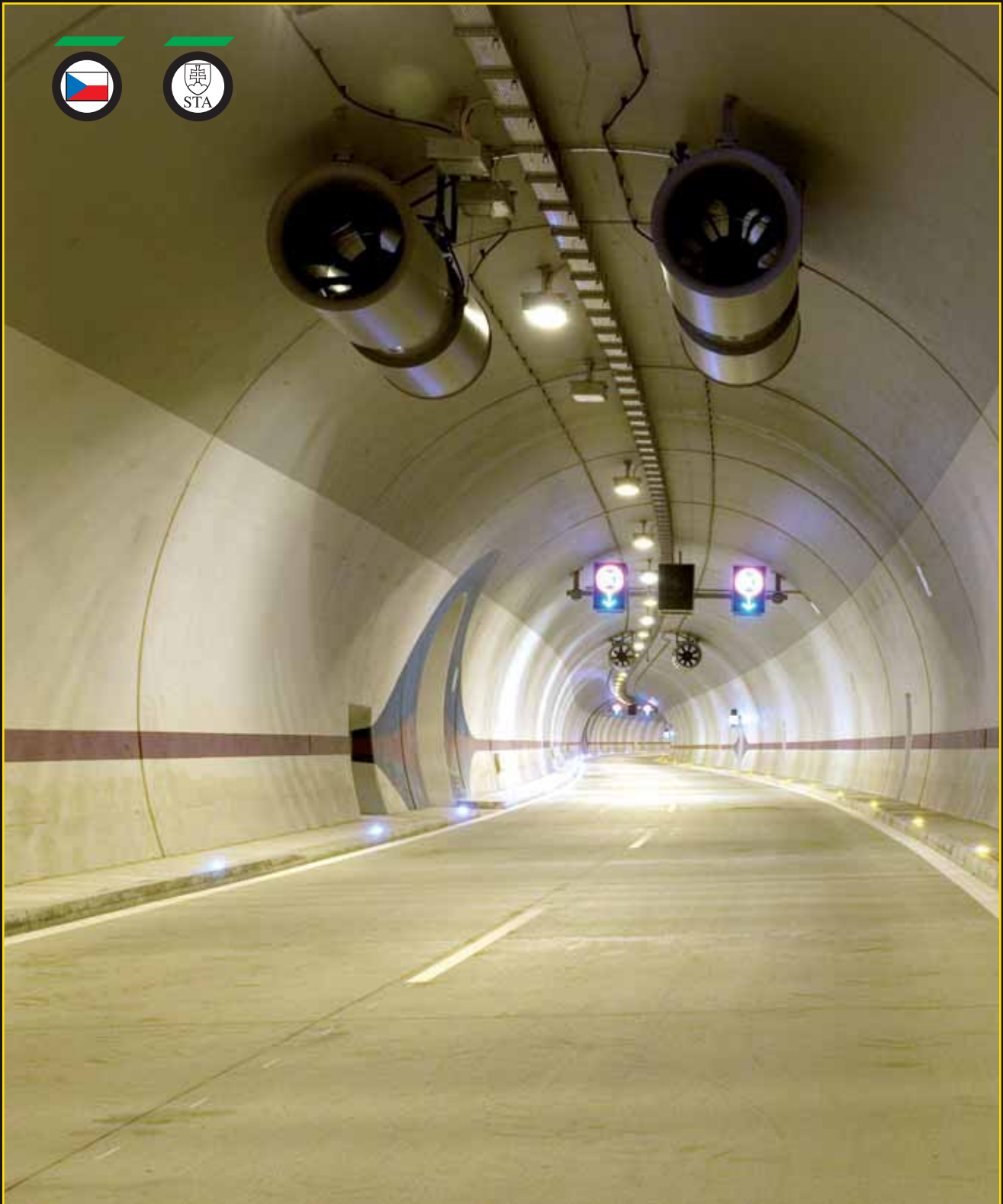


# Tu nel

č. 1  
2009

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





## Vážení čtenáři časopisu TUNEL,

psát úvodník do tak skvělého časopisu, jako je Tunel, není žádná legrace. To už na vlastní kůži poznala řada mých kolegů z redakční rady, kterým tento úkol připadl přede mnou.

Číslo, které dostáváte do ruky, je věnováno přední slovenské firmě Dopravoprojekt, která prezentuje své výsledky a záměry pro budoucí období. Články připravené jejími pracovníky jsou pro čtenáře velmi zajímavé, mj. i proto, že jde o firmu s dlouhou tradicí v podzemním stavitelství.

Není pochyb o tom, že každé číslo Tunelu přináší to nejlepší, co firmy považují za úspěšné a hodné prezentace. Záslouhou redakční rady a její promyšlené publikační aktivity je časopis v tuzemsku i v zahraničí vysoce hodnocen a už v minulém roce byl zařazen mezi recenzovaná periodika s mezinárodním ohlasem. Pro odbornou veřejnost jsou mimořádně cenné komplexní informace o záměrech v podzemním stavitelství i o realizovaných stavbách, doprovázené fotografiemi, schématy i ekonomickými informacemi, navíc s velmi kvalitním anglickým překladem a ve skvělé grafické úpravě. Tím časopis Tunel plní nejen nezanebatelnou funkci reklamy a marketingu, ale především funkci vzdělávací na všech úrovních praxe i vysokého odborného školství a snese náročné srovnání s obdobnými světovými časopisy. Někdy mě ale při jeho čtení napadá jak dále, jakým směrem se má časopis ubírat, které směry preferovat a podporovat, jak zajistit, aby byl brán investory i státní správou vážněji při hledání alternativ řešení dopravních, energetických, skladovacích, zásobovacích, komunálních a dalších problémů. Domnívám se, že je v jeho současných silách se dále zlepšovat především v šíření osvěty o postavení a významu podzemních staveb ve společnosti, o jejich výhodách při řešení dopravních a ekologických problémů i pro pochopení skutečnosti, že toto civilizační úsilí je investičně sice dražší, ale v konečném efektu téměř vždy výhodnější. Je především potřeba aktivněji se zaměřit na publikaci novinek, nových technologií a výsledků výzkumu a vývoje v podzemním stavitelství, které by ukazovaly cesty k vyšší efektivitě oboru a jeho konkurenceschopnosti. Proto vítám všechny články přinášející nové myšlenky, např. z oblasti aplikací nevytuzených oštění a postupů jejich navrhování, použití nových technologií pro izolace, aplikace sříkaných betonů pro definitivních oštění, nových materiálů a technologií pro zpevňování, těsnění a kotvení hornin, atd.

Musím se ještě zmínit o jedné oblasti, které obecně ve společnosti ale i v našem časopise věnujeme zatím malou pozornost a která je pro podzemní stavitelství a jeho další rozvoj životně důležitá. Je jí odborné vzdělávání a příprava mladých dělníků, techniků a inženýrských pracovníků pro práci v podzemí, která vyžaduje ve srovnání s jinými obory poněkud jiný přístup, komplexnější technicko-přírodovědné vzdělávání i podchycení zájmu mladých lidí o práci v nestandardních podmínkách a možná i naplnění jejich adrenalinových tužeb. Chybí nám možná i větší propagace inženýrských děl minulosti a výsledků práce našich předků a učitelů, tradic českých a slovenských tunelářů a jejich významu pro rozvoj podzemních staveb ve světě.

Svět i my se nyní potýkáme s následky finanční a ekonomické krize, která se pravděpodobně dotkne i podzemního stavitelství. To však může nabídnout řešení, která mohou následky této krize snížit využitím jeho možností zejména v oblasti infrastruktury. Dávejme proto investorům i nadále kvalitní informace a podněty.

Jen tak se krize našeho oboru dotkne jenom okrajově a spíše náš obor posílí.

Zdař bůh.

**PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.,**  
člen redakční rady

## Dear TUNEL readers,

Writing an editorial for such an outstanding magazine as TUNEL is not an easy task. The Editorial Board colleagues of mine who were assigned this task before me have already had first-hand experience of it.

The magazine issue you are getting in hands is dedicated to Dopravoprojekt, a prominent Slovak company, which is presenting its achievements and plans for the future. The papers prepared by its employees are very interesting for readers, apart from other reasons because the company has a long tradition of underground engineering.

There is no doubt that each issue of TUNEL brings the best the companies consider to be successful and worth presenting. Thanks to the Editorial Board and its well thought-out publishing activity, the magazine has been highly appreciated both inland and abroad; last year it was included into the list of reviewed periodicals gaining international acceptance. Comprehensive information about intentions in the field of underground construction and projects being implemented, accompanied by photos, charts and economic data, moreover provided by quality English translation and excellent graphic design, is extremely important for the professional public. This is why TUNEL has fulfilled not only not negligible advertising and marketing functions, but, first of all, an educational function at all levels of practice and technical education. It stands strict comparison with similar magazines in the world. Although, reading it, a question crosses my mind from time to time which orientation the magazine should take, which directions are to be preferred and promoted, how to ensure for the magazine to be accepted by project owners and state administration more seriously during the process of searching for alternative solutions to problems of traffic, power generation and distribution, storing, supplying, communal problems etc. In my opinion, it is within its current capacity further to improve, above all in the field of increasing awareness of the status and importance of underground constructions in the society, their advantages when traffic-related and environmental problems are to be solved, and awareness of the fact that this civilisation effort is, on the one hand, more expensive in terms of investment costs, but the final effect is nearly always more beneficial. First of all, it is necessary to focus more actively on publishing innovations, new technologies and results of research and development in the area of underground engineering, which would show ways to achieving higher effectiveness of the industry and its competitiveness. This is why I appreciate all papers bringing about new ideas, for example ideas from the area of the application of unreinforced concrete linings and methods for designing them, the use of new waterproofing technologies, application of sprayed concrete as final linings, new materials and technologies designed to stabilise, seal and anchor ground, etc.

I must not forget to mention another area which is paid insufficient attention not only in our magazine, but generally in the society, and which is vital for underground engineering and its further development. This area comprises professional education and preparation of young workers, technicians and engineering staff for the work underground, which requires, compared with other industries, a slightly different approach, more comprehensive technical and natural scientific education and attracting interest of young people in working in non-standard conditions, which may even mean satisfaction of their adrenalin-driven desires. We may even need increased promotion of past civil engineering works and results of the work of our ancestors and teachers, traditions of Czech and Slovak tunnellers and their importance for the development of underground constructions worldwide.

The world, including the Czech Republic, is dealing with consequences of a financial and economic crisis, which will probably affect even the sphere of underground engineering. Nevertheless, underground engineering is able to offer solutions which can diminish the consequences of the crisis by means of using its capacities, above all in the field of infrastructure. Let us therefore continue to give quality information and suggestions to project owners.

This is the only way for our industry to ensure that it is affected by the crisis only marginally and is possibly even strengthened.

God Speed.

**PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.,**  
Member of Editorial Board





## VÁŽENÍ ČITATELIA ČASOPISU TUNEL,

som úprimne rád, že sa k vám môžem v tomto čísle časopisu prihovoriť a predstaviť vám spoločnosť DOPRAVOPROJEKT, a. s., ako významnú projektovo-inžiniersku a konzultačnú spoločnosť pôsobiacu v oblasti dopravnej infraštruktúry na Slovensku. Práve v tomto roku oslávime 60 rokov svojho pôsobenia na slovenskom trhu, kde každodenne svojou činnosťou prispievame k zlepšeniu životnej úrovne obyvateľov republiky. Iste mnohým nemusím zvlášť zdôrazňovať, že diaľnice, rýchlostné cesty, mosty, železničné stavby, vodohospodárske a pozemné stavby, ale taktiež tunely sú stavby, ktoré DOPRAVOPROJEKT, a. s., projektuje už od roku 1949.

Svoje skúsenosti poskytujeme DOPRAVOPROJEKT klientom na vysokej odbornej úrovni. V oblasti projektovania je hlavnou činnosťou firmy vypracovanie predinvestičných a investičných štúdií (technických, ekonomických, dopravno-inžinierskych a environmentálnych), zámerov a správ o hodnotení vplyvov stavby na životné prostredie, dokumentácií k stavebnému zameru, dokumentácií na územné rozhodnutie a stavebné povolenie, dokumentácií na ponuku a na realizáciu stavby, dokumentácií skutočného realizovania stavby a projektov opráv, sanácií a rekonštrukcií. Predmetom projektových dokumentácií sú predovšetkým diaľničné a cestné stavby, mestské komunikácie, mosty a rôzne pozemné stavby. Súčasne riešime v DOPRAVOPROJEKTE aj všetky systémy hromadnej dopravy, vrátane koľajovej dopravy a metra, objekty pre riečnu dopravu a prístavy, preložky vodných tokov a inžinierskych sietí, geotechnické problémy, ako aj rôzne prieskumné práce a technologické súbory. Jednou z najvýznamnejších zmien v spoločnosti DOPRAVOPROJEKT v roku 2007 bola transformácia oddelenia Eurofondov na Stredisko inžiniersko-investičných činností, vďaka ktorému dokážeme služby poskytovať komplexne a pokryť inžiniersku činnosť, majetkovoprávnú prípravu, ako aj činnosť stavebného dozoru.

Práve v spoločnosti DOPRAVOPROJEKT, a. s., sa rodia myšlienky, kadiaľ je na Slovensku vhodné a možné trasovať koridory ciest a tunelov. Naši odborní projektanti naprojektovali väčšinu diaľnice D1, ktorá je v SR hlavným ťahom spájajúcim západ Slovenska od Bratislavy cez Trnavu, Trenčín, Žilinu, Poprad, Prešov až po východ Slovenska do Košíc. Na trase diaľnice D1 sa nachádza aj niekoľko tunelov, ktoré sú však v súčasnosti prevažne ešte len plánované a nezrealizované. Škoda, pretože odhliadnuc od toho, že tunely pomáhajú skrátiť trasu, ich dôležitým aspektom je najmä šetrnosť k životnému prostrediu. Realizácia tunelov je z environmentálneho hľadiska nevyhnutná, pretože v niektorých úsekoch sa stretávame aj s náročnými geomorfologickými podmienkami, ako napríklad v úseku prechádzajúcom údolím Váhu D1 Turany-Hubová s plánovanými dvomi stredne dlhými tunelmi Rojkov a Havran. Dokumentácia pre stavebné povolenie (DSP) stavby D1 Turany-Hubová bola v DOPRAVOPROJEKTE spracovaná v roku 2007 ako súčasť prípravy projektov verejného-súkromného partnerstva (PPP). DOPRAVOPROJEKT, a. s., sa projektom PPP intenzívne venuje a naďalej sa venuje, keďže z celkovo 13 úsekov zahnutých do troch balíkov PPP vyprojektoval pre zadávateľa Národnú diaľničnú spoločnosť, a. s., až osem náročných úsekov, pričom v súčasnosti vykonávame na uvedených projektoch inžiniersku činnosť.

Ďalší plánovaný tunel na D1 sa nachádza na diaľničnom úseku taktiež zahnutom v PPP projektoch D1 Hubová-Ivachnová, a to tunel Čebrať. DOPRAVOPROJEKT, a. s., môže byť právom hrdý na prvý realizovaný dvojúrovňový tunel na Slovensku, ktorým je tunel Sitina na úseku D2 Lamačská cesta-Staré Grunty. Tento úsek bol vlni ocenený prestížnou cenou Stavba roka 2008. Ďalším tunelom z našej dielne je tunel Horelica na úseku Čadca – obchvat mesta.

Tunelmi sa však DOPRAVOPROJEKT nezaobrá len v cestnej doprave, ale aj v koľajovej doprave. V súčasnosti riešime náročný projekt Železničného prepojenia koridorov TEN-T s Letiskom M. R. Štefánika a železničnou sieťou na území Bratislavy. Tento projekt nepochybné zlepšuje dopravnú situáciu v Bratislave vybudovaním železničného prepojenia pod povrchom zeme tunelom. Trať bude vedená v extrémnych prípadoch až 40 m pod terénom. Základným cieľom prepojenia koridorov je zvýšiť interoperabilitu železničnej siete a integrovať Bratislavu do európskej železničnej siete. Detailnejší popis projektu vám prinášame na ďalších stranách časopisu.

Je zrejme, že tunely sú v dnešných podmienkach veľmi potrebnými stavbami, ale sú aj najnáročnejšími stavebnými objektami. Preto im treba venovať patričnú dávku zodpovednosti už v príprave. Všeobecným cieľom spoločnosti DOPRAVOPROJEKT, a. s., je poskytovanie kvalitných služieb pri dostavbe diaľničnej siete a siete rýchlostných ciest po celom Slovensku, ktoré zabezpečia jednak pohodlnejšie, ale najmä rýchlejšie a bezpečnejšie cestovanie. Verím, že sa Slovensku čo najskôr podarí dostavať chýbajúce úseky diaľnic a rýchlostných ciest.

Prajem vám príjemné čítanie a nazbieranie množstva zaujímavých informácií.

## DEAR READERS OF TUNEL MAGAZINE,

I am very happy that I can address you in this issue of the magazine and introduce DOPRAVOPROJEKT, a. s., to you as an important engineering design and consultancy firm, which is active in the field of transportation infrastructure in Slovakia. Right this year, this stock-holding company will celebrate the 60th anniversary of its activities on the Slovak market, where its work every day contributes to improving the standard of living of people. I am sure that many readers do not need my stressing of the fact that motorways, expressways, bridges, railway structures, water-management structures and buildings, and also tunnels have been designed by DOPRAVOPROJEKT, a. s., since 1949.

DOPRAVOPROJEKT provides high-level professional services for its clients. The main company work in the field of designing has comprised pre-investment and investment studies (technical, economic, traffic-engineering and environmental), building programs and assessments of environmental impacts of projects, documents for building programs, documents for issuance of zoning approvals and building permissions, tender documents and detailed designs, as-built designs and designs for repairs, rehabilitation and reconstruction. The subjects of the designs have comprised, above all, motorway and road structures, urban roads, bridges and various buildings. At the same time, we have solved all mass traffic systems in DOPRAVOPROJEKT, inclusive of rail-bound traffic and metro, structures for river traffic and harbours, diversions of water courses and utility networks, geotechnical problems, as well as various surveys and equipment systems. One of the most important changes in DOPRAVOPROJEKT in 2007 was the transformation of the Department for Eurofunds into the Centre for Engineering-Investment Activities. Owing to this centre, we are able to provide our services in a comprehensive manner, covering the engineering consultancy, real estate preparation, as well as site supervision activities.

It is DOPRAVOPROJEKT, a. s., where the ideas regarding the suitable and possible routes of road corridors and tunnels in Slovakia have been born. Our design-specialists carried out designs for the majority of structures on the D1 motorway, which is the main route in Slovakia connecting the west of Slovakia from Bratislava through Trnava, Trenčín, Žilina, Poprad, Prešov, up to Košice in the east of Slovakia. There are even several tunnels on the D1 motorway route. Although, most of them have still been in the planning stage, not constructed yet. It is a shame because of the fact that, in addition to reducing the length of the route, tunnels are important because they provide environmentally friendly solutions. From the environmental point of view, the development of tunnels is unavoidable because we even encounter difficult geomorphological conditions in some motorway sections, for example, the D1 section between Turany and Hubová, running along the Váh River valley, which will contain two medium-length tunnels, Rojkov and Havran. The final design for the Turany-Hubová section of the D1 motorway was carried out by DOPRAVOPROJEKT in 2007, as a part of the preparation of PPP projects. DOPRAVOPROJEKT, a. s., has been intensely engaged in the designing for PPP projects. It carried out, for the client Národná diaľničná spoločnosť, a. s., designs for eight difficult sections of the total of 13 sections which are comprised in three PPP packages; currently we provide engineering consultancy services for the above-mentioned projects.

Another tunnel which is planned for the D1, the Čebrať tunnel, is found on the Hubová – Ivachnová section, which is also incorporated into the PPP projects. DOPRAVOPROJEKT, a. s., can be justifiably proud of the first twin-tube tunnel which was built in Slovakia, the Sitina tunnel on the Lamačská Cesta - Staré Grunty section of the D2 motorway. Last year, this section was awarded the prestigious title of "The construction of the Year 2008". Another tunnel which originated in our workshop is the Horelica tunnel on the Čadca town by-pass section of the D1 motorway.

DOPRAVOPROJEKT, a. s., deals not only with road tunnels but also with railway tunnels. Currently we are working on the complicated design for the project named The Interconnection between TEN-T Railway Priority Axes, the M. R. Štefánik Airport and the Railway Network in Bratislava. By developing an underground railway connection passing through tunnels, this project will undoubtedly improve the traffic situation in Bratislava. In extreme cases, the route will run at the depth of up to 40m under the surface. The basic objective of the interconnection between railway priority axes is to improve the interoperability of the railway network and integrate Bratislava into the European railway network. A more detailed description of the project is presented on the following pages of this magazine.

It is obvious that tunnels are highly necessary in the current conditions. They are, at the same time, the most difficult structures. This is why they require duly responsible attitudes even during project planning stages. The general objective of DOPRAVOPROJEKT, a. s., is to provide quality services in the process of developing the network of motorways and expressways covering the whole of Slovakia, which will allow more comfortable and, above all, faster and safer travels. I believe that Slovakia will be able to complete the construction of missing sections of motorways and expressways as soon as possible.

I wish you pleasurable reading, providing you with lots of interesting information.

**ING. ARCH. GABRIEL KOCZKÁŠ**

*predseda predstavenstva a generálny riaditeľ DOPRAVOPROJEKT, a. s.  
Chairman of the Board and C.E.O. DOPRAVOPROJEKT, a. s.*

# KONCEPCIA PROJEKTU ŽELEZNIČNÉ PREPOJENIE KORIDOROV TEN-T S LETISKOM A ŽELEZNIČNOU SIEŤOU V BRATISLAVE

## INTERCONNECTING RAIL LINE BETWEEN TEN-T ROUTES, AIRPORT AND RAILWAY NETWORK IN BRATISLAVA

IVAN KAČO, VIKTÓRIA CHOMOVÁ

### ÚVOD

Od roku 2007 prebieha v Bratislave intenzívna príprava náročného a z celospoločenského hľadiska veľmi prínosného projektu nazvaného Železničné prepojenie koridorov TEN-T s letiskom a železničnou sieťou. Investorm projektú sú Železnice Slovenskej republiky a jeho projektantom je spoločnosť Dopravoprojekt, a. s. Prepojenie koridorov pozostáva z troch stavieb. Prvá stavba prepojí v cieľovom riešení projektu železničnú stanicu Predmestie so železničnou stanicou v Petržalka. V rámci jednotlivých etáp druhej stavby sa zabezpečí zdvojkolajnenie trate v úseku Petržalka–Kittsee, zdvojkolajnenie medzistaničného úseku Hlavná stanica–Nové Mesto a do železničnej siete SR sa zapojí letisko M. R. Štefánika, a to zo smeru Petržalka, ako aj zo smeru Bratislava–Nové Mesto. Tretia stavba projektu vyrieši elektrifikáciu trate Devínska Nová Ves–Marchegg. Dopravné prepojenie vedené centrom mesta bude budované pod povrchom zeme tunelom, ktorý bude v extrémnom prípade až 40 m pod úrovňou terénu. Projekt tím nepochybne zlepší situáciu v dopravnej infraštruktúre hlavného mesta. Základným cieľom prepojenia koridorov je však predovšetkým zvýšiť interoperabilitu železničnej siete a integrovať Slovensko na mapu európskej železničnej siete.

Názvy jednotlivých častí projektu:

Stavba č. 1: ŽSR, Bratislava Predmestie – Bratislava Filiálka – Bratislava Petržalka (prepojenie koridorov)

Stavba č. 2: ŽSR, Bratislava – železničné zapojenie Letiska M. R. Štefánika 1. etapa  
ŽSR, Bratislava – železničné zapojenie Letiska M. R. Štefánika 2. etapa  
ŽSR, Bratislava – železničné zapojenie Letiska M. R. Štefánika 3. etapa

Stavba č. 3: ŽSR, Devínska Nová Ves – Marchegg, elektrifikácia

### ŠIRŠIE SÚVISLOSTI A CIELE PROJEKTU

Projekt v súlade s cieľmi Európskej únie (EÚ) nadväzuje na medzinárodné dohody AGC a AGTC. Zabezpečí modernizáciu a kompatibilitu technických parametrov železničnej infraštruktúry, umožní rozvoj železničnej dopravy a prepojí dva významné koridory prechádzajúce územím Slovenskej republiky – koridor č. IV: Berlín–Praha–Bratislava–Budapešť–Thessaloniky a koridor č. V: Benátky–Terst/Koper–Lublana–Budapešť–Užhorod Lvov a jeho vetvu Bratislava–Žilina–Košice–Čierna n/Tisou.

Modernizácia železničných tratí vychádza z koncepcie európskych dopravných koridorov, ktoré boli definované na Paneurópskych konferenciách ministrov dopravy, a to najmä na II. Paneurópskej konferencii, ktorá sa konala v roku 1994 na Kréte. Pre Paneurópsku dopravnú sieť bola vyčlenená sieť multimodálnych koridorov pre členské krajiny EÚ (TEN-T). V rámci nej sa pripravujú a realizujú dopravné siete (cesty, železnice, vzdušné trasy a vodné cesty) tak, aby boli bez obmedzení využiteľné všetkými krajinami Európy. Z hľadiska železničnej dopravy je cieľom zjednotenie celého železničného systému v EÚ a harmonizácia technických, kvalitatívnych ukazovateľov a legislatívnych opatrení tak, aby došlo k zvyšovaniu výkonnostných parametrov železníc.

Výstavbou časti projektu Predmestie–Filiálka–Petržalka, prepojenie koridorov (1. stavba) vznikne nové železničné prepojenie medzi existujúcimi železničnými stanicami Predmestie a Petržalka. Dôjde tým k obnoveniu bývalého prepojenia, ktoré bolo zrušené z dôvodu mohutného rozvoja mesta v 70. rokoch, keď sa povrchovo vedená trať stala výraznou prekážkou v ďalšom rozvoji mesta.

Pripravovaný rozvoj Bratislavy južným smerom vyvolá zvýšené nároky na prepravné kapacity vo vzťahu k centru mesta, čo bude možné zabezpečiť integráciou mestskej koľajovej dopravy do železničných koridorov. Prepojením miest Bratislava–Viedeň kapacitnou koľajovou dopravou a napojením letiska M. R. Štefánika na železničnú sieť sa dosiahne integrácia dvoch hlavných miest susedných krajín a susedných regiónov. Rekonštrukcia železničnej infraštruktúry bude mať pozitívny dopad na zvýšenie kvality

### INTRODUCTION

Intense planning of the project named the Interconnection between TEN-T Railway Priority Axes, the Airport and Railway Network in Bratislava has been in progress since 2007. The owner of this complex and, from the all-society point of view very beneficial project is Railways of the Slovak Republic (RSR); the consulting engineer is DOPRAVO-PROJEKT a.s. The interconnection of the priority axes (the so-called corridors) consists of three constructions. The first one will, in its final stage, connect Predmestie rail station with Petržalka rail station. The second construction will, in the framework of its stages, doubletrack the Petržalka – Kittsee section, double track the railway section between Hlavná Stanica – Nové Mesto stations, and M. R. Štefánik Airport will be connected to the Slovak railway network, both from the Petržalka direction and Bratislava – Nové Mesto direction. The third construction will solve the electrification of the Devínska Nová Ves – Marchegg rail line. The transport connection passing through the city centre will run underground, through a tunnel, which will be, in an extreme case, up to 40m under the ground surface. Thus the project will undoubtedly improve the situation in the transport infrastructure of the Slovak capital. Although, the basic objective of interconnecting the railway corridors is, first of all, to improve interoperability of the railway network and integrate Slovakia into the map of the European railway network.

Names of the individual parts of the project:

Construction No. 1: RSR, Bratislava Predmestie – Bratislava Filiálka – Bratislava Petržalka (interconnection of railway corridors)

Construction No. 2: RSR, Bratislava – rail connection to M. R. Štefánik Airport; stage 1

RSR, Bratislava - rail connection to M. R. Štefánik Airport; stage 2

RSR, Bratislava - rail connection to M. R. Štefánik Airport; stage 3

Construction No. 3: RSR, Devínska Nová Ves – Marchegg, electrification

### WIDER CONTEXT AND OBJECTIVES OF THE PROJECT

The project, in accord with objectives of the European Union (EU), follows up the AGT and AGTC international agreements. It will provide modernisation and compatibility of technical parameters of the railway infrastructure, will make the development of railway transport possible and will interconnect two railway priority axes passing through the Slovak Republic, namely the axis No. IV: Berlin – Prague – Bratislava – Budapest- Thessalonica, and the priority axis No. V: Venice – Trieste /Koper – Lubljana – Budapest – Uzgorod – Lvov and its Bratislava – Žilina – Košice – Čierna n/Tisou branch.

The modernisation of railway routes is based on the concept of European priority axes for transport which was defined in Pan-European conferences of ministers of transport, mainly in the 2<sup>nd</sup> Pan-European Conference which was held in Crete in 1994. A network of multimodal priority axes was singled out for the EU member countries, for the Pan-European transport network (TEN-T). Transport networks (roads, rail lines, airways and waterways) have been planned or constructed within the framework of the TEN-T with the aim of making them usable for all European countries without limitations. Regarding railway transport, the objective is to unify the entire railway system in the EU and harmonise technical and qualitative indicators and legislative measures so that performance parameters of railways improve.

The construction of the project part „Predmestie – Filiálka – Petržalka, interconnection of railway corridors“ (Construction No. 1) will give rise to a new railway connection between the existing railway stations of Predmestie and Petržalka. Thus a former connection line, which was cancelled in the 1970s when the at-grade track became a significant obstacle to further development of the city, will be renewed.

poskytovaných služieb, bezpečnosť dopravy a dostupnosť centra Bratislavy vo vzťahu k regiónu.

Realizáciou projektu sa zabezpečí vybudovanie priameho prepojenia železničnej stanice Predmestie so stanicou Petržalka. Navrhovaná trať bude vedená cez širšie centrum mesta, a tým bude súčasne plniť aj druhý nemenej významný cieľ, a to prispievať k integrácii systémov hromadných dopravných na území hlavného mesta. V rámci navrhovanej trate dôjde k segregácii nákladnej a osobnej dopravy s tým, že dopravná cesta bude využívaná okrem dopravcov osobnej medzinárodnej, diaľkovej a ostatnej železničnej dopravy aj dopravcami zabezpečujúcimi mestskú, prímestskú a regionálnu koľajovú dopravu. Pre zabezpečenie tohto cieľa sa na navrhovanej trase vybudujú nové, resp. sa obnovia zaniknuté železničné stanice a zastávky. Takými to sú železničná stanica Filiálka a železničné zastávky Slovany, Nivy a Centrum.

## ROZHODUJÚCA ČASŤ PROJEKTU – PREPOJENIE KORIDOROV

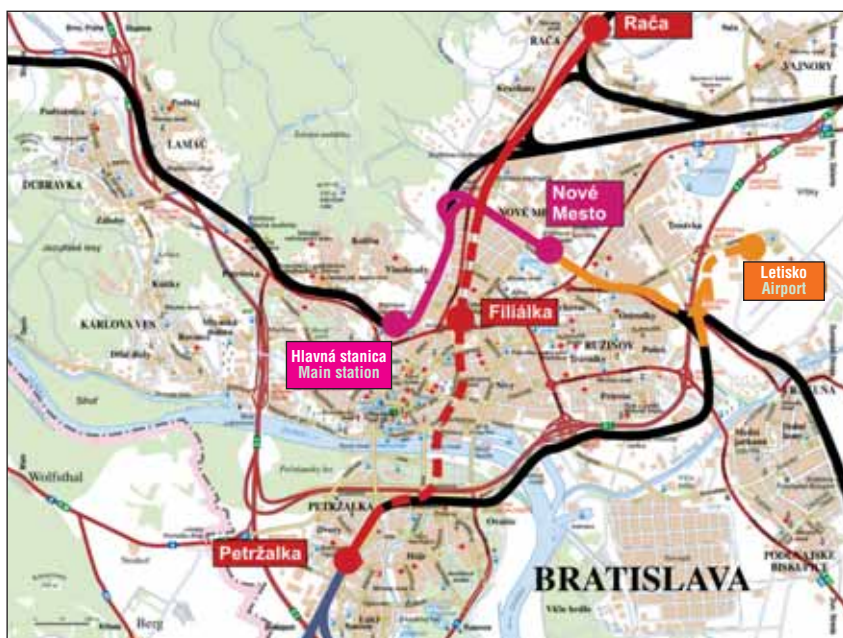
### Základné údaje a postup spracovania dokumentácie

Rozhodujúcou a dominantnou časťou pripravovaného projektu je prvá stavba – Prepojenie koridorov. Stavba rieši výstavbu novej železničnej trate medzi existujúcimi železničnými stanicami Predmestie a Petržalka na ich najkratšej spojnici, tak ako je predurčená osami ich hlavných dopravných koľají. Vzhľadom na túto skutočnosť je navrhovaná železničná trať vedená pod existujúcou zástavbou mesta, čo predurčuje jej výškové vedenie, tj. vedenie trate v tuneli. V prvej časti až po stanicu Filiálka vedie v zásade v trase existujúcej železničnej trate (v posledných rokoch využívanej len ako vlečka pre obsluhu niektorých podnikov a odstavovanie vozňov), ďalej vedie po juhovýchodnom okraji centrálnej mestskej zóny prakticky až po nábrežie Dunaja. Podchádza Dunaj vo vzdialenosti cca 290 m východne od Starého mosta a na petržalskej strane sa pravotočivým oblúkom dostáva do súbehu s existujúcou traťou Ústredná nákladná stanica–Petržalka a zapája sa cez novomestské zhlavie do stanice Petržalka. Na petržalskej strane tesne za protipodvodňovou hrádzou sa navrhuje odbočka Dunaj. Jej výstavba umožní pripojenie koľají mestskej dráhy z navrhovaného nosného systému mestskej hromadnej dopravy vedúceho z južnej časti Petržalky.

Celá navrhovaná stavba má líniový charakter a jej celková dĺžka je cca 8,24 km vrátane rekonštruovanej stanice Predmestie. Nová dvojkolajná železničná trať od konca súčasnej stanice Filiálka po zapojenie do stanice Petržalka predstavuje vzdialenosť 4,40 km, k čomu je možné pripočítať i jednokolajnú spojku Slovany v dĺžke cca 600 m a preloženú dvojkolajnú trať Predmestie – Nové Mesto v dĺžke cca 900 m od konca zhlavia stanice Predmestie po zhlavie stanice Nové Mesto.

Prvý úsek, stanica Predmestie – stanica Filiálka, je po stránke dopravnej navrhnutý ako dvojkolajná, elektrifikovaná trať s dĺžkou zhruba 2,48 km vedená prevažne v dvojkolajnom hĺbenom tuneli. Nasledujúci traťový úsek stanica Filiálka – stanica Petržalka má dĺžku 5,42 km a je vo veľkej miere vedený v dvoch jednokolajných razených tuneloch. Najväčšia navrhovaná traťová rýchlosť je 80 km/hod bez obmedzenia.

Rozsah koľajiska podzemnej stanice Filiálka je výsledkom optimalizácie dopravných požiadaviek a ekonomickej náročnosti. Koľajové riešenie uvažuje



Obr. 1 Mapa mesta Bratislava s navrhovanou železničnou sieťou  
Fig. 1 Bratislava city map with the railway network being designed

The planned development of Bratislava in a southern direction will bring about increased requirements for transportation capacities in relation to the city centre. It will be possible to satisfy the requirements by integrating the urban railway transport into the system of priority axes. The high-capacity railway interconnection of the cities of Bratislava and Vienna and the connection of M. R. Štefánik Airport to the railway network will mean integration of capitals of two neighbouring countries and neighbouring regions. The reconstruction of the railway infrastructure will positively affect the quality of provided services, traffic safety and accessibility of the Bratislava centre in relation to the region.

Direct connection between Predmestie and Petržalka stations will be provided through the implementation of the project. The designed rail line will pass through a wider centre of the city, thus it will even fulfil the second objective, not less important, to contribute to the integration of the mass transit modes existing in the capital. The rail line being designed will result into segregation of freight transport and passenger traffic. The transport route will be used not only by providers of interstate passenger traffic, long-distance traffic and other services but also providers of urban, suburban and regional rail traffic. New railway stations and intermediate stations will be built or the disappeared stations will be renewed along the route (Filiálka station and Slovany, Nivy and Centrum intermediate stations) with the aim of achieving this aim.

## CRUCIAL PART OF THE PROJECT – INTERCONNECTION OF PRIORITY RAILWAY AXES

### Basic data and the design development process

Construction No. 1, the interconnection of railway corridors, is the crucial and dominating part of the project being prepared. The construction solves the development of a new rail line between the existing railway stations of Predmestie and Petržalka, which will follow the shortest connecting line, which is predetermined by axes of the main running tracks. For that reason, the rail line being designed is led under existing urban development. This fact predetermines the horizontal alignment of the route, which has to run through tunnels. In the initial section, up to Filiálka station, the alignment in substance follows the route of an existing rail track (during previous years used only as a side track, serving several companies and used for detaching wagons); it continues further up to the Danube River embankment, along the south-eastern edge of the central city zone. It passes under the Danube River at the distance of about 290m east of the Starý Most (Old Bridge); on the Petržalka side, curves right to run in parallel with the existing rail line Ústredná Nákladná Stanica (Central Goods Station) – Petržalka station. It joins Petržalka station via the Nové Mesto gridiron. On the Petržalka side of the river, just behind the flood protection dam, the Danube Junction will be constructed. This construction will make the connection of the urban railway from the urban mass transit system (under design), leading from the southern part of Petržalka, possible.

The entire construction being designed has a linear character; the total length is about 8.24km long, including Predmestie station, which is to be reconstructed. The new double-track line, from the end of the existing station Filiálka up to the connection to Petržalka station, is 4.40km long; the 600m long single-track connection line to Slovany and the about 900m long relocated double-track line Predmestie – Nové Mesto (from the end of the Predmestie station gridiron to the Nové Mesto station gridiron) can be added to this length.

The initial section between Predmestie station and Filiálka station is designed as a double-track, electrified line, about 2.48km long, running mostly through a double-track cut-and-cover tunnel. The next track section between Filiálka station and Petržalka station is 5.42km long; a significant proportion of its length runs through a pair of single-track mined tunnels. The maximum design free-running speed is 80km/h, without restrictions.

The extent of the yard at the Filiálka underground station is the result of optimisation of traffic-related requirements and economic demands. The station yard design comprises four through tracks with two 400m long island platforms and one central track, which will be on both sides connected to the main tracks; the track will allow shunting of urban trains.

The following three underground intermediate stations are designed for the rail line between Predmestie and Petržalka stations: Slovany, Nivy and Centrum. Slovany

so štyrmi priebežnými koľajami s dvoma ostrovnými nástupišťami dĺžky 400 m a s jednou stredovou koľajou obojstranne zapojenou do hlavných koľají, ktorá umožňuje obraty mestských vlakov.

Na železničnej trati medzi stanicami Predmestie a Petržalka sú navrhnuté tri podzemné železničné zastávky: Slovany, Nivy a Centrum. Zastávka Slovany umiestnená v prvej, teda hlbenej časti úseku bude mať dve jednostranné nástupišťá pri koľaji č. 1 a č. 2 dĺžky 150 m. Zastávky Nivy a Centrum sa vybudujú v rámci razeného úseku trate. Budú mať obdobne ako Slovany po dve jednostranné nástupišťá umiestnené medzi koľajami č. 1 a č. 2 vzájomne komunikačne prepojené tromi priečnymi chodbami, nástupišťá budú mať dĺžku 150 m. Na uvedených zastávkach je predpokladané zastavovanie mestských vlakov, zastavovanie prímestských vlakov, resp. regionálnych vlakov zostavených adekvátne pre dĺžku hrany nástupišťa.

Okrem priameho spojenia staníc Predmestie a Petržalka sú v rámci úseku navrhnuté dve odbočky, ktoré zvyšujú previazanosť a využiteľnosť trate. Odbočka Slovany bude vybudovaná v medzistaničnom úseku Predmestie–Filiálka za účelom priameho koľajového napojenia novej železničnej trate so stanicou Nové Mesto. Odbočka Dunaj bude vybudovaná z dôvodu zapojenia mestskej dráhy vedenej z mestskej časti Petržalka do novej železničnej trate Predmestie–Filiálka–Petržalka. Odbočné výhybky sú navrhované pre traťovú rýchlosť 80 km/hod.

Celá stavba rešpektuje požiadavky modernizácie infraštruktúry železničnej dopravnej cesty, nakoľko bude zohľadňovať technické požiadavky vyplývajúce z predpisu „Všeobecné zásady a technické požiadavky na modernizované trate ŽSR rozchodu 1435 mm“ v rozsahu, ktorý je možné splniť vzhľadom na náročné urbanistické, dopravné a stavebno-technické podmienky umiestnenia tratí železničného uzla v meste.

V rámci procesu posudzovania vplyvov stavby na životné prostredie a vypracovanie dopravnou-urbanistickej štúdie bolo spracovaných niekoľko variantných riešení smerového a výškového vedenia predmetného prepojenia, variantných riešení situovania navrhovaných zastávok Nivy a Centrum, ako i variantného riešenia spojky Slovany. Variantné riešenia vyplývali z potreby posúdiť dopady navrhovanej stavby na:

- existujúcu a pripravovanú urbanistickú štruktúru zástavby okolo navrhovanej zastávky Nivy,
- existujúcu a pripravovanú výstavbu v oblasti umiestnenia spojky Slovany,
- zmenu koncepcie nosného systému MHD, vzhľadom na možné využitie navrhovanej podzemnej železničnej infraštruktúry medzi petržalskou a bratislavskou stranou Dunaja aj „mestskými vlakmi“, ktoré by mali zaistiť severojužnú vetvu z pôvodnej koncepcie NS MHD.

Výsledkom uskutočnených prerokovaní tak v procese záverečného odsúhlasovania dopravnou-urbanistickej štúdie, ako aj rokovaní počas spracovania dokumentácie stavebného zameru, je návrh smerového a výškového vedenia tak ako je prezentovaný a spracovaný v ostatnom stupni dokumentácie tj. v dokumentácii stavebného zameru verejnej práce.

### Popis technického riešenia

Stavba Prepojenia koridorov začína rekonštrukciou železničnej stanice Predmestie. Úsek po stanicu Filiálka predstavuje vybudovanie dvojkolajného tunela, ktorý bude realizovaný hĺbením v otvorenom výkope. Súčasťou tohto medzistaničného úseku je aj vybudovanie odbočky Slovany, zastávky Slovany a objektov únikových východov z tunela a objektov vstupov do zásahových ciest pre prípad mimoriadnych udalostí v tuneli. Súčasťou zastávky Slovany je aj administratívna časť Strediska miestnej správy. Vybudovanie odbočky Slovany, ktorá prepojí stanice Filiálka a Nové Mesto jednokoľajnou spojkou v tuneli, je navrhnuté v križovatke ulíc Kukučínova–Pluhová.

Navrhovaná železničná stanica Filiálka je lokalizovaná do územia súčasnej železničnej stanice, je navrhovaná ako podzemná a nadväzuje na ňu z oboch strán tunelové úseky železničných tratí. Zo severu je to dvojkolajný hĺbený tunel a z juhu dva jednokoľajné razené tunely. Stanica uvažuje aj s prepojením vestibulu na existujúci podchod Trnavské mýto.

Medzistaničný úsek Bratislava Filiálka–Bratislava Petržalka predstavuje líniovú časť stavby, v rámci ktorej sa vybudujú dva jednokoľajné tunely medzi stanicami Filiálka a Petržalka, v prevažnej dĺžke razené mechanizovaným štítom a len v časti bezprostredne nadväzujúcej na stanicu v Petržalke budované hĺbením v otvorenej stavebnej jame. Súčasťou predmetného úseku sú dve podzemné zastávky, a to Nivy a Centrum situované ešte na ľavej strane Dunaja, a odbočka Dunaj, v ktorej sa bude realizovať rozplet trate, železničná trať v smere do stanice Petržalka a mestská dráha smerujúca do južnej časti Petržalky (Janíkov dvor). V predmetnom úseku sú na základe požiadaviek Prezídia Hasičského a záchranného zboru navrhované vstupné objekty pre zásahové jednotky záchranného zboru v prípade mimoriadnych udalostí.

Spôsob výstavby traťových tunelov je pre ďalej uvedené úseky spoločný. Tieto sa budú realizovať ako dve samostatné rúry technológiou razenia mechanizovanými štítmí, tj. technológiou podpovrchovou bez narušenia povrchu územia. Štartovacia jama pre raziaci štít bude pre úsek Filiálka–odbočka Dunaj situovaná v južnej polohe stanice Filiálka. Pre úsek odbočka

intermediate station is located in the initial, i.e. cut-and-cover, part of the section. It will have two 150m long single-sided platforms along the rails No. 1 and No. 2. Nivy and Centrum intermediate stations will be built within the framework of the mined section of the route. Each of them will have, similar to Slovany, two 150m long single-sided platforms, which will be located between rails No. 1 and No. 2. Communication between the platforms will be possible through three cross passages. It is expected that urban trains will stop at the above-mentioned intermediate stations; the suburban trains or regional trains which will stop at the stations will be made up so that their length is adequate to the length of the platform edge.

Apart from the direct connection between Predmestie and Petržalka stations, there will be two branches, which will improve the interconnection and utility of the route. The Slovany branch will be constructed within the section between Predmestie and Filiálka stations, to provide a direct connection of the new rail line with Nové Mesto station. The Dunaj (Danube) branch will be constructed with the objective to provide a connection of the urban railway line which leads from the municipal district of Petržalka to the new rail line Predmestie – Filiálka – Petržalka. The diverging switches are designed for maximum free-running speed of 80 km/h.

The entire construction design takes into consideration requirements of modernisation of infrastructure of the railway transport route; it will allow for technical requirements following from the regulation “General rules and technical requirements for modernised 1435mm gauge RSR rail lines” in the scope, in which it is viable with respect to the difficult urban, traffic-related and construction-technical conditions following from the location of the tracks of the railway junction inside the city.

Several variant solutions for the horizontal and vertical alignment of the connection line, variant solutions for locations of Nivy and Centrum intermediate stations, as well as a variant for the Slovany connecting line were developed within the framework of the process of assessing the environmental impacts of the construction and developing the land-use transportation study. The solution variants followed from the need for assessing impacts of the planned construction on:

- the existing and planned urban structure of the development around Nivy intermediate station being designed,
- the existing and planned development in the area in which Slovany connection line will be located,
- the change of the concept of the urban mass transit system, with respect to the possible use of the planned underground railway infrastructure between the Petržalka and Bratislava sides of the Danube River even by “urban trains”, which were expected to provide services on the north-southern branch in the original concept of the urban mass transit system.

The discussions during the process of final approval of the Land-use Transportation Study and the discussions during the work on the design for the building scheme resulted in a draft design for the horizontal and vertical alignment, which is presented and completed in the other design degree, i.e. the design for the building scheme for public works.

### Description of the technical solution

The Interconnection between the TEN-T Railway Priority Axes project begins by reconstructing Predmestie station. The section up to Filiálka station comprises a double-track tunnel, which will be constructed by the cut-and-cover method. Part of this interstation section is also the construction of the connection line to Slovany, Slovany intermediate station, escape exits from the tunnel and entrances to intervention routes in case of emergencies in the tunnel. Part of Slovany intermediate station is also an administration part for a local government centre. The development of the Slovany branch, which will connect Filiálka station with Nové Mesto station by a single-track line passing through a tunnel, is designed to be located in the intersection of Kukučínova and Pluhová Streets.

Filiálka rail station location is designed to be in the area of the current railway station. It will be an underground station, with tunnel sections of rail lines connecting to the station from both sides, namely a double-track cut-and-cover tunnel from the north and two single-track mined tunnels from the east. The station design even comprises a connection of the course to the existing pedestrian subway Trnavské Mýto.

The Bratislava Filiálka – Bratislava Petržalka interstation section is a linear part of the construction, consisting of two single-track tunnels between Filiálka and Petržalka stations. The major part of the tunnel lengths will be driven by TBMs, only the parts directly linking Petržalka station will be built by the cut-and-cover technique. Part of the section in question are two underground intermediate stations, namely Nivy and Centrum, which are located on the left side of the Danube River, and the Danube Junction, which will comprise the bifurcation of the track, the rail line in the direction of Petržalka station and the urban railway heading towards



Obr. 2 Vizualizácia interiéru stanice Filiálka  
Fig. 2 Visualisation of Filiálka station interior

Dunaj–stanica Petržalka bude štartovacou jamou stavebná jama podzemnej odbočky Dunaj, ktorá bude zároveň slúžiť i ako cieľová šachta na demontáž raziacich strojov. Rázené zastávky Nivy a Centrum budú budované konvenčnou technológiou razenia so spevňovaním zeminového prostredia. Realizácia zastávok sa predpokladá tak, že v prvej fáze sa vybudujú zvislé šachty na oboch koncoch potrebné pre realizáciu staničných tunelov. V druhej fáze sa bude po etapách realizovať hlbená časť vestibulu, tento postup bude rešpektovať dilatčné celky a nevyhnutnosť zachovať obsluhu a prístup automobilovej dopravy k okolitým objektom.

V prípade zastávky Nivy bude potrebné venovať zvláštnu pozornosť návrhu etapizácie výstavby z hľadiska obslužnosti a prístupnosti územia, nakoľko výstavba vestibulov a vertikálnych komunikačných šacht bude prebiehať v bezprostrednej blízkosti hlavnej autobusovej stanice a podzemného vstupu do centrálneho VÚB banky. Zároveň je potrebné brať do úvahy budúcu urbanizáciu lokality, nakoľko sa predpokladá, že v dobe realizácie zastávky Nivy bude realizovaná aj výstavba rozsiahleho urbanistického komplexu Twin City.

Vzhľadom na blízkosť brehu Dunaja sa predpokladá možnosť odvozu zeminy vyťaženej z razenia a výstavby tunelových rúr lodnou dopravou, čo by si vyžiadalo vybudovanie provizórneho prístaviska a nadväzných dočasných komunikácií na petržalskej strane rieky.

Pre umožnenie plynulého pokračovania prác v trase budúceho nosného koľajového systému slúžiaceho pre potreby MHD bude vytvorený „zárodok“ tejto trate v úseku za odbočkou Dunaj. V rámci tejto časti stavby sa budú realizovať dva jednokoľajné tunely z odbočky Dunaj smerované v trase pripravovanej mestskej dráhy približne v dĺžke 500 m. Tunely končia v objekte prvej budúcej stanice mestskej dráhy Einsteinova. Podľa predpokladov by mala trasa oboch tunelov výhľadovo pokračovať plynulo ďalej až do lokality druhej stanice NS MHD Chorvátske rameno, kde by malo dôjsť k zmene technológie výstavby.

Je potrebné uviesť, že celá stavba je popri problémoch vyvolaných hustou zástavbou a pripravovanými investíciami v území, ktorým prechádza, ovplyvnená vo výraznej miere aj existujúcou technickou infraštruktúrou. Prakticky v celej záujmovej oblasti je výrazná koncentrácia inžinierskych sietí, keďže trasa je vedená centrom mesta. V jednotlivých komunikáciách, ktoré sú stavbou dotknuté, je množstvo inžinierskych sietí, či už ide o siete potrubné alebo káblové, či o hlavné rády alebo „podružné“ rozvody, alebo lokálne prípojky inžinierskych sietí do okolitých nehnuteľností. Projekt preto počítá s množstvom prekládok a rekonštrukcií existujúcej infraštruktúry tak, aby konečné riešenie stavby prepojenia koridorov bolo optimálne z hľadiska vložených nákladov ako i v priebehu prevádzky po realizácii tohto diela.

## ZÁVER

V priebehu roku 2008 dopracovaná dokumentácia stavebného zámeru a dokumentácia na územné rozhodnutie pre jednotlivé stavby bola úspešne konferenčne prerokovaná s investorom, Železnicami Slovenskej republiky. Predpokladaným termínom pre vydanie územného rozhodnutia je máj 2009, čo je ale podmienené prijatím zmien a doplnkov územného plánu mesta. Projektová príprava bude v priebehu roku 2009 pokračovať spracovaním dokumentácie na stavebné povolenie. Cieľom je získanie stavebných povolení a začiatok realizácie jednotlivých stavieb v priebehu rokov 2010 a 2011. Ak bude tento harmonogram dodržaný, stavba by mohla byť uvedená do prevádzky v roku 2015. Pre realizáciu projektu sa predpokladá výrazné spolufinancovanie zo zdrojov Európskej únie.

ING. IVAN KAČO, [kaco@dopravoprojekt.sk](mailto:kaco@dopravoprojekt.sk),  
ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, [chomova@dopravoprojekt.sk](mailto:chomova@dopravoprojekt.sk),  
DOPRAVOPROJEKT, a. s., BRATISLAVA

Recenzoval: Ing. Pavol Kusý

the southern part of Petržalka (Janíkov Dvor). The section in question will contain entrance structures for intervention forces of the rescue service, which are required by the Presidium of the Fire Rescue Service in case of emergency.

The construction method for the below-mentioned sections of running tunnels is identical. The tunnels will be constructed as two separate tubes by means of TBMs, i.e. underground, without interfering with the ground surface. The launching pit for the TBM driving the Filiálka – Danube Junction section will be in the southern part of Filiálka station. The Danube Junction – Petržalka station section driving will start from the construction trench for the underground branch Dunaj, which will be used as the launching pit and, at the same time, as the receiving shaft for dismantling the TBMs. Nivy and Centrum mined intermediate stations will be constructed using a conventional excavation method, including stabilisation of the soil environment. It is expected that the intermediate stations will be constructed in two phases. During the first phase, vertical shafts will be constructed at both ends, which are required for the construction of the station tunnels. The second phase will comprise the cut-and-cover part of the concourse (built in stages); this procedure will respect the expansion blocks and the necessity to maintain the operation and access for vehicular traffic to neighbouring buildings.

Regarding Nivy intermediate station, special attention will have to be paid to the design for the division of the construction into stages in terms of resident traffic and accessibility of the area, taking into consideration the fact that the concourses and vertical communication shafts will be constructed in close proximity of the main bus station and an underground entrance to VÚB bank headquarters. At the same time, the future urbanisation of the locality must be allowed for because of the expectation that Nivy intermediate station will be constructed simultaneously with the development of a large urban complex, Twin City.

With respect to the proximity of the Danube River bank, it is expected that the ground from the excavation and construction of tunnels could be disposed off using water transport, which would require a temporary wharf and linking temporary roads to be constructed on the Petržalka side of the river.

With the aim of allowing uninterrupted work along the route of the future main urban mass transit rail system, a “germ” of this route will be created in the section behind the Danube Junction. This construction will comprise two about 500m long single-track tunnels leading from the Danube Junction, following the direction of the planned urban railway. The end of the tunnels will be in the future station of the urban railway, Einstein station. It is assumed that the route of both tunnels will continue further, up to the next station of the main urban mass transit system, Chorvátske Rameno, where the construction technique is to be changed.

It is necessary to note that, in addition to the problems which are caused by the dense development and investments which are planned for the area through which the construction passes, the whole construction is significantly affected even by the existing technical infrastructure. High concentration of utility networks exists virtually in the whole area of operations because the route crosses the city centre. There are many utility services under the individual streets which will be affected by the construction, no matter whether they are pipes or cables, main lines or secondary distribution lines or local lines connecting neighbouring buildings. For that reason, the design comprises many diversions and reconstructions of the existing infrastructure, so that the final solution for the Interconnection between Priority Axes is optimum in terms of the investments and during the course of the operation after the completion of the works.

## CONCLUSION

The design for the building scheme and design documentation for issuance of zoning and planning decision for the individual constructions, which were completed during 2008, were successfully negotiated with the project owner, Railways of the Slovak Republic. The expected term for the issuance of the zoning and planning decision is May 2009, under the condition that changes and supplements to the urban general plan are approved. The designing will continue during 2009 by the work on the final design. The objective is to obtain building permits so that the construction work can start during 2010 and 2011. If this programme is maintained, the construction could be open to traffic in 2015. Significant co-funding from the European Union sources is assumed to be provided for the implementation of the project.

ING. IVAN KAČO, [kaco@dopravoprojekt.sk](mailto:kaco@dopravoprojekt.sk),  
ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, [chomova@dopravoprojekt.sk](mailto:chomova@dopravoprojekt.sk),  
DOPRAVOPROJEKT, a. s., BRATISLAVA

# TUNELOVÉ VEDENIE TRASY ŽELEZNIČNÉHO PREPOJENIA KORIDOROV V ÚSEKU MEDZI STANICAMI FILIÁLKA A PETRŽALKA

## TUNNELS BETWEEN FILIÁLKA AND PETRŽALKA RAILWAY STATIONS ON A LINE LINKING PRIORITY RAILWAY AXES

VIKTÓRIA CHOMOVÁ, MILOSLAV FRANKOVSKÝ, MAROŠ DÁVID

### ÚVOD

Technicky i ekonomicky najnáročnejším úsekom pripravovanej stavby č. 1, ŽSR Bratislava Predmestie–Bratislava Filiálka–Bratislava Petržalka (železničné prepojenie koridorov) bude vedenie železničnej trate medzi stanicami Bratislava Filiálka a Bratislava Petržalka. Trasa v úseku prechádza cez husto zastavané územie centrálnej mestskej zóny, križuje koryto rieky Dunaj a pripája sa na existujúcu železničnú trať. V časti územia v bezprostrednom kontakte s trasou sú pripravované veľké investičné akcie s budúcou mnohopodlažnou zástavbou. Vedenie železničnej trate v podzemí je z tohto dôvodu nevyhnutné, pričom vzhľadom na exponované mestské územie musí byť v maximálnej miere minimalizované, resp. eliminované negatívne ovplyvnenie povrchu. Smerové vedenie trasy v úseku bolo ovplyvnené najviac možnosťami situovania zastávok v zastavanom území mesta. Výškové vedenie je limitované základovými konštrukciami komplexu Eurovea na ľavom brehu Dunaja, ktoré trasa križuje. Nakoľko bude okrem tranzitnej funkcie železničné prepojenie zabezpečovať aj funkcie mestskej dopravy, súčasťou úseku sú aj dve podzemné zastávky, Nivy a Centrum. Konštrukčne náročnou súčasťou trasy je aj odbočka Dunaj na petržalskej strane rieky, v ktorej je navrhnuté odpojenie tunelov na systém mestskej dopravy.

Hlavným projektantom stavby je Dopravoprojekt, a. s., Bratislava, projektantmi tunelových objektov sú ILF Consulting Engineers, s. r. o., Bratislava (úsek Filiálka–Centrum) a Metroprojekt, a. s., Praha (úsek Centrum–Petržalka).

### GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMERY

Navrhovaná trasa železničného prepojenia je situovaná v území formovanom najmä riekou Dunaj. Na geologickej stavbe územia, v ktorom sa trasa nachádza, sa podielajú tri typy horninových prostredí – antropogénne sedimenty, kvartérne fluviálne sedimenty a neogénne sedimenty.

Kvartérne fluviálne sedimenty ležia po oboch brehoch rieky Dunaj, vo väčšej vzdialenosti od rieky vo forme terás, ktorých mocnosť sa znižuje smerom k svahom Malých Karpát. Tvoria ich spravidla štrky a piesčité štrky s premenlivým obsahom piesku. Zrná štrky sú opracované, veľkosti prevažne do 30 mm, menej často aj väčšie až do 100 mm. Sú tvorené hlavne tvrdými kremencami, žulou, vápencom, pieskovcom

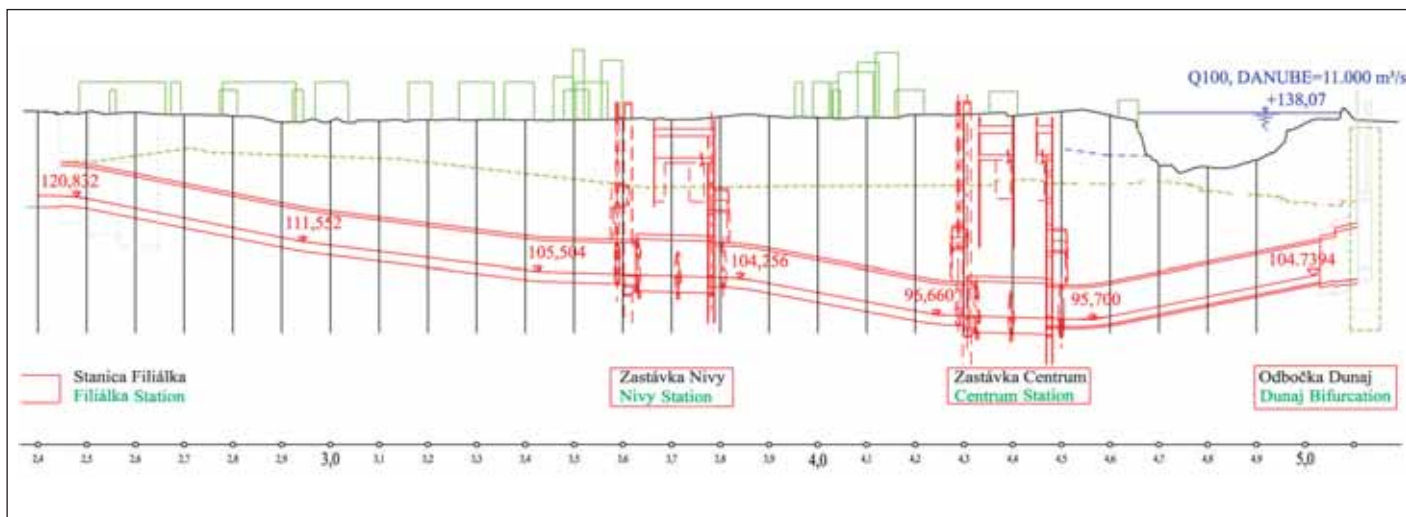
### INTRODUCTION

The technically and economically most demanding section of the planned project No.1: ŽSR Bratislava Predmestie – Bratislava Filiálka – Bratislava Petržalka (a railway link between priority rail axes) will be the design for the alignment of the rail line between Bratislava Filiálka and Bratislava Petržalka stations. This section of the route passes through a densely developed area of the central urban zone, crosses the Danube River bed and connects an existing rail line. Large development projects comprising multi-storey buildings are under preparation for a part of the area which is in direct contact with the route. The underground route of the rail line is therefore unavoidable. With respect to the sensitive character of the urban area, any negative effect on the surface must be minimised as much as possible, or eliminated. The horizontal alignment within this section was affected, above all, by the possibilities for locating stations within the developed area of the city. The vertical alignment is limited by substructures of the Eurovea complex on the left bank of the Danube River, which is to be crossed under by the route. Since the railway interconnection will also fulfil the urban mass transit system function, in addition to the transit function, there are two underground stations on the section: Nivy and Centrum. Another part of the route which is difficult in terms of the construction is the Dunaj (Danube) Junction on the Petržalka side of the river, which is designed to connect the route to the urban mass transit system.

The main design consultant is Dopravoprojekt a.s. Bratislava, the design engineers for tunnel structures are ILF Consulting Engineers s.r.o. Bratislava (the Filiálka – Centrum section) and Metroprojekt a.s. Praha (the Centrum – Petržalka section).

### GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS

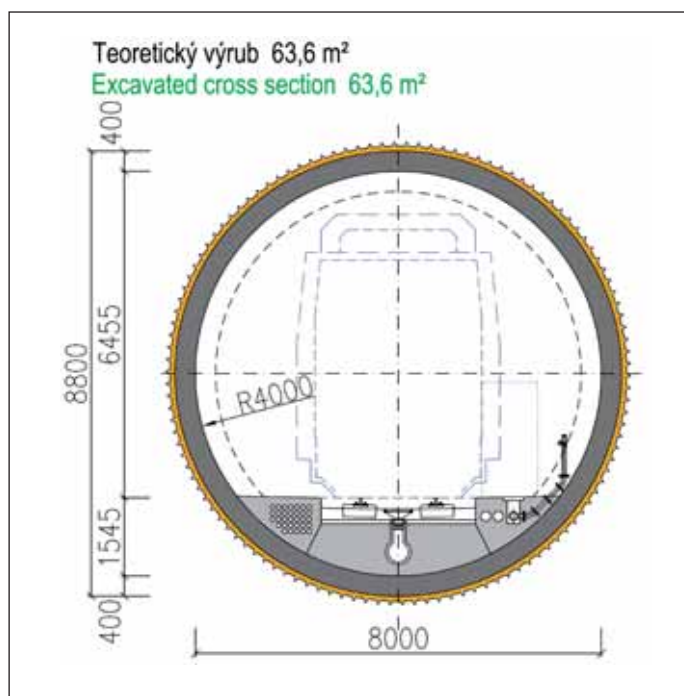
The railway link route being designed is located in an area which is formed first of all by the Danube River. The geological structure of the area through which the route passes comprises three types of ground environment: anthropogenic sediments, Quaternary fluvial sediments and Neogene sediments.



Obr. 1 Pozdĺžny profil trasy v úseku Stanica Filiálka – odbočka Dunaj

Fig. 1 Longitudinal section of the route in the Filiálka Station – Dunaj (Danube) Junction section





Obr. 2 Jednokolajný traťový tunel razený TBM  
Fig. 2 TBM-driven single-track running tunnel

a kryštálickými bridlicami. Vo viacerých prieskumných dielach bol na kontakte s neogénnym podložíom zaregistrovaný výskyt balvanov, priemeru zväčša 300 až 500 mm. Hrúbka kvartérnych sedimentov v trase sa pohybuje v rozmedzí 8 až 14 m. Kvartérne sedimenty sú veľmi priepustné, preto sú významným koridorom pre prúdenie podzemných vôd. Sú dotované vodou zo zrážok, vodou stekajúcou zo svahov Malých Karpát, no hlavne priesakovou vodou z Dunaja. Hladina podzemnej vody preto korešponduje i keď s časovým posunom s hladinou vody v Dunaji.

Neogénne sedimenty tvoria podložie kvartéru a sú reprezentované súdržnými zeminami a pieskami s prudkým a nepravidelným striedaním polôh. Sú to zeminy usadzované na okraji niekdajšieho paleogénneho mora, resp. v korytách potokov a riečok doňho ústiach. Súdržné zeminy majú v neogénnom komplexe dominantné postavenie a sú zastúpené ílmi vysokej plasticity, ílovitými hlinami a stredne až nízkoplastickými siltmi, ktoré sa podľa granulometrického zloženia zatriedujú ako piesčité hliny, hliny až ílovito-piesčité hliny. Sú prevažne tuhej až tvrdej konzistencie, ich súčiniteľ priepustnosti sa pohybuje v rozmedzí  $10^{-8}$  až  $10^{-11}$  m/s. Piesky sa vyskytujú v základnej mase súdržných zemín ako jemno- až strednozrné, čisté alebo zahľinené, pričom podiel zrn piesku a jemných častíc je veľmi premenlivý. Súčiniteľ priepustnosti neogénnych pieskov sa pohybuje od hodnoty  $1,1 \times 10^{-5}$  m/s nadol.

Mocnosť jednotlivých typov zemín sú rozdielne, od niekoľkých desiatok cm až po niekoľko metrov. Hrúbka vrstiev je veľmi premenlivá a často sa už na krátkych úsekoch vyklíňujú, resp. tvoria len šošovky. Podzemná voda je viazaná len na polohy priepustných pieskov. Pokiaľ sú k nim vytvorené prirodzené alebo umelé koridory z priepustného kvartéru, je táto voda tlaková, pričom tlak vody korešponduje približne so stavom hladiny vody v Dunaji.

Z hľadiska trasy je možné konštatovať, že na petržalskej strane Dunaja v neogénnom súvrství prevládajú hrubé polohy hlinitých a ílovitých pieskov s ojedinelým výskytom šošoviek čistých, jemno- až stredozrných pieskov. Na bratislavskom brehu Dunaja sú úložné pomery v neogénnom súvrství zložitejšie. Striedajú sa tu vrstvy súdržných zemín pevnej až tuhej konzistencie rôznej a premenlivej mocnosti, ktoré sa niekedy vyklíňujú s vrstvami a šošovkami čistých, prachovitých a hlinitých pieskov. Súdržné zeminy sú prakticky nepriepustné. V šošovkách a vrstvách piesku je táto voda tlaková, pričom pretlak zodpovedá približne výške hladiny Dunaja.

## ÚSEK STANICA FILIÁLKA – ZASTÁVKA CENTRUM

### Razené traťové tunely

Razenie traťových tunelov sa predpokladá so začiatkom štartovacej jame situovanej v priestore hlbenej stanice Filiálka. Traťové tunely

The Quaternary fluvial sediments are found on both banks of the Danube River, at a greater distance from the river, in the form of terraces; their thickness diminishes toward the slopes of the Small Carpathians. They usually consist of gravels and sandy gravels, containing variable proportion of sand. The gravel grains are worn by water; their sizes are mostly smaller than 30mm, less frequently even larger, up to 100mm. They consist mainly of hard quartzites, granite, limestone and crystalline schist. The occurrence of boulders mostly 300 to 500mm in diameter was registered in several exploration workings at the contact with the Neogene bedrock. The thickness of the Quaternary sediment layers found on the route ranges from 8 to 14m. The Quaternary sediments are very permeable; therefore they form a significant corridor for ground water flows. They are supplied with rainwater, water flowing down the slopes of the Small Carpathians and, first of all, water seeping from the Danube River. The water table level fluctuation therefore follows, with a time lag, the fluctuation of the water surface in the Danube River.

The Neogene sediments make up the subbase of the Quaternary sediments; they are represented by cohesive soils and sands with abrupt and irregular alternation of the layers. The soils originated by sedimentation on the edge of a former Palaeogene sea or in the beds of streams and rivers ending in the sea. The cohesive soils have a dominating position in the Neogene complex; they are represented by high-plasticity clays, clayey loams and medium- to low-plasticity silts, which are categorised according to the granulometric composition as sandy loams, loams to clayey-sandy soils. Their consistency is mostly stiff to solid, the coefficient of permeability ranges from  $10^{-8}$  to  $10^{-11}$  m/s. The sands exist in the basic mass of cohesive soils as fine-grained to medium-grained materials, pure or loamy; the proportion of grains of sand to fine particles is very variable. The value of the coefficient of permeability of the Neogene sands is variable, not exceeding  $1.1 \times 10^{-5}$  m/s.

The thicknesses of the layers of the individual types of soils vary from several tens of centimetres to several metres. The thickness is very variable; the layers are often short, overlapping one another at the wedge-shaped ends or forming only lenticular-shaped bodies. Ground water is bound only to the layers of permeable sands. If natural or artificial corridors of the permeable Quaternary sediments lead to these layers, the water is under pressure, with the pressure roughly corresponding to the level of water in the Danube River.

In terms of the alignment, it can be stated that, regarding the Neogene layers on the Petržalka bank of the Danube River, thick layers of loamy and clayey sands prevail, with infrequent occurrence of lenticular deposits of pure, fine- to medium-grained sands. The mode of deposition in the Neogene series of layers on the Bratislava bank is more complicated. Varying-thickness layers of cohesive soils of solid to stiff consistency alternate with layers and lenses of pure, silty or loamy sands, sometime overlapping one another at the wedge-shaped edges. The cohesive soils are virtually impermeable. Water in the sand lenses and layers is under pressure, with the hydraulic head roughly corresponding to the level of the water surface in the Danube River.

## SECTION BETWEEN FILIÁLKA AND CENTRUM STATIONS

### Mined running tunnels

The driving of the running tunnels is expected to start from the beginning of the launch pit, which is located in the area of the Filiálka cut-and-cover station. The running tunnels incline at 20 ‰ and 12.5 ‰ respectively downwards from Filiálka station to Nivy station, where the downward gradient is reduced to 3 ‰. Between Nivy and Centrum stations the route falls at 18.9 ‰. The lowest point of the route is found just behind Centrum station, under the Eurovea complex.

The running tunnels are designed as a twin-tube structure. This design is more suitable considering the dimensions of a cross section through a double-rail tunnel and the technical viability of the tunnel under the given ground mass and space conditions. Safe tunnel driving under complicated ground conditions, under the water table level and under urban development can be guaranteed by using a positive face support TBM; the use of both an earth pressure balance shield (EPBS) and a slurry shield is possible. The definite selection of the tunnelling technique based on a detailed geological survey will be dealt with in the next designing stage. The cross section of the running tunnels is circular. This design proceeds from the proposed tunnelling technique. The cross section geometric design satisfies requirements of several

klesajú zo stanice Filiálka v sklone 20 ‰, resp. 12,5 ‰ do zastávky Nivy, kde je sklon trate zmiernený na 3 ‰. Medzi zastávkou Nivy a Centrum trať opäť klesá v sklone 18,9 ‰. Najnižší bod trasy sa nachádza tesne za zastávkou Centrum pod komplexom Eurovea.

Traťové tunely sú navrhnuté ako dva jednokoľajné, čo je výhodnejšie riešenie vzhľadom na veľkosť prierezu dvojkoľajných tunelov a technickú realizovateľnosť v daných horninových a priestorových podmienkach. Bezpečné razenie tunelov v komplikovaných zeminných pomeroch pod úrovňou podzemnej vody v podmienkach mestskej zástavby je možné zaistiť plnoprofilovým tunelovacím raziacim strojom s aktívnym pažením čela, pričom do úvahy prichádzajú tak zeminový štít (earth pressure balanced shield), alebo bentonitový štít (slurry shield). Definitívny výber technológie razenia na základe podrobného geologického prieskumu bude predmetom ďalšieho stupňa projektovej prípravy. Pričný rez traťových tunelov je kruhový, čo vychádza z navrhovanej technológie výstavby. Priestorové usporiadanie priečného rezu je navrhnuté tak, aby vyhovovalo požiadavkám viacerých platných predpisov (smernica komisie č. 2000/732/ES, rozhodnutie komisie č. 2008/163/ES, predpis Ž11). Výsledný projektovaný svetlý prierez je tvorený kružnicou s polomerom 4 m na líci ostenia. Spolu s hrúbkou ostenia a priestorom pre plášť štítu to predstavuje priemer výrubu 9 m.

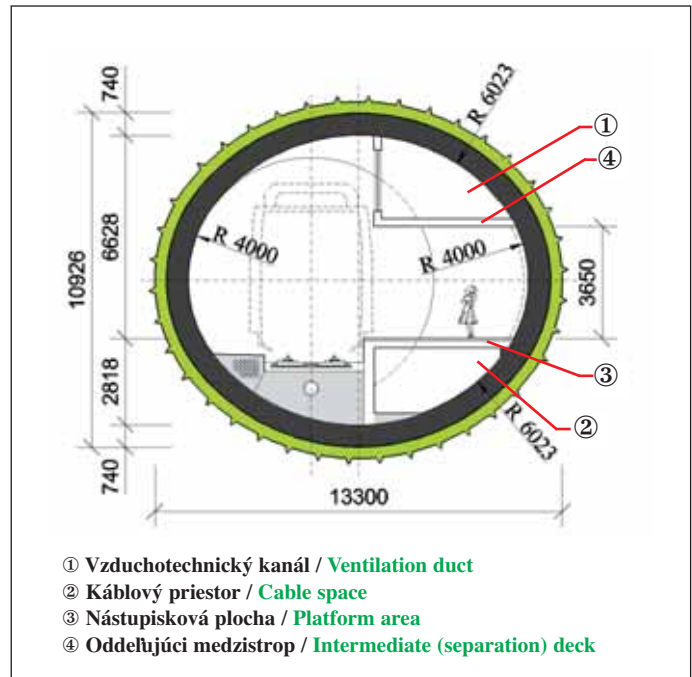
Vzhľadom na geologické a hydrogeologické podmienky, v ktorých budú traťové tunely razené, je navrhnuté jednovrstvové ostenie tvorené železobetónovými segmentmi (tubingami) hrúbky 400 mm. Ochrana vnútorného priestoru tunelov pred podzemnou vodou bude zabezpečená vodotesnými spojmi tubingov. Osová vzdialenosť tunelových rúr je premenlivá, pričom sa mení od hodnoty 13 m na začiatku úseku za Filiálkou až po hodnotu 34 m v zastávkach Nivy a Centrum.

### Razené zastávky Nivy a Centrum

Súčasťou trasy sú dve podzemné zastávky Nivy a Centrum. Obe situované na ľavom brehu Dunaja. Vzhľadom na veľmi veľkú hĺbku oboch zastávok je niveleta trate v zastávke Nivy v hĺbke cca 32 m a v zastávke Centrum dokonca 41 m. A tiež pre priestorové pomery na povrchu územia bola zvolená technológia ich výstavby razením.

Zastávky sú v úrovni nástupísk dĺžky 150 m tvorené konvenčne razenými staničnými tunelmi a priečnymi prepojeniami. Prepojenie s vestibulmi, resp. s povrchom je zabezpečené dvojicou šikmých eskalátorových tunelov a dvojicou zvislých šacht. Zvislé šachty budú okrem funkcie únikových a zásahových ciest využité aj na účely umiestnenia technologických priestorov, káblových vedení a tiež vzduchotechnických kanálov.

Zväčšený profil staničných tunelov zabezpečuje dostatočnú šírku nástupiskovej plochy vedľa priechodného prierezu. Dôležitým bezpečnostným prvkom sú vzduchotechnické kanály nad nástupiskom slúžiace na odsávanie sploďín v prípade horiaceho vlaku. V priestore pod nástupiskom je vytvorený priechodný kanál pre káblové vedenia. Splnenie uvedených funkcií si vyžiadalo zväčšenie prierezu staničných tunelov na takmer dvojnásobok oproti traťovým tunelom.



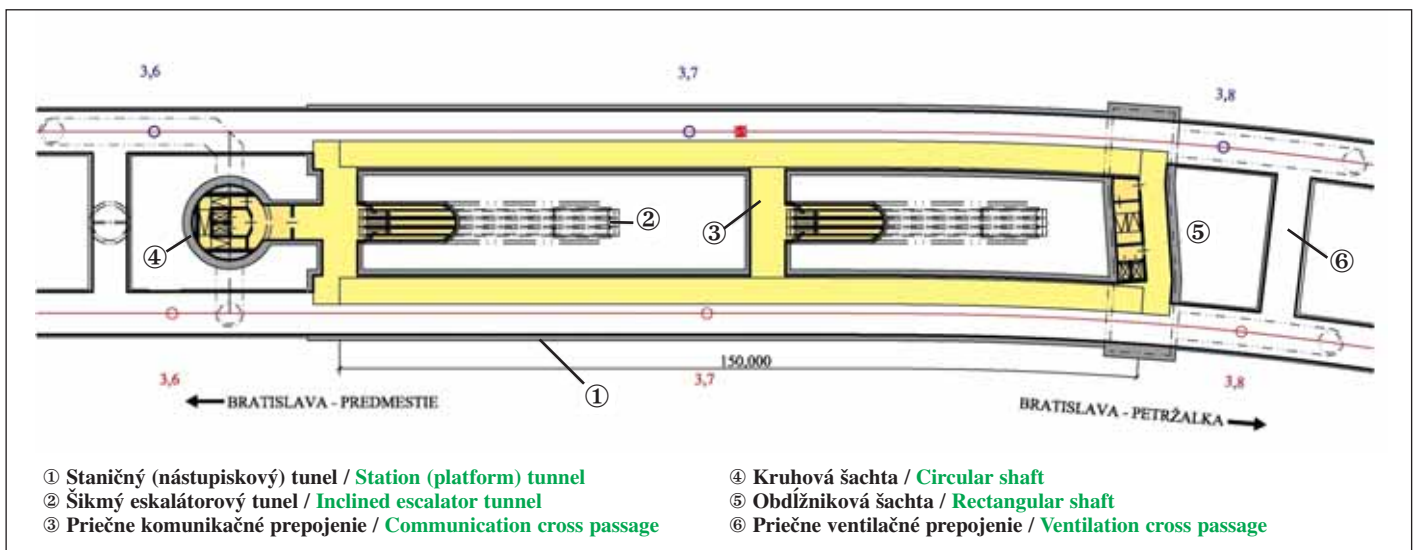
Obr. 3 Staničný (nástupiskový) tunel  
Fig. 3 Station (platform) tunnel

regulations in force (the Directive of the European Commission No. 2000/732/EC, Commission's Decision No. 2008/163/EU, railway regulation Ž11). The resulting net cross section consists of a 4.0m radius circle defining the inner contour of the lining. Together with the thickness of the lining and the margin for the passage of the shield, this represents a 9.0m-diameter excavated cross section.

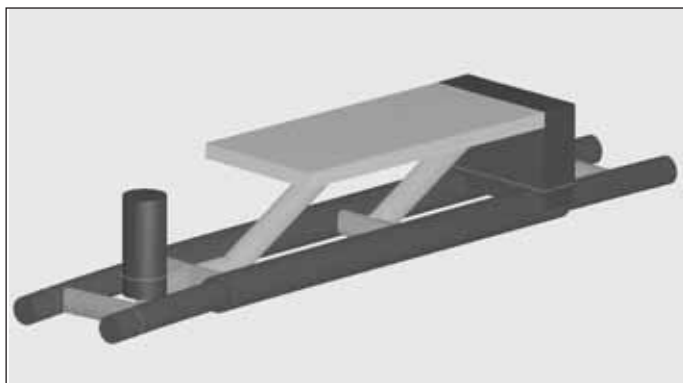
A single-shell lining consisting of 400mm thick reinforced concrete segments is designed, taking into consideration the geological and hydrogeological conditions through which the running tunnels will be driven. The inner space of the tunnels will be protected against groundwater by watertight sealing of joints between the segments. The distance between centres of the tunnel tubes is variable; it varies from 13m (at the beginning of the section behind Filiálka) to 34m (at Nivy and Centrum stations).

### Nivy and Centrum mined stations

Part of the route are two underground stations, Nivy and Centrum. Both stations are located on the left bank of the Danube River. A mining technique was selected for the construction, with respect to the very great depth of the stations under the surface (the track alignment is at a depth of about 32m at Nivy station and even 41m at



Obr. 4 Razená zastávka Nivy, pôdorys  
Fig. 4 Nivy mined station – layout



Obr. 5 Razená zastávka Nivy, schematický 3D model  
Fig. 5 Nivy mined station – schematic 3D model

Priečne staničné prepojenia pripájajúce sa na staničné tunely majú tiež funkciu komunikácie pre cestujúcich, pričom je táto kombinovaná s funkciou vzduchotechnickou. Konštrukčné riešenie staničných a eskalátorových tunelov a tiež priečných prepojení odráža konvenčnú technológiu razenia. Tunely a priečne prepojenia majú primárne ostenie zo striekaného betónu a sekundárne ostenie z vystuženého betónu. Ochrana pred tlakovou podzemnou vodou bude riešená medziľahlým hydroizolačným súvrstvom rozdeleným na sekcie, umožňujúce dodatočné zainjektovanie v prípade porúch.

Zvislé šachty v úseku traťových tunelov i razených zastávok budú budované hĺbením z povrchu, pod ochranou pažiacich konštrukcií zabezpečujúcich zároveň ochranu pred vniknutím podzemnej vody do priestoru šachiet. Nosné konštrukcie šachiet budú tvorené pilótovejmi stenami. Do vnútorného priestoru šachiet bude následne dobudované vnútorné ostenie s plošnou izoláciou proti podzemnej vode vloženou medzi pilótovej steny a vnútorné ostenie. Šachty budú slúžiť aj na vertikálnu dopravu počas budovania staničných tunelov a prepojení.

Staničné tunely a priečne prepojenia budú budované za použitia konvenčnej technológie razenia s rozpojovaním zeminy mechanickými prostriedkami pod ochranou primárneho ostenia, predzaistenia výrubu a zlepšovania zeminového prostredia. Razenie bude vykonávané s vertikálnym a horizontálnym členením výrubu na čiastkové plochy, s cieľom eliminácie negatívnych vplyvov na povrch. Dimenzie primárneho ostenia musia zodpovedať požiadavke minimalizácie deformácií v okolí výrubu a na povrchu, čo znamená, že ostenie musí byť veľmi tuhé. Pred začiatkom razenia budú realizované prípravné práce z priestoru prístupových šachiet – vytvorenie priestorových „kazetových“ prvkov z tryskovej injektáže zabezpečujúcich ochranu pred vniknutím podzemnej vody do výrubu. Primárne ostenie zo striekaného betónu s rozptýlenou výstužou a priehradovými nosníkmi bude zriadené bezprostredne s otvorením výrubu. Výrub musí byť chránený pred vniknutím podzemnej vody v každej pracovnej operácii kombináciou okamžitého zaistovania striekaným betónom a zlepšovania okolia výrubu injektážami.

Po vyrazení oboch staničných tunelov budú prerazené priečne prepojenia a z nich krátke zárodky eskalátorových tunelov. Razenie eskalátorových tunelov bude vykonávané z dna stavebnej jamy pre výstavbu vestibulov. Priestor zárodky eskalátorových tunelov bude z dna jamy ohraničený vertikálnymi clonami z tryskovej injektáže.

Po ukončení raziacich prác budú cez staničné tunely presunuté raziace stroje. Betonáže sekundárneho ostenia staničných tunelov do oceľového pojazdného debnenia môžu začať až po presune raziacich strojov cez stanicu. Debniace vozy budú zmontované na dne južnej šachty, presunuté do pozície na severe stanice, odkiaľ sa začnú betonáže. Sekundárne ostenie priečných prepojení a eskalátorových tunelov môže začať nezávisle na betonáži ostenia staničných tunelov.

### Priečne prepojenia a šachty

V úsekoch medzi stanicami je navrhnutých niekoľko priečných prepojení tunelových rúr s rôznymi funkciami a zároveň aj parametrami:

Tri priečne prepojenia ako únikové východy v zmysle Rozhodnutia č. 2008/163/ES zabezpečujú únikový priestor rozmerov 2,25x1,5 m. Zároveň tieto prepojenia vytvárajú priestor pre vzduchotechnické prepojenie nad úrovňou priečného prepojenia a tiež priestor pre umiestnenie energetických zariadení súvisiacich s napájaním vzduchotechnických zariadení. Priečne prepojenia sú oddelené od traťových tunelov priečkami s požiarnymi dverami. Na horizontálne vzduchotechnické kanály nadväzujú vertikálne kanály v šachtách ústiace na povrch.

Centrum stanice) and space-related conditions on the surface of the area. The stations are 150m long at the platform level. They consist of conventionally driven station tunnels and cross passages. The connection with concourses or with the ground surface is provided by a pair of inclined escalator tunnels and a pair of vertical shafts. The vertical shafts will be used, apart from functioning as escape and intervention routes, even as spaces for equipment, cable lines and ventilation ducts.

The enlarged profile of the station tunnels provides a sufficient width of the platform alongside the train envelope. Ventilation ducts above the platform, which are designed to extract smoke in the case of a train fire, are an important safety element. A walk-in cable duct is created in the space under the platform. To fulfil all of the above-mentioned functions, it was necessary to enlarge the cross section of station tunnels nearly twice compared with the running tunnels. The station cross passages, which are connected to the station tunnels, also function as paths for passengers; this function is combined with the ventilation function. The structural design for the station tunnels, escalator tunnels and cross passages is accommodated to the conventional excavation method. The primary lining of the tunnels and cross passages is in shotcrete, while the secondary lining is in reinforced concrete. The protection against the pressure ground water will be provided by an intermediate multi-layer waterproofing system; the waterproofing coat will be divided into sections allowing additional injection of grout in the case of defects.

The vertical shafts in the running tunnel sections and mined station sections will be sunk from the surface, under the protection of bracing structures, which will at the same time provide protection against ground water seeping into the shafts. Pile walls will form the shaft structures. An inner lining will be subsequently installed in the inner space of the shafts, with a waterproofing membrane inserted between the pile walls and the inner lining. The shafts will be used for material hoisting during the course of the construction of the station tunnels and cross passages.

The station tunnels and cross passages will be constructed using a conventional tunnelling technique, with ground disintegration carried out by mechanical equipment, under the protection of a primary lining, combined with excavation pre-support and improvement of the ground environment. The excavation sequence consisting of side drifts and central pillar, combined with a top heading, bench and invert sequence will, be used with the aim of eliminating negative effects on the surface. The dimensions of the primary lining must correspond to the requirement for minimisation of deformations in the tunnel surroundings and on the surface, which means that the lining is very rigid. Preparatory work will be carried out from the access shafts before the commencement of the tunnel excavation (creating spatial “compartment” elements from jet grouting, which provide protection against intrusion of ground water into the excavation). The primary lining, consisting of fibre reinforced shotcrete and lattice girders, will be installed simultaneously with the advancing excavation. The excavation must be protected against seeping ground water during each working operation by a combination of immediately applied shotcrete and the excavation surroundings improved by grouting.

When the excavation of both station tunnels is finished, the cross passages will be driven, including openings for escalator tunnels. The escalator tunnels will be driven from the bottom of the construction trench which will be used for the construction of concourses. The space for the openings for escalator tunnels will be bordered from the bottom of the trench by vertical jet grouted screens.

When the excavation operations are complete, the TBMs will be moved through the station tunnels. The casting of the secondary lining of the station tunnels behind a travelling steel form can start only after the transport of the TBMs through the station. The travelling forms will be assembled at the bottom of the southern shaft, and then they will be shifted to the position at the northern end of the station, from which the concrete casting will start. The casting of secondary lining of cross passages and escalator tunnels can start independently of the casting of the lining of the station tunnels.

### Cross passages and shafts

Several cross passages are designed for the sections between the stations; they have various functions and their parameters also differ:

Three cross passages to be used as escape exits in the meaning of the Decision No. 2008/163/EU, which will provide a space for escape with

Tri priečne prepojenia slúžiace ako prístupové komunikácie pre zásahové jednotky, ktoré boli vyžadované orgánmi štátneho dozoru požiarnej ochrany. Tieto budú spojené s povrchom šachtami, v ktorých budú umiestnené prístupové schodiská. Šachty sú situované buď medzi traťovými tunelmi, alebo vedľa nich, čo závisí od možnosti záberu územia na povrchu a tiež od vzájomnej polohy traťových tunelov.

Priečne prepojenia tesne pred a tesne za oboma zastávkami, ktoré majú výhradne vzduchotechnickú funkciu. Vzduchotechnické prepojenie v km 4,488 má v strednej časti zväčšený prierez, nakoľko je v jeho dne umiestnená nádrž pre zachytávanie prípadných vôd z nadväzujúcich tunelových úsekov.

## ÚSEK ZASTÁVKA CENTRUM – STANICA PETRŽALKA

### Razené traťové tunely

V úseku od zastávky Bratislava Centrum do ŽST Bratislava Petržalka je trasa vedená prevažne dvojicou razených jednokolajných tunelov, čo vyplýva zo základnej koncepcie stavby. Osová vzdialenosť dvoch razených tunelových rúr je navrhnutá v hodnote minimálne 23 m, dostatočnej z hľadiska minimalizácie vzájomného ovplyvnenia zeminového prostredia pri razení. Razené tunely sa v tejto časti stavby delia na tri úseky:

Trasa tunelov v úseku zastávka Centrum – odbočka Dunaj vedie v stúpaní 20 ‰. Mocnosť neogénnych súvrství nad klenbou tunelov sa pohybuje od 7 do 20 m. Celková výška nadložia tohto úseku je 18–34 m, vrátane podchodu pod korytom Dunaja. Trasa najskôr podchádza pod objektmi komplexu Eurovea s limitujúcou vzdialenosťou klenby tunela od hĺbkového založenia tohto objektu minimálne 1,5 m, podchádza koryto Dunaja a končí na rozhraní s krátkymi konvenčne razenými tunelmi pred hĺbeným objektom odbočky Dunaj. Predpokladaný postup razenia je od stanice Filiálka do hĺbenej stavebnej jamy odbočky Dunaj, kde je uvažovaná demontáž raziacich mechanizmov.

Trasa tunelov od odbočky Dunaj smerom k stanici Petržalka začína od hĺbenej stavebnej jamy odbočky Dunaj v neogénnych súvrstviach a postupne prechádza do spodnej časti kvartérnych sedimentov s výskytom balvanitej zóny v stúpaní 10–20 ‰. Nadlozie sa pohybuje od 5 do 22 m. Trasa križuje komunikáciu Einsteinova, pričom podchádza pilótové základy jej protihlukových stien. V km 5,366 križuje trasa tunel odbočujúcej vetvy na nosný systém MHD v smere na Janíkov Dvor. Vzhľadom na komplikované a výrazne heterogénne geologické pomery s pomerne nízkou výškou nadložia predstavuje úsek mimoriadne náročné podmienky pre razenie. Predpokladaný postup razenia je z hĺbenej stavebnej jamy odbočky Dunaj a demontáž raziacich mechanizmov v demontážnych jamách hĺbených jednokolajných tunelov pred ŽST Bratislava Petržalka.

Odbočujúcou vetvou od odbočky Dunaj na nosný systém MHD v smere na Janíkov Dvor je trasa vedená dvoma jednokolajnými

cross section dimensions of 2.25 x 1.5m. At the same time, these cross passages provide space for ventilation ducts (above the space for passage of pedestrians) and space for the placement of power supply equipment related to power supplies for the ventilation equipment. The cross passages are separated from running tunnels by dividing walls with fire-check doors. Vertical ducts ending on the surface are connected to the horizontal ventilation ducts in shafts.

Three cross passages to be used as access routes for intervention forces; they were required by the National Fire Safety Inspection. They will be connected with the surface through shafts, which will contain access staircases. The shafts are located either between or alongside the running tunnels, depending on the possibility to obtain the land on the surface and on the relative position of the running tunnels.

Cross passages before and after both stations, having solely a ventilation function. The ventilation cross passage at km 4.488 has its cross section in the central part enlarged because there is a tank at its bottom, which is designed to collect potential water inflows from the adjacent tunnel sections.

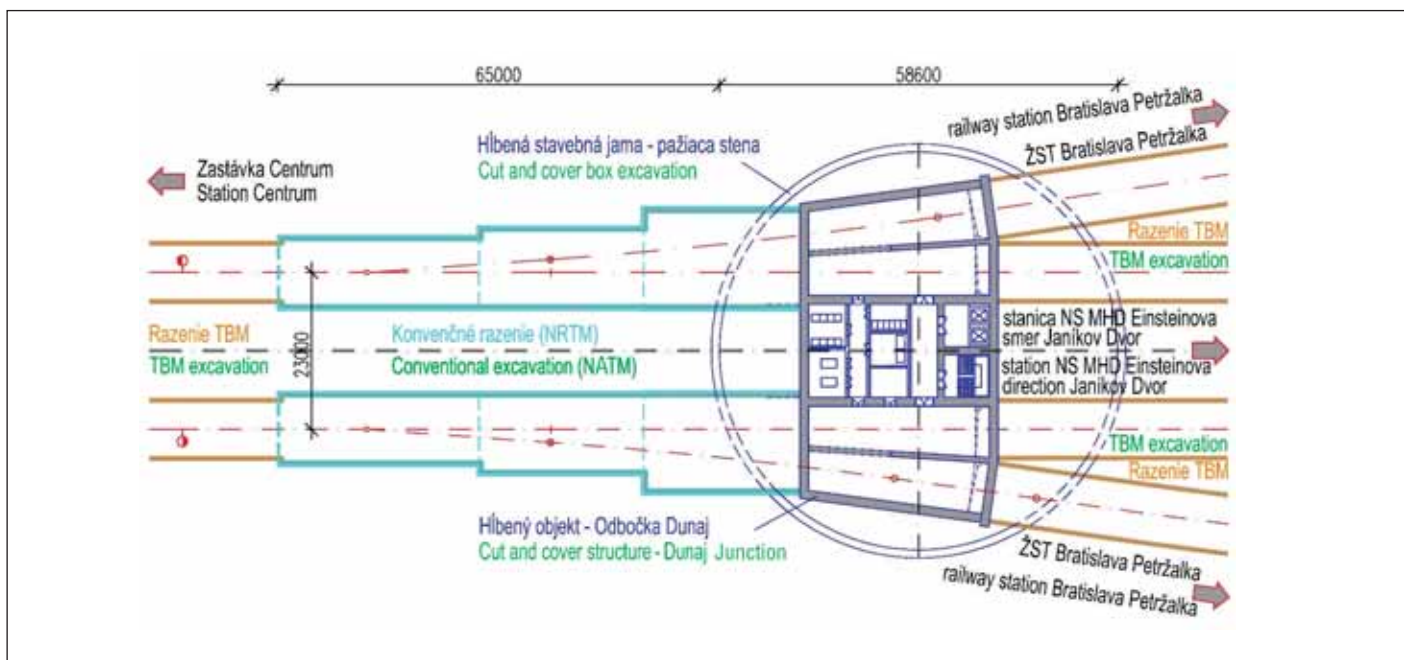
## SECTION BETWEEN CENTRUM AND PETRŽALKA STATIONS

### Mined running tunnels

The major part of the route between Bratislava Centrum and Bratislava Petržalka railway stations runs through a pair of mined single-track tunnels; this design follows from the basic concept of the project. The minimum distance between centres of the mined tunnel tubes is 23.0m, which is sufficient in terms of the minimisation of effects of excavation of one tunnel on the ground environment around the other tunnel. In this part of the construction, the mined tunnels are divided into the following three sections:

The route of the tunnels between Centrum station and Dunaj (Danube) Junction inclines upwards at 20 ‰. The thickness of the Neogene series of layers ranges from 7 to 20m. The total height of the overburden within this section is 18 – 34m, including the crossing under the Danube River bed. At the beginning the route passes under the Eurovea complex of buildings (the limiting distance of the tunnel crown from deep foundations of the buildings is 1.5m as the minimum). It carries on under the Danube River and ends at the interface with the short, conventionally driven tunnels before the cut-and-cover structure at the Dunaj (Danube) Junction. The assumed direction of the driving is from Filiálka station to the construction trench for the Dunaj Junction, where the TBMs will be dismantled.

The route of the tunnels between the Dunaj Junction and Petržalka station starts from the construction trench for the Dunaj Junction, in Neogene series of layers, gradually passing to the lower part of the Quaternary sediments, containing a bouldery zone, inclining upwards



Obr. 6 Odbočka Dunaj, pôdorys  
Fig. 6 Dunaj Junction – layout

razenými tunelmi s klesaním 22,04 ‰. Tunely budú razené v neogénnych súvrstviach prevažne charakteru piesčitých sedimentov s polohami ílov, s nadložími od 24 do 31 m. Pričom prekrytie voči báze kvartéru je 8 až 12 m. Trasa pravej tunelovej vetvy je vedená pod tunelmi hlavnej trasy vedenej na ŽST Bratislava Petržalka, čo si vyžiada spevňujúce opatrenia v nadloží vetiev v úseku križovania. Okrem toho trasa križuje komunikáciu Einsteinova a existujúcu železničnú trať. Predpokladaný postup razenia je z hlbenej stavebnej jamy odbočky Dunaj a demontáž raziacich mechanizmov v demontážnej jame na konci úseku.

Razenie dvoch úsekov z odbočky Dunaj k hĺbeným jednokoľajným tunelom pred ŽST Bratislava Petržalka a k demontážnej jame v smere na Janíkov Dvor je vzhľadom k veľmi náročným geologickým podmienkam zvodnelého piesčitého neogénu a kvartéru predpokladané technológiou bentonitového štítu.

### Odbočka Dunaj

Trať vedená zo zastávky Centrum v smere zo Starého Mesta na Petržalku je v mieste nazvanom odbočka Dunaj rozvetvená na dva hlavné smery, smer ŽST Bratislava Petržalka a smer nosného systému MHD Janíkov Dvor. Toto miesto sa nachádza v tesnej blízkosti Dunaja na jeho pravom petržalskom brehu. Z dôvodu vedenia trate dvoma jednokoľajnými tunelmi sa v mieste odbočky Dunaj vetví na štyri jednokoľajné tunely do dvoch spomínaných smerov. Tento rozplet kolají je jedným z najnáročnejších miest na trase z hľadiska technickej, či ekonomickej náročnosti.

Výstavba rozpletu kolají nie je možná technológiou razenia TBM s ohľadom na postupné rozširovanie profilov tunelov v mieste výhybiek. Preto bolo nutné pristúpiť k návrhu vhodných technológií, ktoré by umožnili výstavbu odbočky Dunaj v náročnom geologickom prostredí zvodnelých štrkopiesčitých fluvialnych sedimentov kvartéru a piesčitých až ílovitopiesčitých sedimentov neogénu. Jednou z požiadaviek, ktoré ovplyvnili výsledný návrh konštrukcií odbočky Dunaj, bolo zachovanie funkčnosti protipovodňového zemného valu. Výhybky sú umiestnené priamo pod ním, to rozhodlo o umiestnení hlbenej stavebnej jamy do miesta ochráneného protipovodňovým valom a konvenčne razené tunely pod val smerom k Dunaju.

Tak ako sa rozbiehajú kolaje od výhybiek oboch jednokoľajných tunelov, rozširuje sa aj priečny prierez razených tunelov v troch veľkostiach tohto úseku dĺžky 65 m. Razenie bude postupovať podľa zásad Novej rakúskej tunelovacej metódy. Základnými vystrojovacími prostriedkami sú striekaný betón, výstužné priehradové oblúky, zvärané výstužné siete, predháňané ihly, trysková injektáž, prípadne svorníky. Razenie je navrhované z dôvodu prítomnosti tlakovej podzemnej vody v priestore dopredu zaistenom obálkou z tryskovej injektáže. Trysková injektáž bude prevedená z povrchu. Pred začatím razenia musia ochranné obálky z tryskovej injektáže tvoriť uzavretú sekcie. Priečny prierez tunelov je navrhnutý ako uzavretý so spodnou klenbou. Predpokladá sa členenie profilu do čiastkových výrubov.

Stavebná jama pre hĺbenú konštrukciu kolajového rozpletu je kruhového pôdorysného tvaru s vnútorným priemerom líca pažiacej steny 58,6 m a hĺbkou 33 m od pôvodného terénu. Je navrhnutá pre montáž, obsluhu a demontáž raziacich komplexov TBM, konvenčné razenie tunelov kolajového rozpletu a vybudovanie hĺbeného objektu. V značne komplikovanom geologickom prostredí s hladinou podzemnej vody tesne pod terénom musí pažiacia stena plniť dôležitú tesniacu funkciu. Po zvážení skúseností z iných stavieb v podobnom prostredí sme navrhli pažiacu stenu pozostávajúcu z prevrtávaných pilôt Ø 1200 mm. V spodnej tretine hĺbky jamy sú navrhnuté rozperné prstence z vystuženého betónu, ktoré zaisťujú stabilitu a zároveň odolávajú vztlaku podzemnej vody.

Z dôvodu veľkej hĺbky, vysokopriepustných sedimentov v oblasti dna stavebnej jamy, hladiny podzemnej vody pod terénom je nutné počítať so vztlakom podzemnej vody. Preto je navrhnutá masívna zátka z prekrývajúcej sa stĺpov tryskovej injektáže pod celým dnom stavebnej jamy, ktorá bude realizovaná z úrovne výkopu nad hladinou podzemnej vody. Vzhľadom na veľkú plochu dna jamy bude potrebné zakotviť dno ťahovými kotvami a vybetónovať rozpernú železobetónovú základovú dosku, ktorá zaisťuje rozoprenie tesniacich stien a zároveň odolá vztlaku podzemnej vody.

Vlastný hĺbený objekt, dočasne zaistený stavebnou jamou má tri poschodia s navzájomvisiacimi vzduchotechnickými šachtami a nadzemnými objektmi. V úrovni rozpletu kolají sú navrhnuté hĺbené traťové tunely, ktoré sa rozbiehajú z dvoch tunelov na štyri. Medzi traťovými tunelmi sú technologicke miestnosti, kde je umiestnená trafostanica a automatická tlaková čerpacia stanica. V okrajovej časti medzi traťovými tunelmi je z priečného prepojenia tunelov vedené

at 10 - 20 ‰. The cover thickness varies between 5 and 22m. The route crosses Einsteinova Road, passing under the pile foundation of noise attenuation walls lining the road. At km 5.366, the route crosses a tunnel carrying a branch to the urban mass transit system in the direction of Janíkov Dvor. Because of complicated and significantly heterogeneous geological conditions and a relatively shallow cover, the conditions for tunnel excavation are extremely difficult in this section. The assumed direction of the driving is from the construction trench for the Dunaj Junction; the TBMs will be dismantled in dismantling pits in construction trenches for the single-track tunnels before Bratislava Petržalka station.

The branch line from the Dunaj Junction to the urban mass transit system in the direction of Janíkov Dvor; the route runs through a pair of single-track mined tunnels, which will be driven downhill at 22,04 ‰. The tunnels will be driven through Neogene series of layers, having mostly the character of sandy sediments with clay interlayers; the height of the overburden is 24 - 31m, whereas the thickness measured from the Quaternary base is 8 to 12m. The route of the right tunnel branch passes under the main route tunnels leading to Bratislava Petržalka station; this solution will require stabilisation measures in the overburden in the area in which the branches cross. In addition, the route crosses Einsteinova Road and an existing rail line. The assumed direction of the driving is from the construction trench for the cut-and-cover structure of the Dunaj Junction; the TBMs will be dismantled in a dismantling pit at the end of the section.

The two tunnel sections leading from the Dunaj Junction to the cut-and-cover single-rail tunnels before Bratislava Petržalka station and to the dismantling pit in the direction of Janíkov Dvor are assumed to be driven by a slurry shield because of very difficult geology consisting of water-bearing sandy Neogene and Quaternary layers.

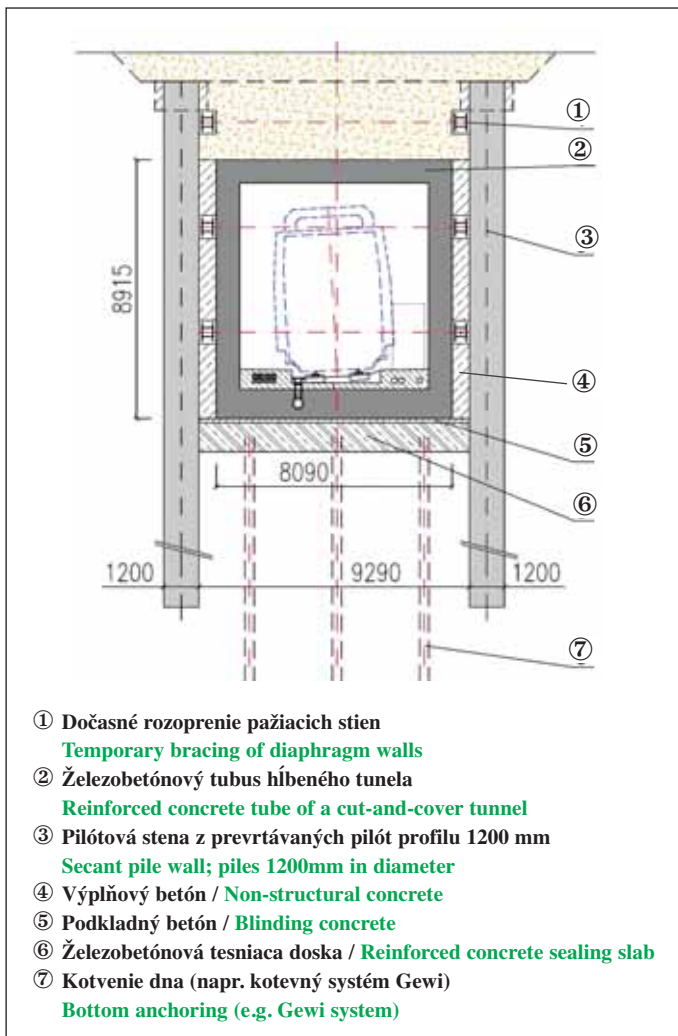
### Dunaj Junction

The rail line leading from Centrum station in the direction from the old town toward Petržalka is split into two main directions in the location named Dunaj Junction, i.e. the direction of Bratislava Petržalka station and direction of the fundamental urban mass transit system Janíkov Dvor. This location is found in close vicinity of the Danube River, on its right (Petržalka) bank. Because of the fact that the rail line is led through two single-track tunnels, the tunnels are split into four single-track tunnels (the two above-mentioned directions) in the Dunaj Junction location. This rail junction is one of the most complicated locations on the route in terms of technical and economic requirements.

The rail junction cannot be constructed by a TBM technique with respect to the fact that the profiles of the tunnels are gradually enlarged at rail turnouts. It was therefore necessary to proceed to designing suitable techniques, which would allow the construction of the Dunaj Junction in the complicated geological environment consisting of the Quaternary water-bearing gravel-sand fluvial sediments and Neogene sand to clayey sand sediments. One of the requirements which significantly affected the resulting design for the Dunaj Junction structures was that the functionality of a flood defence dyke be preserved. The turnouts are located directly beneath the dyke. It was the reason why a construction trench was designed for the location which is protected by the dyke, while conventionally driven tunnels will be beneath the dyke, in the direction of the Danube River.

The width of the mined tunnels is enlarged with the rails diverging behind the turnouts in the individual single-track tunnels; three cross-section sizes are designed for the 65m long section. The excavation will proceed according to the principles of the New Austrian Tunnelling Method. Basic means of support consist of sprayed concrete, lattice girders, welded mesh, forepoling, jet grouting and, possibly, rock bolts. Because of the presence of pressure groundwater, the excavation is designed to be carried out in the space which will be stabilised in advance, forming a jet grouted envelope. The jet grouting will be performed from the ground surface. The jet grouted protective envelopes must form closed sections before commencing the excavation. The tunnel cross section is designed to form a closed structure with an invert. It is expected that sequential excavation with partial headings will be applied.

The construction pit for the cut-and-cover rail junction structure is circular in the ground plan, with the inner diameter (up to the inner face of the diaphragm wall) of 58.6m and the depth, measured from the



Obr. 7 Hĺbený jednokolejný traťový tunel v Petržalke  
Fig. 7 Cut-and-cover single-track running tunnel in Petržalka

únikové schodisko a dva výtahy, ktoré v rovnakom profile stúpajú v šachte až na povrch. Druhé poschodie je nad úrovňou hĺbených traťových tunelov a pozostáva zo štyroch vzduchotechnických kanálov a dvoch technologických miestností. Tretie poschodie pozostáva zo šiestich oddelených strojovní vzduchotechniky. Prepojenie strojovní vzduchotechniky s tunelmi a povrchom je riešené vzduchotechnickými šachtami vedenými cez vzduchotechnické kanály v druhom poschodí. Vzduchotechnické šachty sú na povrchu zakončené povrchovými objektmi združenými s únikovým objektom. Konštrukčne je definitívna nosná konštrukcia objektu koľajového rozpletu riešená z vodonepriepustného železobetónu bez izolácie jej rubu.

### Hĺbené jednokolejné tunely

V úseku výuštia trasy pred stanicou Bratislava Petržalka je trasa vedená dvoma jednokolejnými hĺbenými tunelmi v stúpaní 20 ‰ v dĺžkach 539 a 550 m. Trasa je vedená paralelne s existujúcou železničnou traťou v tesnej blízkosti koridoru povrchovej zástavby. Z hľadiska stiesnených pomerov koridoru medzi povrchovou zástavbou, nutnej prevádzky na jednej z koľají jestvujúcej trate a vedenia novo navrhovanej trate bola po zvážení rôznych variánt stavebného riešenia navrhnutá dvojica jednokolejných hĺbených tunelov. Z toho vyplýva rozdelenie výstavby na dve časové etapy v súčinnosti s výlukou koľají jestvujúcej trate na povrchu a realizáciou razených tunelov od odbočky Dunaj k razeným portálom tunelov. Uvedené okolnosti znamenajú vybudovať stavebnú jamu jedného z tunelov v predstihu pred dokončením razenia tunela na príslušnej koľaji, raziaci mechanizmus demontovať v demontážnej jame. Zrealizovať správkovanie protihľaj koľaje jestvujúcej trate na povrchu pri vylúčení dopravy na druhej a pripraviť stavebnú jamu s demontážnou jamou druhého tunela. Časová súvislosť výstavby s razením naväzujúcich tunelov a vylúčením dopravy jednej z koľají jestvujúcej trate vytvára zložitý časový harmonogram výstavby tejto časti stavby.

Tunely sú navrhované v stavebných jamách v zložitých geologic-

original ground surface, of 33m. The pit will be used for the assembly, operation and dismantling of TBMs, as well as the conventional excavation of the tunnels containing the junctions and construction of the cut-and-cover structure. Within the significantly complicated geological environment, where the water table is close to the ground surface, the diaphragm wall must fulfil an important sealing function. Taking into consideration experience from other projects where a similar environment had been encountered, we designed a secant pile wall consisting of  $\varnothing$  1200 mm piles. Reinforced concrete bracing rings will be installed in the lower third of the depth of the pit. Together with reinforced concrete capping beams around the circumference of the pit, they will stabilise the structure and, at the same time, they will provide the waterproofing of the structure.

Because of the great depth, highly permeable sediments in the area of the bottom of the construction pit and the water table level under the surface, it is necessary to allow for an upward hydrostatic pressure. For that reason a massive plug consisting of overlapping jet grouted columns is designed to cover the whole bottom of the construction pit; it will be carried out from an intermediate bottom of the excavation pit, at a level above the water table. With respect to how large the area of the bottom of the pit is, it will be necessary to anchor the bottom by tension anchors, and a reinforced concrete bracing foundation slab will have to be cast, which will provide bracing of the diaphragm (cut-off) walls and, at the same time, will resist the upward hydrostatic pressure.

The cut-and-cover structure itself, which will be built in a temporary construction pit, has three floors with related ventilation shafts and surface buildings. Cut-and-cover running tunnels begin at the rail junction structure. They diverge, forming four tunnel tubes of the two. There are equipment rooms between the running tunnels, housing a transformer station and an automatic high-pressure pumping station. In the edge part, between the running tunnels, an escape staircase and two lifts lead from the cross passage; the lifts travel through a shaft to the surface. Another staircase is above the cut-and-cover running tunnels level; it consists of four ventilation ducts and two equipment rooms. The third floor contains six separate ventilation plant rooms. The ventilation plant is connected with the tunnels and the surface by ventilation shafts, leading through ventilation ducts on the second floor. The ventilation shafts are terminated on the surface by structures which are joined with the escape structure. The definite load-bearing structure of the rail junction will be of water retaining reinforced concrete, without any waterproofing on its external surface.

### Cut-and-cover single-track tunnels

In the section before Bratislava Petržalka station, in which the rail track gets to the surface, the route runs through two single-track cut-and-cover tunnels, 539m and 550m long respectively, at an uphill gradient of 20 ‰. The route runs in parallel with an existing rail line, in close proximity to a surface development corridor. Taking into consideration the constrained space within the corridor, among existing buildings, the necessity to maintain one rail of the existing rail line operating and the alignment of the newly designed rail line, having assessed several variants of the structural design, the design for a pair of single-track cut-and-cover tunnels was accepted. It follows from this design that the construction must be divided into two stages, related to the existing surface track possession and the construction of the mined tunnels between the Dunaj Junction and the mined tunnel portals. The above-mentioned circumstances mean that it is necessary to prepare a construction trench for one of the tunnels before the driving of the respective tunnel is completed, and dismantle the TBM in the dismantling pit; to arrange for opening the neighbouring at-grade rail to traffic whilst obtaining the possession of the parallel rail, and prepare the construction trench with a dismantling pit for the other tunnel. The time relationships between the construction with the driving of linking tunnels and the closing of one of the rails of the existing rail line to traffic give rise to a complicated works schedule for this part of the construction.

The tunnels will be built in construction trenches, under difficult geological conditions comprising Quaternary water-bearing gravel-sand sediments and Neogene sand to clayey-sand sediments. The maximum 20m deep construction pits will be carried out under the protection of vertical diaphragm walls formed by secant piles

kých podmienkach zvodnelých štrkopiesčitých fluvialných sedimentov kvartéru a piesčitých až ílovitopiesčitých sedimentov neogénu. Stavebné jamy hĺbky maximálne 20 m budú budované pod ochranou vertikálnych pažiacich konštrukcií navrhnutých z prevrtávaných pilót Ø 1200 mm. V spodnej úrovni sú steny rozoprené železobetónovou základovou doskou.

Z dôvodu vysokej hladiny podzemnej vody je nutné počítať pri hĺbení jám a pri vybudovaní tunelov do definitívneho stavu s pôsobením vzlaku. Vzhľadom na vysokopriepustné kvartérne aj neogénne sedimenty v dne jám je nutné počítať s realizáciou opatrení proti vzlaku podzemnej vody. Pri zakotvení tesniacich stien až do hĺbky piesčitého neogénu nie je predpoklad na spoľahlivé vyhlbenie stavebných jám z hľadiska priepustnosti neogénu v miestach hĺbených tunelov. Preto je navrhnutá v tomto prípade technológia hĺbenia stavebných jám pod vodou. Zakotvením dna ťahovými kotvami a vybetónovaním rozpernej železobetónovej základovej dosky pod vodou sa zaistí rozoprenie tesniacich stien a zároveň zaistenie jám proti vzlaku podzemnej vody. Po odčerpaní vody a vyčistení dna jám je možné dočasné rozperry v rozsahu betonáže tunelov a dopravy raziacich mechanizmov odstrániť.

Definitívna nosná tunelová konštrukcia je navrhnutá z vodonepriepustného železobetónu bez izolácie jej rubu, tvorená základovou doskou, stenami a stropom. Priestor medzi pažiacimi stenami a tunelom bude vyplnený výplňovým betónom. Na približne dvoch tretinách dĺžky tunelov bude vykonaný zásyp do pôvodného stavu terénu, vyústenie tunelov nad terénom bude riešené obkladom a zatravněným zásypom.

*ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, chomova@dopravoprojekt.sk,  
DOPRAVOPROJEKT, a. s.*

*ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,  
ILF CONSULTING ENGINEERS / TERRAPROJEKT, a. s.,*

*ING. MAROŠ DÁVID, david@metroprojekt.cz,  
METROPROJEKT PRAHA, a. s.*

*Recenzoval: Prof. Ing. František Klepsatel, CSc.*

Ø 1200 mm. The walls are braced at the bottom by a reinforced concrete foundation slab.

Because of a high level of the water table, it is necessary to allow for an upward hydrostatic pressure during the course of the excavation of the pits and the construction of the tunnels till the completion of the structures. With respect to the highly permeable Quaternary and Neogene sediments at the bottom of the pits, it is necessary to count with the implementation of measures against an upward hydrostatic pressure. Even if the diaphragm (cut-off) walls are embedded as deep as the Neogene sand, it cannot be assumed that the construction pits would be reliably excavated because of the permeability of the Neogene formation in the locations of the cut-and-cover tunnels. This is why an underwater trench excavation technique is designed for this particular case. The anchoring of the bottom by tensile anchors and casting (using tremie pipes) of a bracing reinforced concrete foundation slab will provide bracing of the diaphragm walls and, at the same time, will protect the pits against the upward hydrostatic pressure. When water is pumped out and the bottoms of the pits are cleaned up, it will be possible to remove temporary braces in the parts where the tunnels will be cast and excavation equipment will be transported.

The definite load-bearing structure, consisting of a foundation slab, walls and roof slab, will be of water retaining reinforced concrete, without any waterproofing on its external surface. The space between the diaphragm walls and the tunnel will be backfilled with non-structural concrete. Approximately two thirds of the tunnel length will be back-filled up to the original terrain level; the ends of the tunnels above the terrain will be provided by cladding and a grass-covered embankment.

*ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ, chomova@dopravoprojekt.sk,  
DOPRAVOPROJEKT, a. s.*

*ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,  
ILF CONSULTING ENGINEERS / TERRAPROJEKT, a. s.,*

*ING. MAROŠ DÁVID, david@metroprojekt.cz,  
METROPROJEKT PRAHA, a. s.*



**TERRAPROJEKT a. s.**  
ČLEN SKUPINY ILF CONSULTING ENGINEERS

## 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.: ++421/2/455 23 771-4, fax: ++421/2/455 23 103, e-mail: info@terraprojekt.sk



# DIAĽNICA D1 TURANY – HUBOVÁ S TUNELMI ROJKOV A HAVRAN

## ROJKOV AND HAVRAN TUNNELS ON THE TURANY – HUBOVÁ SECTION OF D1 MOTORWAY

IMRICH BEKEČ, OTAKAR HASÍK

### ÚVOD

Diaľnica D1 je v Slovenskej republike základným ťahom v smere západ–východ. Hlavný dopravný a urbanistický koridor v osi Bratislava–Trnava–Trenčín–Žilina–Ružomberok–Poprad–Prešov–Košice je v celej svojej dĺžke súčasťou vetvy „A“ transeurópskeho dopravného koridoru č. V.

Z morfológického hľadiska riešený úsek D1 Turany–Hubová trasy diaľnice prechádza severnou časťou Turčianskej kotliny, pokračuje pohoriami Veľkej a Malej Fatry, aj údolím Váhu. Turčianska kotlina je v tejto časti reprezentovaná širokou údolnou nivou Váhu, lemovanou zo severu Šútovským pohorím a z juhu Sklabinským pohorím. Obidve podhoria majú povahu pahorkatiny, rozrezanej potokmi, vyúsťujúcimi z pohorí Malá a Veľká Fatra. Z východu susedí bezprostredne s pohorím Veľkej Fatry Turčianska kotlina. Údolie Váhu od Švošova po sútok s Oravou je hlboko zarezané do severnej časti pohoria Veľkej Fatry. Od sútoku s Oravou po vyústenie do Turčianskej kotliny tvorí hlboké údolie Váhu rozhranie medzi pohoriami Veľká Fatra a Malá Fatra. Šírka údolia je v hornom úseku premenlivá. Údolná niva je široká niekoľko desiatok až stoviek metrov. V niektorých úsekoch nie je vôbec vyvinutá a svahy údolia vystupujú priamo z koryty Váhu. Svahy pohoria sú strmé a členité, miestami aj so skalnými bralami.

Z pohľadu územného členenia sa úsek diaľnice D1 v úseku Turany–Hubová nachádza v Žilinskom kraji, na rozhraní troch okresov – Martin, Dolný Kubín a Ružomberok. Prechádza katastrálnymi územiami obcí Turany, Ratkovo, Šútovo, Kraľovany, Stankovany, Švošov a Hubová.

V dotknutom území je doprava v súčasnosti vedená po existujúcej ceste I/18, ktorá je situovaná v zložitom horskom teréne v tesnom súbahu s riekou Váh, v časti trasy aj v súbahu so železničnou traťou. Po oboch stranách cesty sa nachádza údolná niva rieky Váh a svahy horských masívov Malá Fatra a Veľká Fatra s radom prírodných pamiatok (Šútovská epigenéza, Kraľoviansky meander, Rojkovské rašelinisko a ďalšie). K ceste I/18, železničnej trati a rieke Váh siahajú ochranné pásma aj hranice Národných parkov Malá Fatra a Veľká Fatra, vlastná rieka Váh je významným biokoridorom.

Diaľničný úsek Turany–Hubová bude po vybudovaní plniť, spolu s nadväznými a do výstavby pripravovanými úsekmi D1 Dubná Skala–Turany a D1 Hubová–Ivachnová aj funkciu dopravného prepojenia hlavného mesta Bratislavy a oblasti Považia s regiónmi Turca, Oravy a Liptova a nadväzne s Poľskou republikou. Zároveň sa dosiahne aj plynulejšie, rýchlejšie a bezpečnejšie prepojenie priemyselných centier – krajského sídla Žilina a okresných sídiel Martin, Ružomberok, Liptovský Mikuláš s výhľadovým napojením aj Dolného Kubína prostredníctvom rýchlostnej cesty R3. Dobudovaním celého diaľničného úseku Žilina–Martin–Ružomberok–Ivachnová sa celkovo zlepšia dopravnoprevádzkové podmienky pre tranzitnú dopravu na tomto dôležitom ťahu.

### HISTÓRIA PROJEKTOVEJ PRÍPRAVY A VARIANTNÉ RIEŠENIA

Dlhoročný proces hľadania optimálnej trasy diaľnice D1 v náročnom horskom území s množstvom chránených území bol odštartovaný v 90. rokoch minulého storočia, keď boli spracované technické štúdie a ich doplnky. V rámci technickej štúdie Diaľnica D1 Martin (Dubná Skala)–Hubová z januára 2000 bolo vypracovaných a zhodnotených 10 variantov, ktoré vznikli kombináciou štyroch základných variantov so štyrmi subvariantami. Pre úsek Turany–Hubová to boli subvarianty B1 a B2. Subvariant B1 zahŕňal dlhý tunel Korbelka (5790 m), subvariant B2 zasa prevažne povrchové vedenie s kratšími tunelmi Šútovo

### INTRODUCTION

The D1 motorway is the basic route in the Slovak Republic leading in the west-east direction. The entire length of the main transport and urban corridor running on the Bratislava – Trnava – Trenčín – Žilina – Ružomberok – Poprad – Prešov – Košice axis is part of Branch “A” of the Trans-European priority transport axis No. 5.

From the morphological point of view, the Turany – Hubová section of the D1 motorway passes through the northern part of the Turiec Basin, continues across the Great Fatra and Small Fatra mountains, and along the Váh River valley. In this part, the Turiec Basin is represented by a wide floodplain of the Váh River, which is bordered by the Šútov Mountains on the north and Sklabiňa Mountains on the south. Both mountains have the character of uplands, which are cut with streams, flowing from the Small Fatra and Great Fatra Mountains. From the east, the Turiec Basin directly abuts on the Great Fatra mountains. The Váh River valley from Švošov to the confluence with the Orava River cuts deep into the northern part of the Great Fatra mountain ridge. From its confluence with the Orava River up to its end at the Turiec Basin, the deep Váh River valley forms a border between the Great Fatra and Small Fatra Mountains. The width of the valley in the upper section is variable. The floodplain is several tens or even several hundreds of meters wide. In some sections it is not at all developed; the slopes of the valley rise directly from the Váh River bed. The slopes of the mountains are steep and ragged, locally even with rock cliffs.

In terms of the territorial division, the Turany – Hubová section of the D1 motorway is found in the Žilina region, on the boundary of three districts, i.e. the districts of Martin, Dolný Kubín a Ružomberok. It passes across the cadastral districts of the municipalities of Turany, Ratkovo, Šútovo, Kraľovany, Stankovany, Švošov and Hubová.

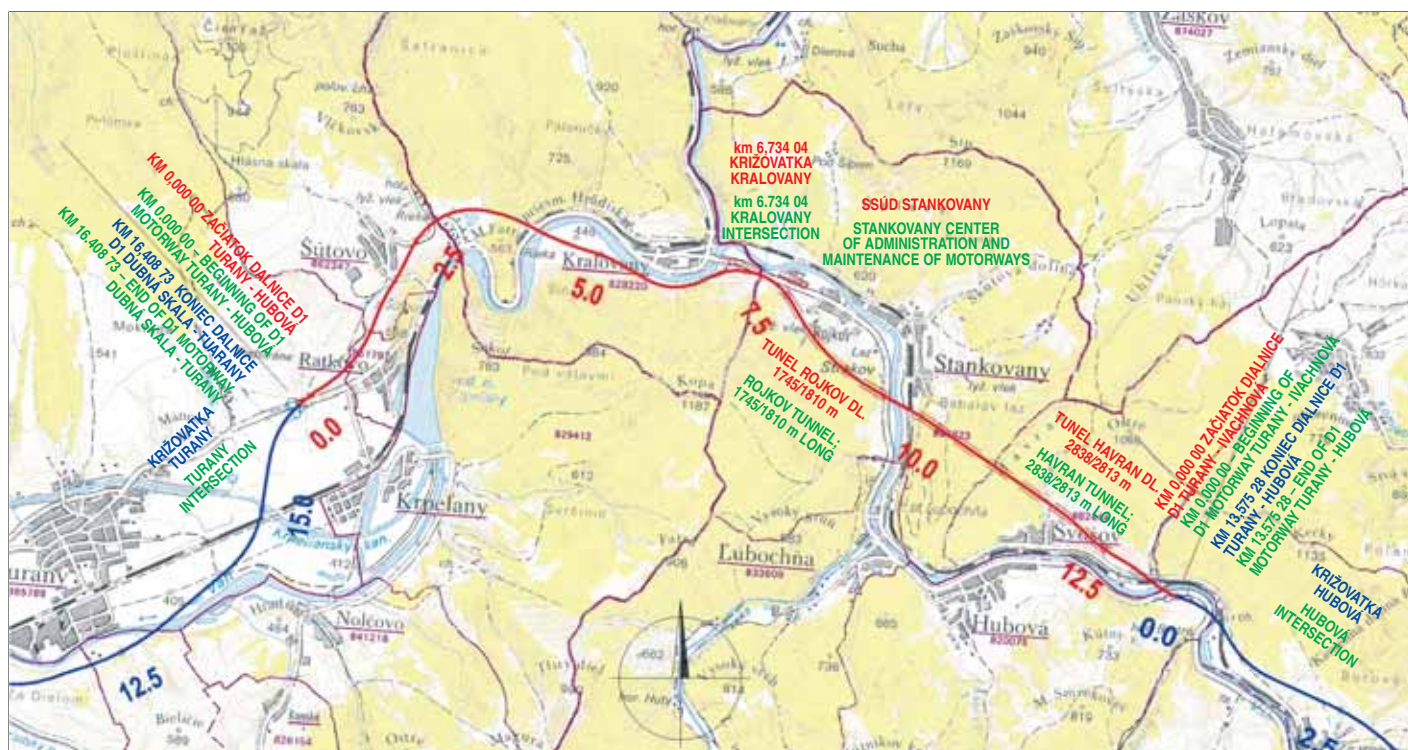
The transport in the area in question is currently led along the existing I/18 road, which is located in a difficult mountainous terrain, in close proximity of the Váh River, running within a part of the route in parallel with a rail line. There are the floodplain of the Váh River and slopes of the Small Fatra and Great Fatra mountains with numerous natural monuments (the Šútov Epigenesis, Kraľovany Meander, Rojkov Moor etc.) on both sides of the road. Protected zones and boundaries of the Small Fatra and Great Fatra National Parks reach up to the I/18 road, a rail track and the Váh River; the Váh River itself is a significant biological corridor.

After completion, the Turany - Hubová motorway section, together with the relating D1 sections Dubná Skala – Turany and Hubová – Ivachnová, which are planned for construction, will also fulfil the function of a transport connection between the capital, Bratislava, and regions around the Váh with the regions of Turca, Orava and Liptov, and, further on, with Poland. At the same time, more fluent, faster and safer connection between industrial centres – the regional seat of Žilina and district seats of Martin, Ružomberok, Liptovský Mikuláš, with a long term prospect of connecting Dolný Kubín to it through the R3 expressway. By completing the entire motorway section between Žilina – Martin – Ružomberok – Ivachnová, the traffic-operation conditions for transit traffic along this important route will significantly improve.

### DESIGN PREPARATION HISTORY AND VARIANT SOLUTIONS

The long-term process of searching for an optimum route of the D1 motorway in the difficult mountainous terrain, containing numerous protected areas, started in the 1990s, when technical studies and their





Obr. 1 Situácia diaľnice  
Fig. 1 Motorway layout

(400 m), Malá Fatra (280 m) a Havran (2706 m), resp. tunelmi Kráľovany (2987 m), Rojkov (1550 m) a Havran (2702 m).

Proces EIA vyhodnotil predmetné varianty a určil poradie variantov aj podmienky pre použitie variantov. Pre plánovanú činnosť Diaľnica D1 Lubochňa–Ivachnová bolo vydané Ministerstvom ŽP SR záverečné stanovisko v roku 1997, pre navrhovanú činnosť Diaľnica D1 v úseku Martin–Lubochňa v roku 2002. MDPT SR v úseku Turany–Hubová podporilo variant B2, vedený úžinou rieky Váh.

Dokumentácia pre územné rozhodnutie (DÚR) stavby D1 Turany–Hubová bola spracovaná v roku 2007 ako súčasť prípravy projektov PPP. Základným východiskom pre návrh bol ekonomicky a dopravne najvýhodnejší subvariant B2 pri kombinácii so štyrmi tunelmi Šútovo, Malá Fatra, Rojkov a Havran. Po spresnení vstupov bola trasa diaľnice D1 optimalizovaná najmä v úseku Šútovo–Kráľovany. Využitím priestoru lomu Kráľovany, ako aj horskej doliny okolo bezmenného potoka vo výbežku Malej Fatry (nad Kráľovianskym meandrom) sa podarilo umiestniť trasu diaľnice D1 výhodnejšie, takmer vylúčiť demolácie a zároveň sa vyhnúť aj dvom krátkym tunelmi Šútovo a Malá Fatra, ktoré boli situované v komplikovaných geomorfologických podmienkach. Diaľnica bude v úseku D1 Turany–Hubová prechádzať dvomi tunelmi Rojkov (1800 m) a Havran (2828 m) v tesnom slede za sebou, prepojenými jedným mostným objektom. Z funkčného a prevádzkového hľadiska tak tvoria jeden spoločný virtuálny tunel. Územné rozhodnutie na predmetnú stavbu bolo vydané v januári 2008, právoplatnosť nadobudlo v marci 2008. Na tento diaľničný úsek plynulo križovatkou Hubová nadväzuje diaľničný úsek D1 Hubová–Ivachnová s tunelom Čebrať dĺžky 2026 m (Tunel 01/2007).

Diaľnica medzi križovatkami Kráľovany a Likavka tak bude vedená v tuneloch Rojkov, Havran a Čebrať v dĺžke 6,6 km z celkovej dĺžky 13,5 km.

V súlade s DÚR bol na stavbu D1 Turany–Hubová v prvej polovici roku 2008 vypracovaný ďalší stupeň projektovej dokumentácie – Dokumentácia na stavebné povolenie (DSP). Momentálne prebieha proces stavebného konania.

## ZÁKLADNÉ ÚDAJE O STAVBE

Diaľnica D1 Turany–Hubová je v nadväznosti na predchádzajúce úseky navrhnutá ako štvorpruhová, smerovo rozdelená komunikácia kategórie D 26,5/100. Parametre riešeného úseku vyhovujú návrhovej rýchlosti 100 km/hod, čo vzhľadom na konfiguráciu terénu (horské územie) je v súlade s STN 73 6101.

supplements were carried out. Ten variants were developed within the framework of the technical study “D1 motorway between Martin (Dubná Skala) – Hubová” (January 2000). The variants originated as combinations of four basic variants with four sub-variants. There were sub-variants B1 and B2 for the Turany – Hubová section. The sub-variant B1 comprised the long tunnel Korbelka (5790m); the sub-variant B2 was mostly an at-grade route, containing shorter tunnels, namely Šútovo (400m), Malá Fatra (280m) and Havran (2706m) tunnels, or Kráľovany (2987m), Rojkov (1550m) and Havran (2702m) tunnels.

The respective variants were assessed, the ranking of the variants was performed and conditions for the use of the variants were determined during the EIA process. The final opinion on the planned activities „D1 motorway section between Lubochňa – Ivachnová“ and “D1 motorway section between Martin – Lubochňa” was issued by the Ministry of the Environment of the SR in 1997 and 2002 respectively. The Ministry of Transport of the SR supported variant B2 for the Turany – Hubová section, which leads along the Váh River canyon.

Design documentation for issuance of zoning and planning decision for the D1 section Turany – Hubová was carried out in 2007, as a part of the preparation of PPP projects. The primary basis for the design was sub-variant B2 in combination with four tunnels - Šútovo, Malá Fatra, Rojkov and Havran – which was the most beneficial in terms of economy and traffic. When input data had been adjusted, the D1 motorway route was optimised, first of all in the Šútovo – Kráľovany section. By using the space of the Kráľovany quarry and a mountain valley along a nameless brook in a spur of the Small Fatra mountains (over the Kráľovany Meander), it was possible to set the D1 motorway route to a more favourable position, nearly excluding demolitions, and, at the same time, to avoid two short tunnels (Šútovo and Malá Fatra), which were located in complicated geomorphological conditions. In the Turany – Hubová section, the D1 motorway will pass through two tunnels, Rojkov (1800m) and Havran (2828m), one following closely behind the other, which will be connected by one bridge. In terms of the function and operation, the tunnels form one common virtual tunnel. The zoning and planning decision for the construction in question was issued in January 2008; it came to force in March 2008. Through the Hubová intersection, the Hubová – Ivachnová section of D1 with the 2026m long Čebrať tunnel (Tunel 01/2007) fluently connects to the above-mentioned motorway section.

Thus the motorway between the Kráľovany and Likavka intersections will be led through the Rojkov, Havran and Čebrať tunnels, at the length of 6.6km of the total length of 13.5km.

The next degree of the design documents, the final design for the D1 construction section Turany - Hubová, was carried out, in accord with

Celková dĺžka úseku Turany–Hubová je 13 575 m. Súčasťou diaľničného úseku je križovatka Kralovany, dobudovanie vetiev križovatiek Turany a Hubová, Stredisko správy a údržby diaľnic Stankovany, 20 mostných objektov, 17 oporných a zárubných múrov, 9 protihlukových stien, aj 2 diaľničné tunely – Rojkov a Havran. Okrem stavebných objektov na vlastnej diaľnici je riešených 9 úprav ciest, 14 úprav tokov a množstvo prekládok inžinierskych sietí. Spolu tvorí stavbu v danom úseku vyše 300 stavebných objektov a prevádzkových súborov.

## TUNELY NA DIAĽNIČNOM ÚSEKU D1 TURANY – HUBOVÁ

Ako bolo povedané, po zvážení mnohých i protichodných aspektov je navrhnutá trasa diaľnice s dvomi stredne dlhými tunelmi. Tunel Rojkov má dĺžku 1800 m, tunel Havran je dlhý 2828 m. Príslahlé portály týchto tunelov sú od seba vzdialené iba cca 500 m, keď diaľnica prekračuje údolie a rieku Váh objektom Most Stankovany. Obe tunelové rúry diaľničného úseku sú vedené súběžne s osovou vzdialenosťou 40 m. Táto vzdialenosť dopravných pruhov je zachovaná i na mostnom objekte medzi tunelmi Rojkov a Havran. Iba v mieste razených portálov na západnej strane tunela Rojkov (západný portál) sa osi tunelových rúr približujú na cca 32 m.

Tunely sú riešené z hľadiska vedenia pozemnej komunikácie ako dve tunelové rúry pre každý dopravný smer jedna. Tunely sú zaradené do kategórie 2T-8,0 s návrhovou rýchlosťou 80 km/h, nadväzujúce komunikácie D 26,5/100. Tunely musia vyhovovať požiadavkám požiarnej bezpečnosti, plynulej a bezpečnej jazdy vozidiel, bezpečnosti a ochrany zdravia osôb a tiež podmienkam hospodárnosti a minimálnej náročnosti na prácnosť údržby tunela v prevádzke. Hlavným návrhovým kritériom uvedených tunelov a s nimi súvisiacich objektov je bezpečnosť prevádzky a únik a záchrana osôb v prípade akejkolvek mimoriadnej situácie – bezpečnosť upravujú najmä STN 73 7507 Projektovanie tunelov na pozemných komunikáciách, TP 04/2006 Požiarne bezpečnosť cestných tunelov a Nar. vlády. 344/2006 o minimálnych bezpečnostných požiadavkách na tunely v cestnej sieti.

Dva za sebou nasledujúce tunely bez medzilahlej križovatky sú na Slovensku zatiaľ ojedinelé a ich návrh si vyžaduje špecifický prístup vychádzajúci z platného legislatívneho rámca a skúseností z už prevádzkovaných diaľničných tunelov na Slovensku. Tunely sú navrhnuté tak, že každý z nich samostatne spĺňa požiadavky vyššie spomenutých predpisov. Pred každým portálom je zriadená nástupná plocha pre HaZZ s prístupom po diaľnici. Každý tunel má vlastný požiarne vodovod s akumulácnou nádržou a čerpacou stanicou.

V tuneli Rojkov sú v každej tunelovej rúre umiestené 2 núdzové zálivy vo vzájomnej vzdialenosti 600 m, 5 priečných prepojení vo vzdialenostiach max. 300 m (3 pre únik osôb a 2 pre prejazd záchranej techniky) a 11 SOS výklenkov a 11 vnútorných požiarne výklenkov každých 150 m, spolu 4 núdzové zálivy, 22 SOS výklenkov, 22 požiarne výklenkov.

V tuneli Havran sú v každej tunelovej rúre umiestené 4 núdzové zálivy po 600 m, 9 priečných prepojení vo vzájomnej vzdialenosti max. 300 m (5 pre únik osôb a 4 pre príjazd záchranej techniky) a spolu 19 SOS výklenkov a 19 vnútorných požiarne výklenkov každých 150 m, spolu 8 núdzových zálivov, 38 SOS výklenkov, 38 požiarne výklenkov.



Obr. 2 Vizualizácia medzilahleho úseku s východným portálom tunela Rojkov  
Fig. 2 Visualisation of the intermediate section and the eastern portal of the Rojkov tunnel

the zoning and planning decision, during the first half of 2008. At the moment, the building permission proceedings are in progress.

## BASIC ABOUT THE PROJECT DATA

The D1 Turany – Hubová motorway is designed on the basis of the preceding D1 motorway, sections, i.e. D 26.5/100 category, four-lane divided carriageway. The parameters of the section being dealt with satisfy design speed of 100kph, which, taking into consideration the terrain configuration, complies with STN 73 6101 standard.

The total length of the Turany – Hubová section is 13,575m. Parts of the motorway section are the Kralovany intersection, the completion of ramps of the Turany and Hubová intersections, the Stankovany Center of Administration and Maintenance of Motorways CAMM), 20 bridges, 17 retaining or revetment walls, 9 noise attenuation walls, and also 2 motorway tunnels - Rojkov and Havran. Apart from structures on the motorway itself, the works comprise 9 roads to be repaired, 14 streams to be regulated and numbers of utility network diversions. As the whole, the construction in this section comprises over 300 structures and operating units.

## TUNNELS ON TURANY – HUBOVÁ SECTION OF D1 MOTORWAY

As mentioned above, after taking into consideration many aspects, even contradicting ones, the motorway route containing two medium-length tunnels was chosen. The Rojkov and Havran tunnels are 1800m and 2828m long respectively. There where the motorway crosses the Váh River valley on the Stankovany Bridge, the neighbouring portals of the tunnels are only about 500m apart. The two tunnel tubes in the motorway section run in parallel, with the distance between centres of 40m. This distance between carriageways is maintained even on the bridge between the Rojkov and Havran. The only location where the tunnel axes get closer, to approximately 32.0m, is at the mined portal on the Žilina side of the Rojkov tunnel (the western portal).

In terms of the carriageway configuration, the tunnel design comprises two tunnel tubes, one tube for each direction of traffic. The tunnels are categorised as 2T-8.0 structures with design speed of 80kph; the adjacent carriageways are of D 26.5/100 category. The tunnels have to satisfy requirements for fire safety, fluent and safe passage of vehicles, health and safety protection of passengers and also requirements of economy and minimum demands for tunnel maintenance during the operation. The main design criterion for the above-mentioned tunnels and the associated structures is operational safety and the escape and rescue of people in case of any emergency; safety is dealt with, first of all, in STN 73 7507 Road tunnel design standard, technical specifications TP 04/2006 Fire safety in road tunnels and the Decree of the Government No. 344/2006 Coll. on minimum safety requirements for road tunnels.

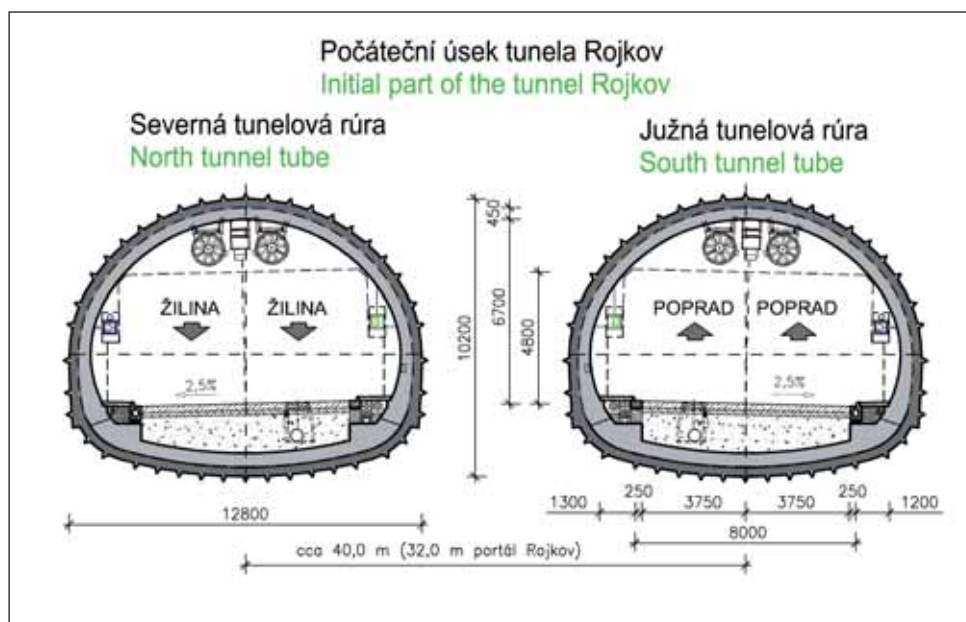
Two consecutive tunnels without any intermediate intersection have been rare in Slovakia till now. The design requires a specific attitude, which is based on the valid legislation and experience from the motorway tunnels already operating in Slovakia. The design of each of the tunnels separately meets requirements of the above-mentioned regulations. An assembly area for the Fire Rescue Services, which is accessible from the motorway, will be provided in front of each of the portals. Each tunnel has its own fire main with an accumulation reservoir and a pumping station.

Each tube of the Rojkov tunnel comprises 2 lay-bys at 600m spacing between them, 5 cross passages at 300m maximum spacing (3 for escape of persons and 2 for passage of rescue equipment), 11 SOS niches and 11 internal hydrant recesses (every 150m), making up a total of 4 lay-bys, 22 SOS recesses and 22 hydrant recesses.

Each tube of the Havran tunnel comprises 4 lay-bys at 600m spacing between them, 9 cross passages at 300m maximum spacing (5 for escape of persons and 4 for passage of rescue equipment), 19 SOS niches and 19 internal hydrant recesses (every 150m), making up a total of 8 lay-bys, 38 SOS recesses and 38 hydrant recesses.

The land for the establishment of a permanent Fire Rescue Services centre is allowed for as a reserve within the framework of the Stankovany Centre of Administration and Maintenance of Motorways (CAMM).

Because the adjacent portals of the Rojkov and Havran tunnels are 500m apart and in difficult geomorphological conditions, it is impossible to carry out a motorway intersection between them. For that reason, a common traffic safety design is comprised in the draft. A separate



Obr. 3 Vzorové priečne rezy  
Fig. 3 Typical cross sections

V rámci SSÚD Stankovany je počítané aj s územnou rezervou pre zriadenie stálego stanoviska HaZZ.

Keďže prilahlé portály tunela Rojkov a Havran sú od seba vzdialené 500 m v náročných geomorfologických podmienkach, nie je možné medzi nimi zrealizovať diaľničnú križovatku. Vzhľadom na to je v rámci návrhu uvažované spoločné bezpečnostno-dopravné riešenie. Pred vjazdovým západným portálom tunela Rojkov a východným portálom tunela Havran je umiestnená oddelená plocha pre odstavenie vozidiel, napr. nadrozmerných nákladov alebo vozidiel potrebných asistovaný prejazd tunelom.

Nie je uvažované presmerovanie dopravy do protismerného jazdného pásu (tunela). V prípade potreby (údržba, mimoriadna situácia) bude doprava jedného smeru (oboch smerov) prevedená na cestu I/18.

Na základe predpokladu požiadavky nezávislého prístupu k medziportálovému úseku tunela je navrhnutá trvalá prístupová komunikácia k tunelom v km 9,550 D1. Táto komunikácia umožňuje nezávislý prístup vozidiel SSÚD, HaZZ, ZZ a PZ z cesty III/01896 (z cesty I/18 cez most v Lubochni na cestu III/01896) k západnému portálu tunela Havran. Následne je pred západným portálom tunela Havran a východným portálom tunela Rojkov vytvorená plocha, ktorá umožňuje prechod týchto vozidiel do protismerného jazdného pásu. Zvyšná časť tohto úseku je na moste Stankovany, ktorý je riešený ako dvojica mostov s osovou vzdialenosťou 40 m. Uvedená prístupová komunikácia a plochy pred portálmi sú navrhnuté tak, aby bol umožnený pohyb záchranárskych vozidiel a asistovaný výjazd vozidiel v prípade kritickej situácie na protismerný jazdný pás alebo mimo diaľnice. Asistovaný výjazd sa týka najmä vozidiel, ktoré ostanú uviaznuté v medziportálovom úseku a v tuneli, ktorý nie je priamo ohrozený kriticou situáciou.

## VZOROVÉ PRIEČNE REZY

Svetlý prierez tunelových rúr v razenom a v oboch hĺbených úsekoch tunela i usporiadanie technického vybavenia tunelových rúr je rovnaké. Prejazdový prierez má šírku 8 m ( $2 \times 3,75 \text{ m} + 2 \times 0,25 \text{ m}$ ) a výšku nad vozovkou 4,80 m. Šírka chodníkov po oboch stranách je min. 1 m. Vozovka i chodníky majú jednostranný sklon 2,5 %. Pod betónovými chodníkmi sú uložené káblovody. Pod chodníkom bližšie k osi diaľnice je umiestnený požiarly vodovod. Odvodnenie vozovky je zabezpečené štrbinovým žlabom. V strede ľavého jazdného pruhu je uložené odvodňovacie potrubie, ktoré slúži súčasne ako pozdĺžna drenáž vrstiev vozovky. Vo vrchole klenby nad prejazdovým profilom je priestor na umiestnenie dvojice prúdových ventilátorov, osvetlenia a dopravného značenia.

Pre každú tunelovú rúru sú navrhnuté vzorové priečne rezy pre dva základné typy ostenia, a to pre ostenie založené na základových pásoch a ostenie uzatvorené spodnou klenbou. Teoretická plocha výrubu tunelovej rúry s plochým dnom (základovými pásmi) je  $90,6 \text{ m}^2$ , so spodnou klenbou  $106,6 \text{ m}^2$ . V miestach núdzového zálivu je šírka

area for parking of vehicles, for example in the case of excessive load dimensions or vehicles requiring assisted passage through the tunnel, is located in front of the entrance (western) portal of the Rojkov tunnel.

Diverting traffic to a contra-flow lane in the tunnel is not planned. If necessary (for maintenance purposes or in an emergency), traffic from one direction (or both directions) will be diverted to the I/18 road.

A permanent access road to the tunnels is designed to be at the D1 motorway chainage km 9.550, in accord with a requirement for independent access to the inter-portal tunnel section. This road provides independent access for the CAMM, Fire Rescue Service and ambulance vehicles from the III/01896 road (from the I/18 road across a bridge in Lubochňa to the III/01896 road) to the western portal of the Havran tunnel. Subsequently, an area allowing these vehicles to switch to the contra-flow lane

will be established in front of the western portal of the Havran tunnel and eastern portal of the Rojkov tunnel. The remaining part of this motorway section is on the Stankovany Bridge, which is designed as a pair of bridges with the distance between centres of 40m. The design for above-mentioned access road and areas in front of the portals allows movement of rescue service vehicles and assisted exiting of vehicles to the contra-flow lane or outside the motorway in the case of emergency. The assisted exiting applies, first of all, to the vehicles which will get stuck in the inter-portal section or in the tunnel which is not directly endangered by the emergency.

## TYPICAL CROSS SECTIONS

The clear cross sections of the tunnel tubes as well as the equipment of the tunnel tubes are the same for the mined section and both cut-and-cover sections. The clearance envelope is 8.0m wide ( $2 \times 3.75 \text{ m} + 2 \times 0.25 \text{ m}$ ) and 4.80m high above the roadway. The minimum width of walkways, running on both sides of the tunnel tubes, is 1.0m. The roadway and walkways have a one-way slope of 2.5%. Cable ducts are under the concrete walkways, as well as the hydrant line, which is closer to the motorway axis. The roadway drainage is provided by slotted drainage conduits. A drainage line is laid in the centre of the left traffic lane; it serves, at the same time, as longitudinal drainage of the road courses. There is space under the tunnel crown, above the clearance envelope, for the installation of a pair of jet fans, the lighting and road signalling.

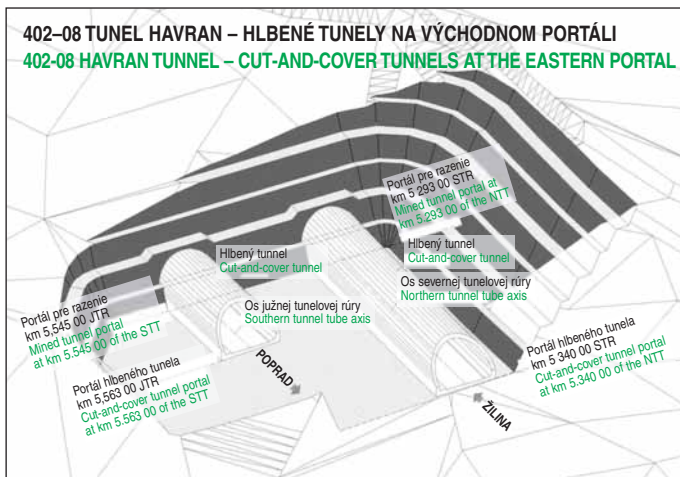
Typical cross sections are designed for two basic types of the lining for each tunnel tube, namely for the lining which is supported by footings and the lining which is closed by an invert. The theoretical excavated cross-sectional areas of the tunnel tube with a flat bottom (with strip foundation) and the tunnel with the invert are  $90.6 \text{ m}^2$  and  $106.6 \text{ m}^2$  respectively. At the lay-bys, the road width is enlarged by an additional 3.0m wide, 40m long traffic lane, on the right side (viewed in the direction of traffic).

The tunnel roadway is designed, in accord with safety rules, with a concrete surface, which is divided both transversally and longitudinally. The roadway structure is 700mm thick.

## CUT-AND-COVER PORTAL SECTIONS

Geological conditions in the portal sections and the open cuts are very unfavourable, mainly owing to manifestations of slope failures and potential landslides. Sloped construction trenches are designed for soils and slide-prone deluvial layers. The slopes are stabilised by reinforced shotcrete and an anchoring system (nailing).

Several tiers of rigid, anchored horizontal reinforced concrete beams (installed on the benches) are designed for the excavation support. With the objective to avoid disturbing of the stability of the existing slopes, the locations of the tunnel portals and cut-and-cover sections of the tunnel tubes are designed with the aim of minimising the required depths of the construction trenches and open cuts, even at the expense of increasing the lengths of the mined tunnel tubes.



**Obr. 4 Hlbéné tunel a stavebná jama tunela Havran východ**  
**Fig. 4 Cut-and-cover tunnel and the construction trench for the Havran tunnel – east**

vozovky rozšírená o jeden pruh široký 3 m vpravo v smere jazdy v dĺžke 40 m.

Vozovka v tuneli je v súlade s bezpečnostnými pravidlami navrhnutá ako vozovka s cementobetónovým krytom s priečnym a pozdĺžnym delením. Konštrukcia vozovky má hrúbku 700 mm.

### HLBÉNÉ PORTÁLOVÉ ÚSEKY

Horninové pomery sú v portálových úsekoch a zárezoch veľmi nepriaznivé najmä v dôsledku prejavov svahových zosuvov a potenciálnych zosuvov. Dočasné stavebné jamy v zeminách a zosuvných delúviách sú navrhnuté svahované. Svahy sú zaistené vystuženým striekaným betónom a systematickým kotvením (klincovaním).

Na laviciach je navrhnuté zaistenie tuhými horizontálnymi železobetónovými prahmi s kotvením. V zmysle nenarušenia stability jestvujúcich svahov je umiestnenie portálov tunelov a hlbéných úsekov tunelových rúr volené tak, aby sa minimalizovali potrebné hĺbky stien stavebných jám a zárezov i za cenu predĺženia razených tunelových rúr.

Svahy nadväzujúcich zárezov pred portálmi budú v potrebnom rozsahu zaistené trvalými opornými stenami obdobnej konštrukcie ako stavebné jamy pre raziene tunelov.

### GEOLOGICKÉ POMERY A RAZENIE TUNELA ROJKOV

Razenie tunela je navrhované Novou rakúskou tunelovacou metódou (NRTM). Podložie v masíve príkro spadajúceho chrbta masívu Kopy, ktorý tvorí severovýchodný výbežok pohoria Veľkej Fatry, tvoria predkvartérne slienité sivohnedé až tmavosivé vápence, ktoré sú tektonicky silne porušené, mierne zvetrané alebo navetrané. Vápence tohto masívu sú nepravidelne rytmicky vrstevnaté, tenko doskovité až doskovité. Majú strednú pevnosť a sú prestúpené hustou sieťou diskontinuit s malou roztvorenosťou, ktorá vytvára prevažne doskovité alebo hranolovité malé až stredné bloky.

V smere staničenia od Žiliny tunelové rúry vstupujú šikmo do pomerne prudkého svahu (v sklone cca 1:1,5). V miestach západného portálu (vrt MB10) je mocnosť pokryvu cca 17 m a svah je označený za potenciálne zosuvný. Kvartérny pokryv týchto mezozoických hornín je tvorený zosuvnými svahovými sedimentmi (delúviami), siahajúcimi do hĺbky 10–17 m. Pri vŕtaní prieskumných sond bolo v niekoľkých polohách zistené silné prehnetenie materiálu, zrejme v starých šmykových plochách. Tieto svahové deformácie sú označené za potenciálne.

V smere na Poprad vychádzajú tunelové rúry mierne šikmo (takmer kolmo) k príkremu svahu (v sklone cca 1:1,25). V priestore východného portálu je podľa vrtu MB11 mocnosť pokryvu (cca 7 m) tvorená kamenito hliníťmi štrkami. Svahové deluviálne sedimenty potenciálnych zosuvov tvoria ílovité a ílovo kamenité sute, charakteru hliníťých štrkov. Geologické podklady neuvádzajú ani orientačné hodnoty o súdržnosti ani o priepustnosti, alebo zvodnelosti týchto sedimentov. Výdatnosť ojedinelých prameňov sa pohybuje v rozpätí desiatín l/s.

V deluviálnych sedimentoch býva priepustnosť spravidla slabá a sústredenejšie výrony sa vyskytujú iba pri báze pokryvov, resp. pri

The slopes of the adjacent open cuts in front of portals will be stabilised to a required extent by permanent retaining walls, similar to the walls which will support the sides of construction trenches from which the tunnels will be driven.

### GEOLOGICAL CONDITIONS AND EXCAVATION OF THE ROJKOV TUNNEL

The New Austrian Tunnelling Method (NATM) is proposed for the tunnel excavation. The bedrock of the steeply sloping ridge of the Kopy Mountains, which forms a northern spur of the Great Fatra Mountains, consists of Pre-Quaternary, marly, grey-brown to dark-grey limestones, which are intensely faulted, moderately or slightly weathered. The limestones existing in this massif are irregularly, rhythmically bedded, with thinly tabular to tabular jointing. These medium strength limestones are interlaced with a dense network of small aperture discontinuities, which forms mostly tabular or prismatic blocks of both small and medium sizes.

Viewed in the direction of the chainage, i.e. from Žilina, the tunnel tubes enter a relatively steep slope (falling at a gradient of about 1:1.5) at an angle. At the western portal (borehole MB10), the cover is about 17m thick; the slope is marked as potentially sliding. The Quaternary cover of this Mesozoic ground is formed by landslide slope sediments (deluvia), reaching 10 – 17m deep. Heavy kneading of the ground mass was encountered during the exploration drilling, probably on old slipping planes. These slope deformations are marked as potential.

In the direction of Poprad, the tunnel tubes exit at a small angle (nearly perpendicularly) to the steep slope (reposing at about 1:1.25). Borehole MB11 shows that the thickness of the cover in the area of the eastern portal is about 7m. The cover consists of stony loamy gravels. The deluvial slope sediments forming potential landslides comprise clayey and clayey stony debris having the character of loamy gravels. Geological documentation contains guidance values of neither cohesion nor permeability or saturation of these sediments. The yield of isolated springs varies within the range of tenths of l/s.

Permeability of deluvial sediments is usually weak; more concentrated water strikes exist only at the cover base or at the bedrock surface. In addition, the concentrated inflows into the excavation are usually measured in l/s; they usually affect the groundwater regime only locally. By quick closing of the primary lining, which will be nearly waterproof at the thickness of about 300mm, it can be guaranteed that the current hydrological regime of groundwater will not be significantly disturbed during the construction period and the groundwater regime will return to the original state after the closed system of waterproofing and the inner lining are installed. Stability of the excavation roof in the portal sections of tunnel tubes will be provided by canopy tube pre-support (sub-horizontal steel pipes, piles or, after the EG and HG conditions are adjusted, jet grouted pillars, installed outside the excavated cross section in advance of the excavation operations with the aim of securing longitudinal distribution of the loads and developing a protective canopy). Excavation support class 5a has been designed for these locations. The excavation sequence comprising side drifts and a central pillar, and excavation of a part of the opening in advance is assumed as a supplementary measure for this section, to be applied only if necessary. This measure will make the implementation of the supplementary measures, stabilisation and sealing grouting possible in some advance.

The Mráznice Group is represented by layers of marly limestones, marlstones and marl slates, with layers of limestone at the base. The Mráznice Group is inhomogeneous; proportions of individual types are non-uniform. In general, there is only fissure water in the mass. It may manifest itself through springs only at tectonic faults or from open joints. Support classes 3, 4 and 5 have been designed for the excavation.

In the section between chainages km 7.4 and 8.1, it is necessary, in terms of nature protection requirements, to preserve the existing hydrogeological regime of ground water not only during the operation of the motorway tunnel tubes, but also during the construction period, so that the nature conservation area of the Rojkov Moor and water sources are not irreversibly disturbed. In this section, a closed waterproofing system will be installed and the lining will be closed by an invert so that the drainage effect of the tunnel tubes on ground water, which probably supplies the Rijkov Moor with water, is prevented.

povrchu skalného podložia. Taktiež sústredené výrony do výrubu bývajú rádo vo 1/s a ovplyvňujú režim podzemnej vody spravidla len lokálne. Rýchlym uzatvorením primárneho ostenia, ktoré pri hrúbke cca 300 mm bude takmer vodotesné, možno zaručiť, že ani počas výstavby nebude súčasný hydrogeologický režim podzemných vôd významnejšie narušený a že po zabudovaní izolovaného uzatvoreného vnútorného ostenia sa režim podzemných vôd vráti do pôvodného stavu. Pre zabezpečenie stability stropu výrubu sú navrhnuté ochranné dáždniky z mikropilót v portálových úsekoch tunelových rúr (subhorizontálne oceľové rúry, pilóty alebo po upresnení IG a HG pomerov piliere prúdovej injektáže zabudované mimo prierezu výrubu v predstihu pred výrubovými prácami za účelom pozdĺžneho roznesenia zaťaženia a vytvorenia ochrannej klenby). V týchto miestach je navrhnutá výstavbová trieda 5a. Ako doplnujúce opatrenie, realizované v tomto úseku iba v prípade potreby, je uvažované razenie s vertikálnym členením kaloty a vyrazením častí výrubu v predstihu, odkiaľ možno realizovať doplnujúce opatrenia, spevňujúce a tesniace injektáže.

Mrázničné súvrstvie je reprezentované súvrstvom slienitých vápencov, slieňovcov a slienitých bridlíc s polohami vápencov na báze. Súvrstvie je nerovnorodé a zastúpenie jednotlivých typov je nerovnomerné. Generálne je v masíve iba puklinová voda, ktorá sa môže prejavíť výronmi iba v miestach tektonických porúch alebo rozovretých puklín. Razenie bude prebiehať v triedach 3, 4, 5.

V úseku km 7,4 až 8,1 je potrebné na základe požiadaviek z hľadiska ochrany prírody zachovať jestvujúci hydrogeologický režim podzemných vôd nielen za prevádzky diaľničných tunelových rúr, ale i počas výstavby, aby sa trvalo nenarušilo chránené územie Rojkovského rašeliniska a vodných zdrojov. V tomto úseku bude uzatvorená izolácia aj ostenie spodnou klenbou tak, aby nedochádzalo k drenážnemu efektu tunelovej rúry na podzemné vody, ktoré pravdepodobne dotujú Rojkovské rašelinisko.

## GEOLOGICKÉ POMERY A RAZENIE TUNELA HAVRAN

Celá trasa tunela prechádza horninovým prostredím tvoreným slienitými vápencami kriedovej doby križanskej tektonickej jednotky, ktorá leží pod plochou nasunutia Chočského príkrovu. Vápence majú strednú pevnosť a sú prestúpené radom diskontinuit, často s miernym až veľkým roztvorením, ktoré spôsobuje nepravidelnú blokovitú odlučnosť. V západnej časti (tj. cca 350 m až 500 m od portálu) sa predpokladá rozvolnenosť horninového prostredia s viac roztvorenými diskontinuitami a zvýšené zvodnenie horninového prostredia. I v ďalšej časti treba počítať s početnými zónami porušenia so zvýšenými prítokmi podzemnej vody rádo vo 1/s.

Pokryvy v oblasti západného portálu dosahujú výšky cca 8 m a sú tvorené svahovým deluviálnym materiálom, zloženým prevažne z úlomkov vápencov a tuhého piesčitého ílu. Územie západného portálu sa nachádza v oblasti postihnutej svahovými zosuvmi, v pokryvoch i blokovými zosuvmi pod pokryvami. V portálovej časti sú vrtom MB12 zistené tektonické poruchy opakujúce sa v hĺbkach po cca 4 až 6 m.

V úseku prerážania porubského súvrstvia (km 9,75–10,20) treba rátať so zníženou stabilitou v dôsledku tektoniky, rozvolnenia horninového prostredia a zvýšeného zvodnenia poruchových zón. Prvé dva razené pásy budú uzatvorené spodnou klenbou podľa postupu TT5a2. Ďalšie razenie sa predpokladá postupom TT5a1 so základovými pätkami.

Po prerazení mrázničného súvrstvia (km 10,20–10,40) sa predpokladá razenie prakticky v suchu s ojedinelými výronmi v poruchových zónach či rozovretej pukline rádo vo 1/s. Geológmi uvedené rozmedzie polôh mrázničného a porubského súvrstvia blízko nad koronou tunela vyžaduje nasadenie postupu razenia podľa TT4. V ďalšom úseku (km 10,40–11,20) sa bude raziť v celkom stabilných polohách súvrstvia mrázničného postupom podľa TT2 alebo TT3 až k predpokladaným poruchovým zónam. Od km 11,20 do km 12,20 sa nadložie znižuje na cca len 30 m, a v mierne zhoršených horninových pomeroch treba rátať s razením prevažne v TT4, v miestach zvodnených porúch bude treba postupovať podľa TT5a1.

Od cca km 12,2 až do konca razených častí sa predpokladá v dôsledku dosahu procesu zvetrania postup razení podľa TT5a1, dva posledné pásy sú navrhnuté so spodnou klenbou.

## TECHNOLOGICKÉ VYBAVENIE TUNELOV

Návrh technologického vybavenia tunelov vychádza z už vyššie spomenutého bezpečnostného konceptu tunelov.



Obr. 5 Vizualizácia východného portálu tunela Havran  
Fig. 5 Visualisation of the eastern portal of the Havran tunnel

## GEOLOGICAL CONDITIONS AND EXCAVATION OF THE HAVRAN TUNNEL

The entire tunnel route passes through rock masses comprising the Cretaceous marly limestone belonging to the Križany tectonic formation, which lies under the Choč thrust fault plane. The limestones are medium strong. They are affected by pervasive discontinuities, often with moderately wide or wide aperture, which causes irregular rectangular jointing. Loosening of the rock mass with more open discontinuities and increased saturation of the rock environment are assumed to be encountered in the western section (about 350 – 500m from the portal). Numerous faulted zones with increased inflows of ground water in the order of L/s must be expected even in the other part.

The cover in the western portal area is up to about 8m thick. It consists of slope deluvium, comprising mostly fragments of limestone and stiff sandy clay. The western portal area is found in an area which is affected by slope failures in the cover and blocky jointing under the cover. In the portal section, borehole MB12 found tectonic faults, repeating about every 4 to 6m to the depth.

In the section where the Poruba Member will be broken through (km 9.75 – 10.20), it is necessary to expect that excavation stability will be reduced by faulting, loosening of the rock mass and increased saturation of weakness zones. The initial two blocks of the lining will be closed by an invert, as required for excavation support class TT5a2. It is expected that support class TT5a1 with footings will be applied to the remaining excavation.

When the excavation reaches the Mráznice Group (km 10.20 – 10.40), it is expected that it will pass through virtually dry rock mass, with isolated springs in the order up to 1 L/s in weakness zones or from open joints. The locations of the Mráznice and Poruba Groups above the tunnel crown, which were determined by geologists to be close to the crown, require that excavation support class TT4 be applied. The next section of the tunnel (km 10.40 – 11.20) will be driven through rather stable Mráznice Group layers, excavation support class TT2 to TT3, up to the anticipated weakness zones. From km 11.20 to km 12.20, the tunnel overburden thickness is reduced to a mere 30m; it is necessary to expect that excavation support class TT4 will be required in the slightly deteriorated geological conditions; support class TT5a1 will have to be applied to saturated weakness zones.

Owing to the great depth of the rock mass affected by weathering, excavation support class TT5a1 is assumed to be applied to the section from chainage km 12.2 up to the end of the mined sections. The last two blocks of the lining will have an invert.

## TUNNEL EQUIPMENT

The tunnel equipment design draft is based on the above-mentioned tunnel safety concept.

The lighting design and the lighting calculation were carried out according to requirements of CIE88/2004 and CEN/CR 14380:2003. In terms of the function, the lighting system is divided into threshold zone lighting, interior tunnel lighting, lighting of lay-bys, stand-by (emergency) tunnel lighting, fire lighting in the tunnel, lighting in

Návrh osvetlenia a svetelne technický výpočet je vykonaný podľa CIE88/2004 a CEN/CR 14380:2003. Osvetlenie je funkčne rozdelené na adaptačné osvetlenie tunela, prejazdne osvetlenie tunela, osvetlenie zálivov, náhradné (núdzové) osvetlenie tunela, požiarne osvetlenie tunela, osvetlenie priečných prepojení a vstupov do priečných prepojení, osvetlenie požiarneho výklenku v tuneli, osvetlenie rozvodní v tuneli, vodiace osvetlenie komunikácie v tuneli, vonkajšie osvetlenie komunikácie pred portálmi tunela.

Systém vetrania je jednou z najdôležitejších súčastí technologického vybavenia cestných tunelov. Do značnej miery ovplyvňuje ich spoľahlivosť a bezpečnú prevádzku, či už pri normálnej premávke alebo pri vzniku požiarnej situácie v tuneli. Dialničné tunely Rojkov a Havran sú pozdĺžne vetrané pomocou prúdových ventilátorov pod stropom tunela.

Pre tunely Rojkov a Havran je navrhnutý centrálny riadiaci systém v rámci strediska správy a údržby dialnic v Stankovanech, ktorého operátori budú kontrolovať a riadiť činnosti zariadení tunela pri bežnej prevádzke ako aj v prípade mimoriadnych stavov. Riadiace stredisko bude nepretržite obsadené. Na pracovisku budú umiestnené dve operátorské stanice v režime klient vizualizačného serveru – jedna pre dopravu a druhá pre technológiu – pričom z oboch operátorských staníc existuje možnosť ovládať technológiu aj dopravu.

Dvojica tunelov má spolu 3 technologické centrály, technologická centrála Havran I je spoločná pre obidva tunely. Technologické centrály sú umiestnené v tesnej blízkosti portálov. Objekty sú navrhované bez trvalej obsluhy, murované s oblou strechou, nosnú konštrukciu tvoria priehradové lepené drevené väzníky. Strešná krytina je plechová.

Čo sa týka medziľahlých portálov u Váhu, je možné doviesť VN prípojku iba k portálu tunela Havran. K okrajovým portálom dvojice tunelov sú VN prípojky vedené k obom. Pre napájanie tunela Rojkov na východe bola použitá centrála tunela Havran západ s tým, že napájanie tunela je prevedené cez medziľahlý most.

Napájanie tunelov musí byť zaistené v stupni dodávky 1, to zodpovedá napájaniu z dvoch od seba nezávislých zdrojov elektrickej energie. Prvý zdroj je VN prípojka zo 110kV rozvodne spoločnosti Stredoslovenská energetika (SSE). Ako druhý nezávislý zdroj napájania sú v centrálach umiestnené dieselagregáty. Pre bezvýpadkový systém napájania je použitá kombinácia rotačná UPS + dieselagregát.

Z rozvodní NN v technologických centrálach je napájané elektrické zariadenie technologického vybavenia tunela vždy iba v príslušnej časti tunela. Takto sa dosiahne optimálne využitie káblov NN vzhľadom na dĺžku rozvodov.

V priečných prepojeniach sú umiestnené rozvádzače NN slúžiaci len pre napájanie elektrických zariadení vnútri priečných prepojení (malá vzduchotechnika, osvetlenie a pod.), prípadne aj spotrebiče v blízkosti vstupu do chodieb (osvetlenie vstupov a pod.).

Trasy káblov VN a NN v tuneli sú vedené v príslušnej rúre v káblovodoch pod chodníkmi alebo pod vozovkou zásadne na vnútorných stranách vozoviek tunela (vždy vľavo v smere jazdy v každej tunelovej rúre).

Obidva tunely sú vybavené štandardným systémom videodohľadu v celej dĺžke s automatickou detekciou neštandardnej situácie.

Navrhované rádiové spojenie zabezpečí komunikáciu základných prevádzkových a záchranných zložiek, ako aj šírenie FM signálu vybraného rádia v tunelových rúrach s možnosťou vstupu dispečera do vysielania.

## ZÁVER

Dialničný úsek D1 Turany–Hubová je v rámci prípravy výstavby dialnic na Slovensku zaradený do tzv. 1. balíka projektov verejnosúkromného partnerstva (public private partnership). V rámci tohto projektu je plánovaná výstavba dialnice D1 v úseku Dubná Skala–Ivachnová, Jánovce–Jablonov a Fričovce–Svinia celkovo so štyrmi tunelmi Rojkov, Havran, Čebrať a Šibenik. Tento odvážny projekt má za cieľ v čo možno najkratšom čase dobudovať dialničnú infraštruktúru na severe Slovenska. Podľa aktuálneho harmonogramu prípravy by sa projekt mal dostať do realizačnej fázy v priebehu roku 2009.

*ING. IMRICH BEKEČ, bekec@dopravoprojekt.sk,  
DOPRAVOPROJEKT, a. s.,  
ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz,  
METROPROJEKT Praha, a. s.*

*Recenzoval: Ing. Miloslav Frankovský*

cross passages and at entrances to the cross passages, lighting in distributing substations, curb-side guidance lighting and external lighting of the road in front of portals.

A ventilation system is one of the most important components of road tunnel equipment. It affects to a significant extent its reliability and safe operation, both under normal operation conditions and during a tunnel fire. The Rojkov and Havran motorway tunnels are ventilated longitudinally, by jet fans installed under the tunnel crown.

A central control system is designed for the Rojkov and Havran tunnels, which will be operated from the Stankovany Center of Administration and Maintenance of Motorways. The operators will monitor and control the performance of tunnel equipment both during normal operation and during emergencies. The control centre will be permanently manned. There will be two operator stations in the visualisation server client mode – one for traffic and the other for equipment – with a possibility of controlling both the equipment and traffic from any of the two operator stations.

The pair of tunnels has 3 equipment control centres in total; the equipment control centre Havran I is common for both tunnels. The equipment control centres are located in close vicinity of portals. They will be housed in masonry structures having rounded roofs supported by glued timber trusses. The roof covering will be in metal sheet. The centres will not be permanent manned.

Regarding the intermediate portals on the banks of the Váh River, a HV line can get only to the Havran portal. Regarding the outer portals of the pair of tunnels, high voltage terminals are installed at both of them. The eastern part of the Rojkov tunnel will be supplied from the western part of the Havran tunnel, with the feed line running on the intermediate bridge.

Power supplies at Supply Level 1 must be guaranteed for the tunnels, which means that there must be two independent power sources available. The first source is a HV line from the Stredoslovenská Energetika (SSE) 110kV distribution substation. The second source comprises diesel generating sets, which are installed in the equipment centres. A combination of a rotary uninterruptible power source (UPS) and a diesel generating set is used.

LV distribution substations supply power to electrical equipment only in the respective parts of the tunnel. Thus the optimum exploitation of LV cables is achieved in terms of the length of the lines.

The cross passages house the LV switchboards which are used only for supplying electrical equipment inside the cross passages (small ventilation equipment, lighting etc.) or even appliances which are installed at the entrance to the passages (entrance illumination etc.).

HV and LV cable routes in the tunnels are led in the particular tubes, through cable ducts, under sidewalks or under roadway, on principle on the offside of the carriageway.

Both tunnels are equipped with a standard video surveillance system throughout their lengths, allowing automatic detection of non-standard situations.

The designed wireless communication system will provide connection between basic operating and rescue units and will allow of radio broadcasting of one selected FM frequency inside the tunnel tubes, with a break-in facility for operator announcements.

## CONCLUSION

The Turany–Hubová section of the D1 motorway has been incorporated into the so-called PPP Package 1, within the framework of the preparation of construction of motorways in Slovakia. This project comprises the planned construction of the D1 motorway sections Dubná Skala – Ivachnová, Jánovce–Jablonov and Fričovce – Svinia, containing a total of four tunnels, i.e. the Rojkov, Havran, Čebrať and Šibenik. The objective of this bold project is to complete the development of the motorway infrastructure in the south of Slovakia. According to the current programme of the preparation, the project should pass into the implementation phase during 2009.

*ING. IMRICH BEKEČ, bekec@dopravoprojekt.sk,  
DOPRAVOPROJEKT, a. s.,  
ING. OTAKAR HASÍK, hasik@metroprojekt.cz,  
METROPROJEKT Praha, a. s.*

# TUNELY PRO ELEKTRÁRNU KÁRAHNJÚKAR

## TUNNELS FOR KÁRAHNJÚKAR POWER STATION

ARISTOTELIS CARAVANAS

### ÚVOD

V severovýchodním Islandu, na náhorní plošině v nadmořské výšce 600 m n. m., v blízkosti největšího evropského ledovce Vatnajökullu, který pokrývá 8 % plochy ostrova, probíhala v letech 2003 až 2008 výstavba vodních tunelových přivaděčů pro podzemní elektrárnu Kárahnjúkar. Stavba byla situována v překrásné arktické krajině plné hor, ledovců a polárních září, v odlehlejších oblastech, kde nejbližší městečko Egilssðadir bylo vzdáleno 80 km od místa stavby. Stavba hlavních tunelů probíhala zejména ze tří přístupových štol, jejichž portály ústily na náhorní plát. Sněhové bouře, vítr, mlhy, mrazá, nedostatek slunečního světla po většinu roku často vytvářely extrémní podmínky, viz obr. 1.

### POPIS PROJEKTU

Islandská vláda zvažovala v druhé polovině 20. století stavbu nové vodní elektrárny v severovýchodní části země. Rozhodnutí o její výstavbě bylo přijato na přelomu století s tím, že výkon elektrárny se navýšil na 690 MW. Důvodem pro zvýšení výkonu byla dohoda islandské vlády a společnosti Alcoa vystavět ve 100 km vzdáleném Reyðarfjörðuru novou továrnu na výrobu hliníku s roční výrobní kapacitou 295 000 tun.

Elektrárna Kárahnjúkar je situována v podzemí, v západní části údolí Fljótsdalur. V rámci projektu bylo postaveno několik přehrad, přes 70 km tunelů a různých tunelových rozpletů, řada šachet, z nichž dvě mají hloubku 420 m a několik podzemních kaveren, kde největší z kaveren má rozměry 120x35x15 m.

Zdrojem vody pro elektrárnu jsou dvě ledovcové řeky pramenící z Vatnajökullu - Jökulsá á Dal a Jökulsá í Fljótsdal. Na řece Jökulsá á Dal byly postaveny tři přehrady, které tak vytvořily nový hlavní zdroj vody pro elektrárnu, reservoár Hálslón. Největší z přehrad Kárahnjúkastífla je situována v kaňonu řeky Jökulsá á Dal. Jak přehrada, tak i celý projekt jsou pojmenovány podle hory Kárahnjúkar, která se tyčí poblíž hlavní přehrady a jejíž jméno v překladu znamená větrná hora, viz obr. 2. Svými rozměry je přehrada Kárahnjúkastífla největší přehradou svého druhu v Evropě, tj. kamenná sypaná přehrada s vnější železobetonovou deskou a radí se zároveň mezi jednu z největších přehrad na světě. Na hřebenu přehrady byl zbudován přeпад vody tak, aby padající voda vytvořila velkolepý 90 m vysoký vodopád. Dalšími přehradami jsou 68 m vysoká Desjararstífla a 29 m vysoká Saudárdalsstífla, obě umístěné na řece Jökulsá á Dal, 37 m vysoká přehrada Ufsárstífla a 26 m vysoká Kelduárstífla, která vytvořila reservoár Kelduárlon o ploše 7,5 km<sup>2</sup>.

Voda ze dvou ledovcových řek Jökulsá á Dal a Jökulsá í Fljótsdal je do 40 km vzdálené podzemní elektrárny přiváděna soustavou tunelů a šachet. Z reservoáru Hálslón proudí voda hlavním tunelovým přivaděčem severovýchodním směrem. Zhruba v půli cesty, na křižovatce se štolou Adit 2, se k ní přidává voda z reservoárů Kelduárlon a Ufsárlon. Voda poté proudí jedním společným tunelem ke dvěma 420 m hlubokým šachtám. Šachty vyústí do podzemní elektrárny, kde je instalováno šest Francisových turbín, každá o výkonu 115 MW, 1,4 km dlouhý odpadní tunel zajišťuje odtok vody do jezera Lagarfljót.

Část projektu, do které náleží stavba hlavního tunelového přivaděče a pomocných štol, se nazývá KAR-14 (tunely), viz tab. 2 a v dalších kapitolách se pojednává pouze o této tunelové části projektu se zaměřením na ražbu pomocí TBM.

Investorem stavby je hlavní dodavatel elektřiny na Islandu společnost Landsvirkjun, která je z poloviny vlastněná islandským státem a dále městy Reykjavík a Akureyri. Rozpočet celé stavby v tendru přesáhl jednu miliardu eur. Italská společnost Impregilo vyhrála roku 2003 soutěž na dodavatele projektu KAR-14 (tunely) s cenovou nabídkou 250,8 miliónu eur. Projektantem KAR-14 (tunely) bylo uskupení firem švýcarské Electrowatt (dnešní Poyry), americké Harza, islandských VST, Raftikning a Almenna pod společnou značkou KEJV

### INTRODUCTION

The project is located in breathtaking arctic nature in the north-east part of Iceland. It is characterised by mountains, glaciers and polar lights and is in a very remote region with the nearest town Egilssðadir of some 80 km away. The water supply tunnels for the underground Power Station were constructed between 2003 and 2008 at an elevation of 600 m above sea level and on a plateau close to the largest European glacier Vatnajökull. This covers approximately 8 % of the island. The tunnels were primarily built from the three access adits whose portals mouthed to the plateau. Snowstorms, strong winds, fogs, freeze and lack of the sun light for most part of the year often created extreme conditions, see Figure 1.

### PROJECT DESCRIPTION

The Iceland government was planning to build a new water power station in the north-east part of the island in the second half of the 20th century. The decision to build the project was finally taken at the beginning of 2000. The generating capacity of the power station was increased to 690 MW because of a recent American company Alcoa's intention to build a new aluminium smelter with a capacity of 295,000 tons per year about 100 km away in Reyðarfjörður.

The Kárahnjúkar Power Station is located underground in the west part of Fljótsdalur Valley. The project comprises the construction of several dams, more than 70 km of tunnels, a number of shafts, two of which are 420 m deep, and a cavern complex with the powerhouse having dimensions of 120x35x15 m.

Two rivers - Jökulsá á Dal and Jökulsá í Fljótsdal - springing from the Vatnajökull glacier provide the water source for the project. Three dams were built on the river Jökulsá á Dal creating the new Hálslón Reservoir and the main water storage for the Kárahnjúkar Power Station. The project and the highest dam, Kárahnjúkastífla, are named after Kárahnjúkar mountain which is located at the east end of the dam. Its name in English means a windy mountain, see Figure 2. The



Obr. 1 Portál Surge tunelu po sněhové bouři. Odstraňování několikametrových rampouchů v portálových oblastech tunelů patřilo k běžným činnostem  
Fig. 1 Surge tunnel portal shortly after snowstorm; removing few metres long icicles in portal locations became a common working activity

Tab. 1 Některé vybrané charakteristiky přehrady Kárahnjúkástífla, Háslónu reservoiru a podzemní vodní elektrárny Kárahnjúkar  
 Table 1 Some of the typical characteristics of Kárahnjúkástífla Dam, Háslón Reservoir and underground Kárahnjúkar Power Station

výška přehrady / dam height	193 m
délka přehrady / dam length	730 m
množství materiálu použitého na výstavbu přehrady Kárahnjúkástífla amount of material used for the construction of Kárahnjúkástífla Dam	8.5 miliónu m <sup>3</sup>
nadmořská výška hladiny reservoiru Háslón Háslón Reservoir water level	625 m. n. m. při plném reservoiru 625 m a. s. l. – full reservoir
celkové převýšení (rozdíl vodních hladin) total superelevation	599 m
plocha plného reservoiru Háslón / area of full Háslón Reservoir	58 km <sup>2</sup>
délka reservoiru Háslón / length of Háslón Reservoir	25 km
kapacita reservoiru Háslón / capacity of Háslón Reservoir	2100 miliónů m <sup>3</sup>
průměrný přítok do reservoiru Háslón average water intake into Háslón Reservoir	107 m <sup>3</sup> /s
výkon elektrárny / installed power station capacity	690 MW (6x 115 MW)
turbíny / turbines	6 Francisových (vertikálně uložených) / 6 Francis (vertical axis)
generovaný výkon za rok / generated power	4600 GWh / rok / 4600 GWh / year
max kapacita přítoku vody do turbín (na jednu turbínu 144 / 6 = 24 m <sup>3</sup> /s) max water intake capacity to the turbines (per one turbine 144 / 6 = 24 m <sup>3</sup> /s)	144 m <sup>3</sup> /s

(Kárahnjúkar Engineering JV). Na dozorování stavby byla rovněž vypsaná soutěž, protože islandský zákon nedovoluje dozorování staveb společnostmi, které se podílely na tvorbě projektu. V této soutěži zvítězilo uskupení firem VIJV (Visen-Ingar Joint Venture) pod vedením anglické společnosti Mott MacDonald, v kterém dále byly islandské Linohonnum, Hnit a Fjarhitun, švédské Sweco, norský Norconsult a francouzský Coyne et Bellier. Úkolem VIJV byl nejen dozor stavby, ale zároveň i provádění technické pomoci při výstavbě, která mimo jiné zahrnovala instruování vstrojení podzemního díla.

## GEOLOGICKÉ POMĚRY

Island leží ve středu atlantického zlomu v místě, kde se od sebe severoamerická a evropská kontinentální deska oddělují rychlostí přibližně 2 cm za rok. Zemětřesení a vulkanické erupce provázejí odsouvaní obou desek. Island je proto i v dnešní době značně vulkanicky aktivní oblastí, což bylo potvrzeno v průběhu výstavby sledováním erupce nepříliš vzdálené kaldery Grímsvötn, viz obr. 3.

Tato geologicky mladá země vznikla a utvářela se v pozdějších třetihorách – v miocénu a v pliocénu – a ve čtvrtohorách. Téměř celý ostrov je tvořen lávovými výlevy a vyvěřelými tzv. móberg formacemi s mezilehlými polohami sedimentů. Často se vyskytují mladší hlubinné vyvěřeliny, které se formovaly ve starších geologických vrstvách. Geologické formace Islandu se dělí na čtyři hlavní skupiny – nejstarší třetihorní čedičová formace, následována šedou čedičovou formací v pozdějším pliocénu a ve čtvrtohorním pleistocénu, dále formace



Obr. 2 Přehrada Kárahnjúkástífla během výstavby, v pozadí hora Kárahnjúkar  
 Fig. 2 Kárahnjúkástífla Dam during construction with Kárahnjúkar mountain on background

Kárahnjúkástífla Dam is one of the highest dams in the world of its type – a concrete rock fill dam (CRFD) – and the highest in Europe. A 90 m tall spectacular waterfall was created on the dam edge. The other dams are: the 68 m high Desjararstífla and the 29 m high Sauðárdalsstífla on the Jökulsá á Dal river, and the 37 m high Ufsárstífla and 26 m high Kelduárstífla which form the Kelduárón Reservoir.

The water from the two glacier rivers Jökulsá á Dal and Jökulsá í Fljójstdal is conveyed in a north-east direction from the Háslón Reservoir through a system of tunnels and shafts some 40 km to the underground power station. The water from Kelduárón and Ufsárón reservoirs joins Adit 2 at the crossing, approximately at the half way point of the main tunnel. Water then runs into two 420 m deep pressure shafts which drive six 115 MW Francis turbines. Water exits the power station through a 1.4 km long tailrace tunnel.

The following mainly describes that part of the project called KAR-14 (tunnels) and focuses on the TBM excavations.

The client is the Icelandic energy company Landsvirkjun which is owned by the state and the towns of Reykjavík and Akureyri. The budget for the entire project was over one milliard EUR in the tender. The Italian company Impregilo won the tender for the KAR-14 (tunnels) contract for 250.8 mil EUR bid in 2003. The designer for KAR-14 (tunnels) was KEJV, Kárahnjúkar Engineering Joint Venture of the Swiss company Electrowatt (Pöyry), American company Harza, and Icelandic companies VST, Rafteikning and Almenna. Because Icelandic law also forbids the designer to supervise a project, a tender



Obr. 3 Erupce kaldery Grímsvötn v listopadu 2004 jižně od stavby; 1725 m n. m.; kaldera je zakrytá 200 m silnou vrstvou ledovce Vatnajökullu, pod kterou se nachází jezero o rozloze 35 km<sup>2</sup>

Fig. 3 Grímsvötn caldera eruption – located south from the site; November 2004; 1725 m above sea level; the caldera is filled with 35 km<sup>2</sup> lake and covered with 200 m thick layer of Vatnajökull glacier



Tab. 2 Tunely pro podzemní vodní elektrárnu Kárahnjúkar  
Table 2 Tunnels for the Kárahnjúkar Power Station

souhrnná délka tunelů / total length of tunnels	72 km
z toho délka tunelů ražených pomocí TBM / length of TBM tunnels	cca 48 km / approx. 48 km
mocnost nadloží / overburden	cca 100 až 200 m / approx. 100 to 200 m
průměr tunelů ražených pomocí TBM / diameter of TBM tunnels	7,6 m (TBM 1) a 7,2 m (TBM 2 a 3)
hlavní přivaděč HRT z reservoáru Háslslón (prům. 7,2 – 7,6 m) main headrace tunnel HRT from Háslslón Reservoir (dia. 7,2 – 7,6 m)	39,7 km
přivaděč z reservoáru Ufsarlón / tunnel from Ufsarlón Reservoir	13,3 km
3 přístupové štoly k hlavnímu přivaděči HRT 3 access adits to HRT	6,9 km
2 obchvatové tunely a štola v přehradě 2 diversion tunnels and dam adit	2,4 km
injektažní štoly v přehradě / grouting adits in dam	0,5 km
tunel Surge / Surge tunnel	1,7 km
2 obchvatové tunely Hraunaveita / 2 diversion Hraunaveita tunnels	3,7 km
2 vertikální tlakové šachty (prům. 3,4m) / 2 vertical pressure shafts (dia. 3.4m)	0,8 km
přístupový tunel pro stavbu podzemní elektrárny access tunnel for the power station	1,0 km
odpadní tunel / tailrace tunnel	1,3 km
kabelový tunel / cabel tunnel	1,0 km

móberg v pozdějším pleistocénu a nejmladší formace morén a glaciofluviálních usazenin v pozdějším pleistocénu a v holocénu.

Endogenní procesy v zemské kůře zapříčiňovaly tvorbu geologických zlomů, a to zejména v třetihorních čedičových formacích. Velikost usmyknutí na zlomech zřídka přesahuje 10 až 20 m, i když v některých případech bylo zaznamenáno usmyknutí větší než 100 m. Sklon vrstev je převážně v rozsahu 5 až 15°, směr sklonů je různý v závislosti na lokalitě. Vzdálenost zlomů a hlubinných žil bývá obvykle 100 až 200 metrů, v některých lokalitách však i pouze v řádech desítek metrů.

V trase hlavního tunelového přivaděče HRT převažují čediče o maximální pevnosti až 320 MPa, proložené méně pevnými vrstvami vulkanické strusky. Západním směrem k přehradě se nacházejí geologicky mladší vrstvy známé jako móberg formace. Jedná se o méně pevný a značně rozpukaný vulkanický tuf s vyšším výskytem puklinové vody. Každý lávový výlev se nechá rozdělit na tři typické části – vrchní vrstva vulkanické strusky (10–30 % tloušťky), kompaktní krystalizovaná střední čedičová část (tholeitický, olivínický nebo porfyrický čedič, 65–85 % tloušťky) a spodní vrstva vulkanické strusky (5–10 % tloušťky), viz obr. 4. Mezi jednotlivými lávovými výlevy se nacházejí vrstvy usazených hornin většinou o mocnostech cca 0,1 až 1 m.

V průběhu návrhu byly inženýrskogeologické podmínky jednotlivých tunelových úseků ražených pomocí TBM rozděleny do kvazi-homogenních celků a klasifikovány pomocí horninových tříd pro ražbu TBM. Bylo použito celkem pět horninových tříd – H1, H2, H3, M1 a M2 – pro ražbu TBM, tzv. Bore Classes, které byly stanoveny v závislosti na procentuálním zastoupení ražbou zastižených hornin, viz tab. 3.

Tab. 3 Horninové třídy pro ražbu TBM  
Table 3 TBM Bore Classes

Hornina / rock type	Homogenní čelba / homogenous face			Nehomogenní čelba / mixed face	
	H1	H2	H3	M1	M2
Sedimenty / Sediments	≥ 90 %		< 10 %		
Vulkanická struska nebo móberg Soria or móberg		≥ 90 %		> 50 % & < 90 %	≤ 50 %
Čedič / Basalt	< 10 %	< 10 %	≥ 90 %	> 10 % & < 50 %	> 50 % & < 90 %

for supervision was held. The VIJV (Visen-Ingar Joint Venture) led by UK Company Mott MacDonald, together with Linohonnum and Hnit a Fjarhitun of Iceland, Sweco from Sweden, Norconsult from Norway and Coyne et Bellier from France, won the tender for the supervision. VIJV were also involved in applying technical expertise such as specifying rock support.

### GEOLOGICAL CONDITIONS

Iceland is located in the middle of the Atlantic ridge where the Northern American and European continental tables are drifting away by approximately 2 cm per year. Earthquakes and volcanic eruptions accompany the movement. Iceland is therefore a relatively active volcanic area which was confirmed by the Grímsvötn caldera eruption during Kárahnjúkar construction period, see Figure 3.

Geologically, Iceland is a young country which was built up during the later part of the Cainozoic era, the Miocene and Pliocene and in the Quaternary. It is almost entirely composed of lava flows and eruptive móberg while in between are located widespread, thin sedimentary beds. Igneous intrusions are also quite common in the older geological formations. The geological formations of Iceland are divided into four main groups – the oldest is the Tertiary Basalt Formation, which was formed in the late Tertiary period, it is followed by the Grey Basalt Formation, which was formed in the late Pliocene and early Pleistocene, and the Móberg formation, which was formed in the late Pleistocene.

Internal crustal movements led to the faulting of the strata mainly in the Tertiary Basalt Formation. Normally, the movement on the fault face is rather small, seldom more than 10-20 m, although in some

Tab. 4 Porovnání projektem předpokládaných a stavbou skutečně zastižených horninových tříd po délce hlavního tunelového přivaděče HRT vyraženého pomocí TBM; délka 35,5 km

Table 4 Comparison of the expected and actual values of Bore Classes along headrace tunnel drive excavated by TBMs; length 35.5 km

		Předpokládané hodnoty Expected values		Skutečně zastižené hodnoty Actual values	
Horninová třída Bore Class	hornina na čelbě geology on tunnel face	délka / length (km)	%	délka / length (km)	%
H1	více než 90 % sedimentů more than 90 % of Sediments	8,3	23,2	7,1	20,1
H2	více než 90 % vulkanické strusky nebo móberg more than 90 % of Scoria or Móberg	3,4	9,7	6,2	17,6
H3	více než 90 % čediče more than 90 % of Basalt	9,9	27,9	9,4	26,5
M1	50 % až 90 % vulkanické strusky nebo móberg between 50 % and 90 % of Scoria or Móberg	6,4	18,0	4,7	13,0
M2	50 % až 90 % čediče between 50 % and 90 % of Basalt	7,5	21,2	8,1	22,8

Porovnání předpokládaného a skutečně zastiženého horninového prostředí v části hlavního tunelového přivaděče, která byla vyražena pomocí TBM (délka 35,5 km), je provedeno v tab. 4 z hlediska procentuálního zastoupení horninových tříd. Údaje byly exportovány z tunelové databáze a výsledky ukazují na poměrně dobrou shodu skutečných a projektem předpokládaných podmínek.

Projekt předpokládal zvýšené přítoky podzemní vody do tunelu, v některých případech i průnik geotermálních pramenů. Reálné přítoky předčily očekávání a způsobovaly v průběhu výstavby řadu problémů. Pro představu, z portálů tří hlavních přístupových štol vytékalo nepřetržitě po čas ražeb množství vody v rozsahu 200 až 1100 l/s na štolu. Dodavatel stavby tak byl v řadě případů instruován k provedení náročných těsnících injektáží. Výskyt geotermálních pramenů byl ojedinelý s teplotou vody kolem 37°C.

### PLNOPROFILOVÉ RAZICÍ STROJE TBM

Pro realizaci tunelů, vedených převážně v pevných horninách, se dodavatel zavázal nasadit tři plnoprofilové razicí stroje (otevřená TBM), obr. 5 a 6. Jednalo se o první použití razicích strojů na Islandu.

Vybraná TBM společnosti Robbins byla vyrobena v USA a v roce 2004 transportována na Island. Hmotnost TBM bez návěsů je přibližně 650 tun. TBM mají předem nastavitelný průměr v rozmezí od 7,23 do 7,63 m. Razicí hlava se skládá z devíti ocelových segmentů, které byly sestaveny a vzájemně svařeny na staveništi. Otáčky razicí hlavy jsou nastavitelné v rozsahu 0–8,3 ot/min. Deset elektrických motorů poskytuje razicí hlavě výkon 3000 kW a kroutící moment 6275 kNm při 4,62 ot/min nebo 3490 kNm při 8,3 ot/min. Maximální přítlak razicí hlavy na horninu v čelbě je okolo 15 000 kN v závislosti na modelu TBM s maximálním přítlakem 311,4 kN na jednotlivá 19palcová disková valivá dláta. Výměna valivých dlát je možná z prostoru TBM bez nutnosti vstupu do nezajištěného prostoru mezi TBM a čelbou. TBM 2 a TBM 3 (modely Robbins) měly razicí hlavu o průměru 7,23 m, na které byly umístěny čtyři dvojité středová disková valivá dláta o velikosti 17 palců (432 mm) a dále 29 kusů čelních a 7 kusů obvodových diskových valivých dlát o velikosti 19 palců (483 mm).

Tab. 5 Disková valivá dláta na jednotlivých TBM modelech

Table 5 TBM cutters

Model / Model	TBM 1 Robbins TBM MB 253-309	TBM 2 Robbins TBM MB 236-308	TBM 3 Robbins TBM MB 235-282-1
průměr razicí hlavy / CHD diameter	7,63 m	7,23 m	7,23 m
dvojitá středová 17palcová (432 mm) disková valivá dláta central twin 17inch (432 mm) cutters	4x2 ks / pcs	4x2 ks / pcs	4x2 ks / pcs
čelní 19palcová (483 mm) disková valivá dláta face single 19inch (483 mm) cutters	33 ks / pcs	29 ks / pcs	29 ks / pcs
obvodová 19palcová (483 mm) disková valivá dláta gauge 19inch (483 mm) cutters	8 ks / pcs	7 ks / pcs	7 ks / pcs

cases it is more than 100 m. Generally the dip of strata is between 5° and 15° but the direction of dip varies according to the locality.

Basalt with strengths of up to 320 MPa is the predominant rock type in the headrace tunnel drive. It is intercalated with thin but firm layers of scoria and sediments. The Móberg formations as a volcanic tuff occur in the western direction towards the dam. It is rather jointed with significant amount of water bearing fissures. Each lava flow can be split into three typical parts – upper scoria layer (10-30 % of the thickness), the middle section of compact crystalline basalt (Tholeiitic, Olivine or Porphyritic basalt, 65 - 85 % of the thickness) and the bottom scoria layer (5-10 % of the thickness), see Figure 4. Sedimentary layers of about 0.1 to 1 m thick are intercalated amongst lava flows.

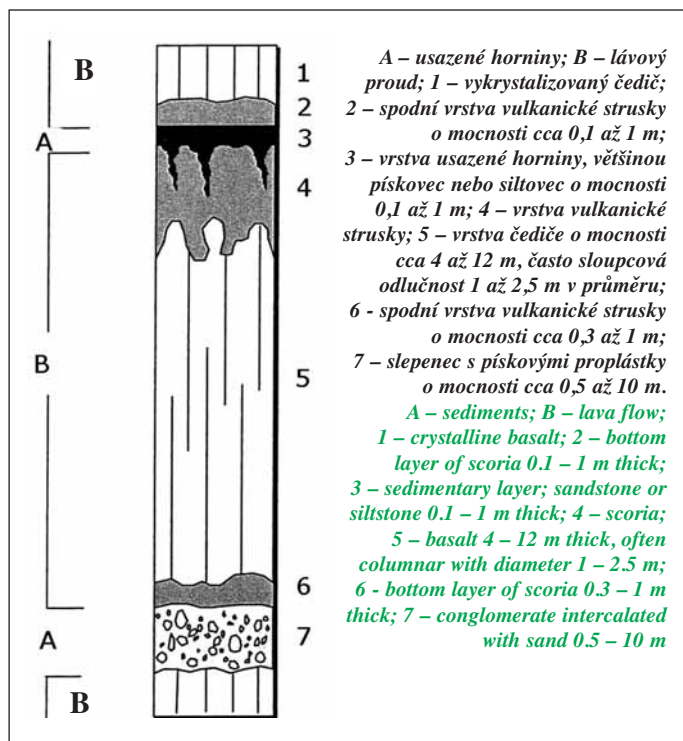
The project designer assigned several quasihomogenous tunnel sections and classified them using Bore Classes. In total five Bore Classes were specified – H1, H2, H3, M1 and M2 – for the TBM drives. These were based on the percentage representation of the actual rock types, see Table 3.

The comparison of the expected and actually encountered geological conditions based on the partition of Bore Classes for the 35.5 km long section of the headrace tunnel excavated by TBM, is shown in Table 4. The values were exported from the Tunnel Supervision Database and the results show quite good equivalence between actual and expected conditions.

High water inflows into the tunnels were expected including some geothermal springs during the project design. The actual water inflows into the tunnels were higher than expected and caused problems during construction. Water inflows of between 200 and 1000 l/s flowed out of each of the three tunnel portals during the headrace tunnel excavation period. In many cases the contractor was instructed to provide grouting in order to stop or decrease water inflows. Sporadically, some geothermal springs were encountered with water temperature of about 37°C.

### FULL PROFILE TUNNEL BORING MACHINES TBM

The contractor based his contract on the use of three full profile TBMs of the open hard rock type, see Figures 5 and 6. This was the



**Obr. 4** Typická skladba geologických vrstev na projektu Kárahnjúkar  
**Fig. 4** Typical geological layering in the Kárahnjúkar Project

Naproti tomu mělo TBM 1 (model Robbins) razicí hlavu o průměru 7,63 m, na které byly umístěny také čtyři dvojité středová disková valivá dláta, ale dále 33 kusů čelních a 7 kusů obvodových diskových valivých dlát.

Délka jednotlivých záběrů ražby pomocí TBM se pohybovala okolo 1,87 m. Razicí cyklus TBM sestával z následujících činností – vysunutí a rozepření dvou rozpěrných desek do horniny, zasunutí dvou svislých podpor, obnovení rotace razicí hlavy s postupem ražby na délku jednoho záběru, po zastavení ražby vysunutí svislých podpor následované zasunutím rozpěrných desek, jejich posunem o délku vyraženého úseku, opětovným vysunutím a rozepřením do horniny. Systém rozepření tunelovacího stroje do stěn výrubu musel přenést tíhu razicího komplexu, reakce od přítlačné síly na razicí hlavu, reakce od vysouvací síly razicího komplexu a reakce od kroutícího momentu razicí hlavy stroje. Maximální přítlačná síla dvou hydraulicky rozpínaných desek byla 45600 kN. Vyžadovaný příkon elektrické energie na jednotlivá TBM byl 3 MW.

Za tunelovacím strojem byl na kolejkách vlečen záložní systém o celkové délce 100 m. Součástí záložního systému bylo mostní spojení mezi zadní částí tunelovacího stroje a prvním návěsem a celkem 9 návěsů se dvěma výškově oddělenými pracovními plošinami. Ve středu spodních plošin byla umístěna kolej pro dopravu materiálu na TBM. Na návěsích byla umístěna řada zařízení a množství materiálu



**Obr. 5** Tunelovací stroj TBM 3  
**Fig. 5** TBM 3

first use of TBM's in Iceland and these were manufactured by Robbins in Ohio, USA and shipped to Iceland in 2004. The weight of the TBM was approximately 650 tons and the diameter was adjustable between 7.23 and 7.63 m. The cutterhead (CHD) consisted of nine steel segments welded together on site and the revolutions per minute (rpm) could vary between 0 and 8.3 rpm. Ten electric motors supplied the CHD with 3000 kW and provided a torsion of 6275 kNm for 4.62 rpm or 3490 kNm for 8.3 rpm. The maximum CHD thrust on the face was about 15000 kN, depending on the TBM model, which meant a maximum thrust of 311.4 kN per each 19 inch cutter. The TBM's are fitted with 19 inch back-loading cutters so that it was not necessary to step into an unsecured area between the rock face and cutterhead. TBM 2 and TBM 3 (Robbins models) had cutterhead of a 7.23 m diameter. There were four central twin 17 inch (432 mm) cutters, twenty-nine face single 19 inch (483 mm) cutters and 7 gauge 19 inch (483 mm) cutters mounted on the cutterhead. TBM 1 (Robbins model) had cutterhead of a 7.63 m diameter. There were four central twin 17 inch (432 mm) cutters, thirty-three face single 19 inch (483 mm) cutters and 8 gauge 19 inch (483 mm) cutters mounted on the cutterhead.

The effective advance length was 1.87 m. Each TBM advance cycle consisted of: securing TBM to massive rock using the two grippers, restoring the CHD revolution, advancing the boring for the effective length, CHD stoppage was followed by TBM regrip. The gripper system must transfer the cumulative thrust forces which comprise the weight of the TBM, the dragging force of the boring complex including backup systems, and the forces coming from CHD thrust and torque to the rock mass. The maximum gripping force of two hydraulic gripper pads was 45600 kN. The required energy supply for each TBM was 3 MW.

Behind the TBM was a 100 m long back-up system which is continuously towed by the TBM. It consisted of a bridge connecting the TBM and the first rolling deck, and 9 rolling decks with the upper and lower platforms. A single track rail was installed in the centre of the lower platform of all decks. Some equipment and materials are placed on the decks, such as a transfer conveyor with a maximum capacity of 1000 tons/h for speed of 2.5 m/s, materials for continuous extension of the conveyor, air fans and fan conductors, transformers, cables, rails, spare cutters, etc.

An open type TBM allowed for the installation of rock support immediately behind the cutterhead. Four metres long demountable steel fingers at the crown behind the cutterhead gave protection to a crew. The TBM was equipped with two rock drills (Tamrock HL560 SR) for



**Obr. 6** Montáž TBM 1 před portálem štoly Adit 1  
**Fig. 6** TBM 1 assembling in front of the Adit 1 portal

Tab. 6 Tunely ražené pomocí TBM na projektu Kárahnjúkar  
Table 6 Tunnels excavated by TBMs in the Kárahnjúkar Project

Tunel / Tunnel	Počáteční – koncové staničení Start – end chainage	Délka (průměr) [m] Length (dia.) [m]	Začátek a konec ražeb Start – end date of excavation	Poznámky Notes
TBM 1 – hlavní přiváděč HRT TBM 1 – head. tunnel HRT	39+286,95 - 24+630,00	14 656,95 (7,63)	21/9/2004 - 9/9/2006	ražba hlavního tunelového přiváděče HRT; obr. 8 excavation of the headrace tunnel HRT; Figure 8
TBM 2 – hlavní přiváděč HRT TBM 2 – head. tunnel HRT	23+227,11 - 14+354,44	8 872,67 (7,23)	8/10/2004 - 28/9/2006	v uvedeném čase ražeb je zahrnut i úsek, kdy TBM přerušilo ražbu na 2 měsíce (obtížné geologické podmínky byly jedním z hlavních důvodů) the section where TBM stopped boring for appr. two months is included in the excavation time (difficult geological conditions were one of the main reason)
TBM 3 us – hlavní přiváděč HRT TBM 3 us – head. tunnel HRT	7+463,09 - 2+265,44	5 197,65 (7,23)	2/8/2004 - 7/7/2005	v uvedeném čase ražeb není zahrnuto období, kdy TBM zastavilo ražbu ve staničení 2+265,44 (obtížné geologické podmínky byly jedním z hlavních důvodů) the section where TBM stopped boring at Ch. 2+265.44 for appr. two months is not included in the excavation time (difficult geological conditions were one of the main reason)
TBM 3 ds – hlavní přiváděč HRT TBM 3 ds – head. tunnel HRT	7+622,12 - 14+354,44	6 732,32 (7,23)	19/12/2005 - 5/12/2006	TBM 3 bylo částečně rozebráno a vyvezeno před portál, otočeno a znovu smontováno pro ražbu ve směru proti TBM 2; obr. 9 TBM 3 reassembled to bore in direction against TBM 2; Figure 9
TBM 2 – tunel Jökulsa TBM 2 – tunnel Jökulsa	12+962,50 - 4+462,50	8 500,00 (7,23)	29/3/2007 - 9/4/2008	ražba vedlejšího přiváděče pomocí TBM 2 excavation of the adjacent tunnel by TBM 2
TBM 2 – Adit 2 TBM 2 – Adit 2	1+551,07 - 3+013,53	1 462,46 (7,23)	26/7/2004 - 8/10/2004	ražba přístupové štoly Adit 2 excavation of the access Adit 2
TBM 3 – Adit 3 TBM 3 – Adit 3	0+428,70 - 3+054,11	2 625,41 (7,23)	24/4/2004 - 2/8/2004	ražba přístupové štoly Adit 3 excavation of the access Adit 3
Celkem / Totally		48 046,95		celková délka tunelů vyražených pomocí tří razicích strojů total length of tunnels excavated by three Robbins TBMs

jako například dopravníkový pás pro dopravu horniny o maximální kapacitě 1000 tun/hod při rychlosti 2,5 m/s, materiál k průběžnému nastavování tunelového dopravníkového pásu, ventilátory a vzduchové potrubí, transformátory, kotouče s navinutými kabely pro průběžnou instalaci, koleje, náhradní disková valivá dláta, apod.

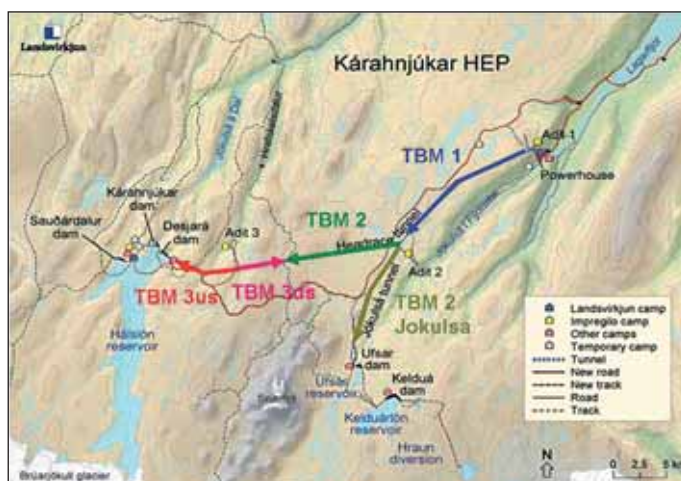
TBM otevřeného typu umožňovalo instalaci výstroje v těsné blízkosti za razicí hlavou pod ochranou 4 m dlouhého roštu z ocelových pažin. Pro vrtání a osazování kotev v klenbě tunelu (v části profilu od 8 do 4 hodin neboli mezi 240° až 120°) byli na TBM umístěni dvě vrtná soustrojí Tamrock HL560 SR. Instalace stříkaného betonu v horní části tunelu rovněž v rozsahu od 8 do 4 hodin probíhala zejména pomocí zařízení Aliva AL-302, umístěného ve vzdálenosti cca 30 m za čelbou. Manipulátoru pro aplikaci stříkaného betonu byl umožněn pohyb v podélném směru nezávisle na pohybu TBM. V závislosti na rozsahu a typu použité výstroje tak bylo možné provádět její instalaci při téměř nepřetržitém průběhu ražeb.

## TUNELY RAŽENÉ POMOCÍ TBM

V průběhu let 2004 až 2008 vyrazily tři razicí stroje společnosti Robbins na projektu Kárahnjúkar přes 48 km tunelů. Seznam ražeb jednotlivých TBM a jejich délky jsou uvedeny v tab. 6 spolu s daty zahájení a ukončení ražeb. Na obr. 7 je plánec schematicky zobrazující nasazení jednotlivých razicích strojů v rámci projektu. Vedlejší tunelový přiváděč Jökulsa byl ražen pomocí TBM 2.

Volba plnoprofilových razicích strojů (otevřená TBM) se prokázala pro dané geologické podmínky jako správná. Razicí stroje v průběhu ražeb dokonce několikrát překonaly světový rekord ve své kategorii

rockbolt installation over the upper half of the tunnel between 8 to 4 o'clock positions (between 240° and 120°). The application of shotcrete was mainly provided by an Aliva AL-302 shotcrete robot situated approximately 30 m behind the face. A rock drilling system and



Obr. 7 Plánek se schematickým vyznačením ražeb tunelů pomocí jednotlivých tunelovacích strojů; TBM 2 bylo po ukončení ražeb hlavního přiváděče HRT přesunuto na ražbu tunelu Jökulsa

Fig. 7 Scheme of TBM excavations. TBM 2 was shifted to bore Jökulsa tunnel after HRT completion

Tab. 7 Třídy vystrojení výrubu v tunelech ražených pomocí TBM  
Table 7 Excavation Classes in TBM tunnels

	Třída I E.C. I	Třída II E.C. II	Třída III E.C. III	Třída IV (viz obr. 12) E.C. IV (see Figure 12)
stříkaný drátkobeton (převážně C24/30:XC2 s obsahem 40 kg/m <sup>3</sup> ocelových drátků) nebo stříkaný beton se svařovanou sítí fibre reinforced shotcrete or shotcrete with wiremesh	50 mm v rozsahu max. 120°  50mm in range of max. 120°	50–100 mm v rozsahu max. 220°  50-100mm in range of max. 220°	100–150 mm v rozsahu 310°  100-150mm in range 310°	200–250 mm v rozsahu 310°  200-250mm in range 310°
kotvení (převážně kotvy SN, případně Swellex)  bolting	lokálně, dle poměrů  locally, as needed	pravidelně, např. v rastru 3–4 kotvy s předepsaným rozestupem; dl. kotev 2–5 m pattern, e.g. 3 - 4 bolts with specified spacing; bolt length 2-5 m	pravidelně, např. v rastru 3–4 kotvy s předepsaným rozestupem; dl. kotev 2–5 m pattern, e.g. 3 - 4 bolts with specified spacing; bolt length 2-5 m	podle požadavku  as needed
železobetonová počva (převážně C20/25:XC1-D) concrete invert	ne  no	ne  no	ano  yes	ano  yes
ocelové rámy  steel ribs	ne  no	ne  no	ne  no	ano; podle požadavku i ocelové pažiny yes; steel lagging as needed

v délce vyraženého úseku za jediný den. Největšího postupu, 115,66 m za den, dosáhlo v srpnu 2008 TBM 2 na tunelu Jökulsa. Razičí stroje navíc ukončily ražby s minimálním opotřebením a mohly být použity na dalších projektech. I přes úspěšnou volbu tunelovacích strojů, jejich spolehlivost a výkonnost se však ražby tunelů neobešly bez komplikací, z nichž několik je ve stručnosti popsáno níže.

- V červenci 2005 byla zastavena ražba pomocí TBM 3 na úseku hlavního přivaděče ve staničení 2+265,44 km. Jedním z hlavních důvodů byly obtížné geologické podmínky a vysoké přítoky podzemní vody do tunelu. Na portálu byly pravidelně měřeny výtoky vody přesahující 1000 l/s. Původní odhad přítoků vody do tunelu byl nižší. Bylo rozhodnuto o ukončení ražeb pomocí tunelovacího stroje ve směru k reservoáru Háslón. TBM 3 bylo poté předčasně přesunuto na ražbu úseku hlavního přivaděče ve směru proti TBM 2. Ražba ve směru k reservoáru Háslón pokračovala za použití trhaviny s tím, že úseky s vyššími přítoky vody byly těsněny injektážemi.
- V květnu 2005 začalo TBM 2 razit přes poruchovou zónu délky přibližně 40 m se třemi geologickými zlomy a s významnými přítoky podzemní vody do tunelu (cca 150 l/s). Více než dva měsíce zabrala posádkám tunelovacího stroje ražba přes uvedenou poruchovou zónu.
- Na ražbě hlavního přivaděče se nejméně problémů vyskytlo v úseku raženém pomocí TBM 1. Přesto i tuto ražbu provázely v závěru obtíže. S narůstající délkou vyraženého úseku rostla i délka dopravníkového pásu (až 16 km), který přepravoval horninu k tunelovému portálu a který vyžadoval citlivou synchronizaci. Stále častěji docházelo k jeho poruchám. Nejvážnější typem poruchy bylo přetřetí dopravníkového pásu, jehož oprava vyžadovala přibližně jednodenní přestávky v ražbě. Tato skutečnost je patrná z grafu na obr. 10, kdy čas na instalaci a opravy dopravníkového pásu tvořil 30,3 % z celkové doby ražby pomocí TBM 1 (21,4 % času bylo pouze na opravu dopravníkového pásu).

Jedním z úkolů stavebního dozoru bylo pravidelně kontrolovat, jak dodavatel plní postup ražeb stanovený v nabídce, a to zejména jejich rychlost a využití TBM, tj. procentuální časové rozdělení činností na TBM. Dodavatel se již v nabídkové dokumentaci zavázal k určitému využití TBM a zejména procentuálně vyjádřil čistý čas, po který bude probíhat ražba pomocí TBM (tzv. součinitel využití UF specifikovaný v nabídkové dokumentaci), a to v závislosti na kombinaci zastížených horninových tříd a aplikovaných tříd vystrojení výrubu. Zároveň stanovil pro každou z 20 kombinací tříd rychlost ražby v metrech za hodinu čistého razičského času. Dle projektem předpokládaných rozdělení horninových tříd a tříd vystrojení výrubu byla v nabídce stanovena celková předpokládaná doba ražby



Obr. 8 Prorážka TBM 1 na hlavním tunelové přivaděči HRT, 9. září 2006  
Fig. 8 TBM 1 breakthrough in the headrace tunnel HRT – 9/9/2006

a shotcrete robot were mounted to the TBM in such a way that the rock support could be installed as the TBM moved forward.

## TUNNELS EXCAVATED BY TBM

The three Robbins TBMs excavated more than 48 km of tunnels between 2004 and 2008. The TBM tunnel drives, their lengths and time of excavations are listed in Table 6. The scheme presented in Figure 7 shows the placement of each TBM in the project. The Jökulsa tunnel was driven by TBM 2.

The choice of open main beam TBM type proved to be successful for the actual geological conditions. The TBMs exceeded on a few occasions the world record for a daily tunnel advance. The longest daily advance of 115.66 m was achieved by TBM 2 when excavating the Jökulsa tunnel in August 2008. All the TBMs finished their drives with minimum wear and could be used with minimum refurbishment on other projects. Although the TBM's were well designed and performed well, the tunnel excavations were not without complications. Some of the problems are briefly described here.

- TBM 3 stopped boring at the head tunnel (HRT) at Ch 2+265.44 km in July 2005. Difficult geological conditions and high water inflows were the main reasons. Measured inflows were about 1000 l/s substantially above the predictions. Eventually it was decided to stop TBM 3 in the direction of the Háslón Reservoir. TBM 3 was reassembled to bore the HRT section towards TBM 2 while the excavation towards the Háslón

Tab. 8 Porovnání projektem předpokládaných tříd vystrojení se skutečně aplikovanými třídami po délce hlavního tunelového přivaděče HRT vyraženého pomocí TBM; délka 35,5 km

Table 8 Comparison of the Expected Excavation Classes in design with the Actual Excavation Classes applied during excavation along the headrace tunnel HRT part which was excavated by TBMs; length 35.5 km

Třída vystrojení Excavation Class	Skutečně aplikované třídy vystrojení Actually applied Excavation Classes		Předpokládané třídy vystrojení Expected Excavation Classes	
	délka (km) length (km)	%	délka (km) length (km)	%
I	27,6	77,9	23,2	65,4
II	6,1	17,1	8,1	22,8
III	0,9	2,5	3,9	10,9
IV	0,9	2,5	0,3	0,9

jednotlivých tunelů. V průběhu ražeb byly předpokládané horninové třídy porovnávány s reálné zastíženými a předpokládané třídy vystrojení výrubu s reálné aplikovanými. Následně byla upravována predikce rychlosti ražby a využití TBM na základě skutečných hodnot tříd. Tyto upravené předpokládané hodnoty byly dále porovnávány s hodnotami rychlosti ražby a využití TBM, které dodavatel skutečně dosáhl.

Vzhledem k poměrně velké výpočetní náročnosti daného úkolu byly základní údaje vkládány do databáze, která zajišťovala jejich následně automatické zpracování. Na tunelovacích strojích se pracovalo na tři 8hodinové směny, 6 dní v týdnu s tím, že neděle byly buď volné nebo se prováděla údržba razicích strojů. Tato skutečnost, jakož i další (např. nárůst zkušeností dodavatele s postupující délkou vyražených úseků a v důsledku toho i nárůst jeho výkonů, čas potřebný na realizaci geologických předvrtů, apod.) byly zohledněny při výpočtech procenta čistého časového času. Pomocí databáze si mohl investor, stavební dozor, případně dodavatel vytvořit v jakémkoli okamžiku správný přehled o průběhu ražeb.

Na obr. 11 je uveden příklad skutečně dosaženého využití TBM 2 při ražbě tunelu Jökulsá v červnu 2007 v porovnání s předpokládaným využitím TBM v daných podmínkách. Nejsledovanějším parametrem je procentuální vyjádření čistého času, kdy razicí hlava razila (tzv. boring neboli součinitel využití UF). Spolu s tím je kontrolována rychlost postupu razicí hlavy v dané horninové třídě. V tomto případě byla předpokládaná a v nabídce stanovená rychlost postupu pro skutečně zastíženou kombinaci tříd 2,89 m/hod. Hodnota dosažená při ražbě byla o něco málo lepší, a to 2,93 m/hod. Z hlediska červnového postupu TBM 2 na tunelu Jökulsá to tedy znamenalo zhruba jeden a půl denní náskok v rychlosti postupu ražeb. V tomto případě byl investor zcela jistě spokojen. Porovnávání skutečných a v nabídce stanovených hodnot rychlosti postupu ražeb hrálo důležitou roli při jednáních mezi investorem a dodavatelem, a to zejména v případech, kdy dodavatel zaostával za předpokládaným postupem ražeb.

Souhrnně se průměrná rychlost ražby pomocí TBM pohybovala v rozmezí 20 až 25 m za pracovní den, rychlost penetrace razicí hlavy za čistou hodinu razicího času v rozmezí 2,7 až 3,4 m a procento čistého času ražení TBM v rozmezí 30 až 37 %. V případě dvou problematických úseků na hlavním přivaděči, tj. HRT – TBM 2 a HRT – TBM 3ds, byl postup ražeb a procento čistého času ražení TBM nižší.

## VYSTROJENÍ VÝRUBU V TUNELECH RAŽENÝCH POMOCÍ TBM

Stavební dozor na stavbě KAR-14 byl rovněž odpovědný za stanovení typu a rozsahu vystrojení podzemního díla v průběhu jeho výstavby. Projekt stanovil čtyři základní třídy vystrojení výrubu, tzv. Excavation Classes, viz tab. 7, v závislosti na zastížených geologických podmínkách.

Třída vystrojení výrubu, odvozená ze skutečně nainstalované výstroje, byla jednou z položek, za které byl dodavatel placen. V případě, že výstroj byla instalována za tunelovacím strojem a ne v jeho rozsahu, nebyla podle smluvních podmínek na takto instalovanou výstroj brána zřetel při určování aplikované třídy vystrojení. Tato výstroj byla instalována později v průběhu tzv. dokončujících prací. Protože se jednalo o řadu případů, prodloužila se doba dokončujících prací téměř na jeden rok. Oštění aplikované v průběhu ražeb sloužilo zároveň i jako definitivní.

## DATABÁZE TUNELŮ

V rámci projektu Kárahnjúkar byla prováděna ražba na několika tunelech zároveň. V některých měsících se jednalo o ražby souběžně až na deseti čelách. Pro udržení přehledu o ražbách jednotlivých tunelů byla

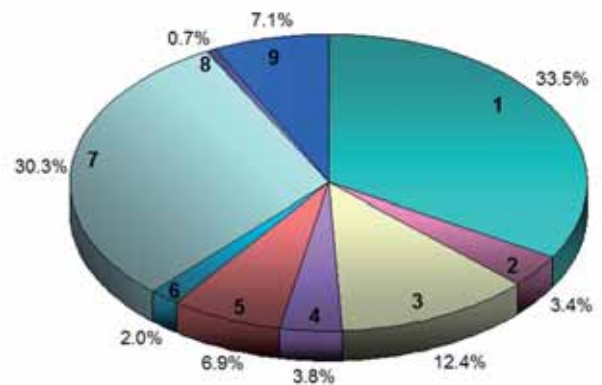


Obr. 9 Závěrečná prorážka TBM 3 na hlavním tunelové přivaděči HRT – 5. prosince 2006

Fig. 9 The final breakthrough of TBM 3 in the headrace tunnel HRT – 5/12/2006

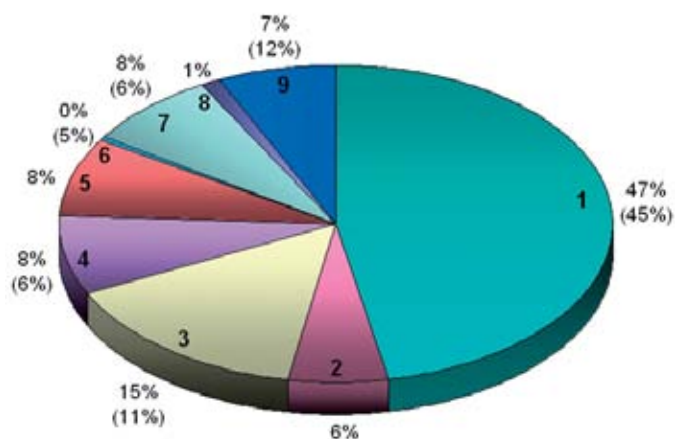
Reservoir was finished by the drill and blast method combined with extensive grouting.

- TBM 2 had to bore through approximately 40 m of a fault zone in May 2005. Consisting of three major faults, high water inflows of 150 l/s were encountered. It took TBM 2 about two months to



Obr. 10 Konečné skutečné časové rozdělení činností TBM 1 při ražbě hlavního přivaděče HRT; patrný nárůst času stráveného činností číslo 7, což představovalo prodloužování kolejí pod TBM, servisních kabelů, potrubí, dopravníkového pásu a v případě TBM 1 zejména opravy dopravníkového pásu, kdy s narůstající délkou vyraženého úseku docházelo k jeho častějším poruchám. 1 – ražba TBM; 2 – přemístování rozprýněných desek; 3 – instalace výstroje; 4 – výměna nebo údržba valivých diskových dlát; 5 – opravy a údržba na TBM; 6 – opravy a údržba v oblasti návěsů; 7 – oprava nebo prodloužování technických sítí zahrnující i dopravníkový pás; 8 – geologické předvrt; 9 – ostatní

Fig. 10 Final actual utilization of TBM 1 when boring the HRT; noticeable amount of time was spent on the activity type Utilities which comprised rail extension under TBM, extension of service cables and ducts, extension and particularly repairs of the conveyor. As the tunnel conveyor was getting longer, breakdowns happened more often. 1 – TBM boring; 2 – TBM re-gripping; 3 – installation of rock support; 4 – cutter change and check; 5 – TBM maintenance and breakdown; 6 – back-up; 7 – utilities including installing / repairing of tunnel conveyor; 8 – probing; 9 – others (e.g. downtime, holiday, grouting, cutter cleaning, etc.)



Obr. 11 Porovnání skutečně dosaženého a předpokládaného časového rozdělení činností na TBM 2 při ražbě tunelu Jökulsa v červnu 2007. Procenta uvedená mimo závorky představují skutečně dosažené hodnoty, zatímco procenta uvedená v závorkách představují předpokládané hodnoty. 1 – ražba TBM; 2 – přemístování rozpěrných desek; 3 – instalace výstroje; 4 – výměna nebo údržba valivých diskových dlát; 5 – opravy a údržba na TBM; 6 – opravy a údržba v oblasti návěsů; 7 – oprava nebo prodlužování technických sítí zahrnující i dopravníkový pás; 8 – geologické předvrtky; 9 – ostatní

Fig. 11 Comparison of the Actual Utilization and Expected Utilization of TBM 2 when boring Jökulsa tunnel in June 2007. Percentages outside of brackets present the Actual values while percentages inside brackets present the Expected values; 1 – TBM boring; 2 – TBM re-gripping; 3 – installation of rock support; 4 – cutter change and check; 5 – TBM maintenance and breakdown; 6 – back-up; 7 – utilities including installing / repairing of tunnel conveyor; 8 – probing; 9 – others (e.g. downtime, holiday, grouting, cutter cleaning, etc.)

zaměstnanci společnosti Mott MacDonald naprogramována a průběžně vyvíjena databáze podzemních objektů TSD (Tunnel Supervision Database). Databáze zpracovává data o postupech jednotlivých ražeb, geologické podmínky, přítoky vody, časový přehled činností a prodlev, typy a rozsahy instruovaného a skutečně aplikovaného vstrojení, různá pracovní data z TBM, atd. Patřičné údaje byly pravidelně vkládány do databáze, která sloužila zejména k následujícím účelům:

- k předávání informací jednotným a srozumitelným způsobem;
- k získávání specifických údajů z průběhu ražeb jako např. množství instruovaného a skutečně aplikovaného stříkaného betonu a ostatní výztuže nebo časové využití razících strojů;
- ke grafickému výstupu geologických podmínek;
- ke kontrole měsíčních plateb dodavateli za vykonanou práci a použitý materiál;
- ke kontrole nároků na vícepráce ze strany dodavatele;
- k tvorbě řady různých statistik;
- a k mnoha dalším účelům.



Obr. 12 Instalace vstrojení v klenbě TBM tunelu, ocelové rámy se sítí, třída vstrojení IV, stříkaný beton bude aplikován následně, případně i injektáž za ostění

Fig. 12 The rock support at the top heading of TBM tunnel, steel arches and wiremeshes, Excavation Class IV, shotcrete to be applied consequently, contact grouting

drive through these conditions and to recover the normal advance rate.

- TBM 1 did not encounter any really difficult geological conditions during its advance in the headrace tunnel HRT. The main problems started to occur towards the end of the drive. The length of the tunnel conveyor, which was transporting the excavated material to the portal and needed sensitive synchronisation, had increased to 16 km. Breakdowns of the tunnel conveyor became more frequent, often taking almost a day to repair, and this substantially impacted on TBM utilization. Finally, the time spent on repairing the tunnel conveyor increased to 21.4% of the total working time on TBM 1. TBM 1 utilization chart, see Figure 10, shows that 30.3% of the total working time was spent on installing and repairing of the tunnel conveyor.

Monitoring the excavation progress against the predicted progress defined by the contractor in tender documentation was one of the supervision tasks. The utilization and advance progress speeds were mainly watched. The contractor defined the utilization and especially boring time percentage (utilization factor UF) for each of the TBM, which would depend on the combination of the encountered Bore Class and the actual applied Excavation Class. The advance rate in m/h was specified for each of the 20 combinations of the encountered Bore Class and actual applied Excavation Class. The expected excavation time defined in the tender was based on the expected partition of Bore and Excavation Classes. The expected classes were compared to the actual ones during excavations followed by the revision of the predicted utilization and advance speeds. The revised values of utilization and advance speed were compared with actual values achieved by the contractor.

The database programme was set to cope automatically with the challenging task of monitoring and assessing the utilization and advance speed calculations. There were three 8-hour shifts on each TBM which generally worked 6 days per week and the maintenance was usually done on Sundays. Further facts, such as the contractor's learning curve, probing time and other parameters were taken into account during calculations of the percentage net boring time. This enabled VIJV and the client to take a quick and accurate overview at any time of the actual excavation progress.

TBM 2 actual and expected utilizations when boring the Jökulsa tunnel in June 2007 are summarised in Figures 11 and 12. These values are based on the actual Excavation and Bore Classes classification. The most watched value was boring (utilization factor UF), the percentage of time when TBM was boring through the rock mass. The difference of 2% presents a better contractor performance. The penetration rate of the cutterhead in a particular Bore Class was followed closely as well. In the case of the Jökulsa tunnel, in June 2007, the penetration rate defined in the tender and recalculated for the actual combination of Excavation and Bore Classes was 2.89 m/h, while the actual penetration rate on site was marginally better at 2.93 m/h. In other words the contractor advanced through this particular section of Jökulsa tunnel in one and half days faster than expected, and this meant that the client was satisfied. The comparison of actual and expected advance speeds was part of the supervision role and played an important role during negotiations between client and contractor.

In total, the average advance speed was about 20 to 25 m per working day, cutterhead penetration rate was about 2.7 to 3.4 m per hour of net boring time and boring utilization was about 30 to 37 %. The advance speed and boring utilization was lower in the case of two tunnel drives TBM 2 – HRT and TBM 3 – HRT ds where problematic ground conditions were encountered.

## ROCK SUPPORT IN TUNNELS EXCAVATED BY TBM

Although not typical, the task of instructing the rock support was assigned to the supervision team. Basically, four Excavation Classes were specified depending on the encountered geological conditions, see Table 7.

The rock support which was considered critical to both short and long term tunnel stability was designed to be installed within a TBM position. Nevertheless, the contractor was allowed to install a long term tunnel stability rock support later as part of the so called finishing works. The classification into Excavation Classes was determined only for the support installed within the confines of the TBM. The support which was installed behind the TBM was not taken into account when assessing the Excavation Class. The duration of the finishing works



Obr. 13 Počáteční úsek hlavního tunelového přívaděče vystrojený prefabrikovanými železobetonovými segmenty

Fig. 13 The starting section of the headrace tunnel lined with the precast concrete segments

V kterýkoli okamžik tak měli účastníci stavby (investor, stavební dozor, dodavatel) možnost získat důležitá data o jednotlivých ražbách. Nejčastěji žádanými údaji byla rychlost ražeb a využití jednotlivých razicích strojů. Později s tím, jak narůstalo množství výstroje, která nebyla dodavatelem instalována v rozsahu razicího stroje (jednalo se zejména o tu část výstroje, která měla zajišťovat životnost vodních tunelových přívaděčů), byla požadována data o množství předepsaného a množství aplikovaného stříkaného betonu. Na základě rozdílu těchto dvou hodnot se stanovilo množství stříkaného betonu, které zbývalo aplikovat v daných tunelových úsecích v průběhu tzv. dokončovacích prací a odvozoval se potřebný čas pro tyto práce.

Databáze podzemních objektů TSD výrazně přispěla k rychlé a přesné informovanosti účastníků výstavby a pomáhala tunelovým inženýrům při kontrole nároků na vícepráce ze strany dodavatele a při měsíčních kontrolách plateb dodavatelů.

## ZÁVĚR

Stavby projektu Kárahnjúkar se zúčastnilo několik tisíc lidí z různých koutů světa. Celkově bylo napočítáno až 80 národností, mezi nimiž bylo i několik Čechů a Slováků. Na ražbách tunelů s použitím trhavin se částečně podílela i společnost Váhostav (dnešní Tubau), která za sebou zanechala velmi dobrou vizitku, viz články v časopisu *Tunel* 4/2005 a 2/2007.

Při ražbách tunelů pomocí TBM bylo překonáno několik světových rekordů v délce vyražených úseků za určitý časový úsek. I přes řadu těžkostí byla výstavba tunelových přívaděčů po 5 letech prací ukončena a podzemní elektrárna začala dodávat elektrickou energii do hliníkárn v Reyðarfjörðuru. Zprovozněním elektrárny Kárahnjúkar se zhruba zdvojnásobila výroba elektrické energie na celém Islandu.

Autor článku pracoval pro sdružení VIJIV jako inženýr pro podzemní stavby a v průběhu let 2005 až 2007 se podílel na dozoru stavby, na stanovení rozsahu a typu vystrojení podzemního díla, na stanovení průzkumných vrtů při ražbě TBM, na mapování geologických podmínek a na kontrole plateb a vícenákladů dodavatele. Zároveň byl jedním ze dvou autorů databázového programu TSD zpracovávajícího přehledně ražby všech cca 40 podzemních objektů.

Za možnost představení projektu Kárahnjúkar patří poděkování investorovi stavby společnosti Landsvirkjun.

ING. ARISTOTELIS CARAVANAS,  
Aristotelis.Caravanas@mottmac.com  
MOTT MACDONALD Ltd

Recenzoval: Doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D.

lasted for almost one year due to the fact that a significant amount of the support was not installed as part of the Excavation Class.

## TUNNEL DATABASE

Several tunnels were advanced at the same time resulting in ten tunnel faces being excavated simultaneously during some period of time. The Kárahnjúkar Tunnel Supervision Database (TSD) was created and maintained by Mott MacDonald employees in order to monitor excavation progress. The TSD database can manage information on excavation advances, geological conditions, water inflows, activities and delays both in D&B and TBM tunnels, instructed and installed rock support, data from the TBMs, etc. Relevant data were inserted into the database on a regular basis. The TSD database serves primarily to:

- present and pass information in an easy and understandable way;
- obtain specific information about excavation progress, e.g. amount and type of installed shotcrete by comparison with what was instructed, as well as any additional rock support, TBMs utilization, etc.;
- graphical output of the geological conditions as encountered;
- checking of monthly payment applications;
- checking of additional costs claimed by the contractor;
- production of various statistics according to the client's demands;
- any other information.

It provided the client and supervision team with the ability to assess important information on any tunnels sections more or less immediately. The most common information requested was the advance rates and the utilization factors for each of the TBM's. The data concerning the amount of instructed and the amount of correctly applied shotcrete were requested later, particularly as the amount of the rock support left to be installed during the finishing works (part of the rock support to provide long term durability) increased towards the end of the tunnel excavations. The time necessary for finishing works was estimated for the amount of shotcrete which was still needed to be applied and was based on the difference between the instructed and the correctly applied shotcrete.

The TSD database significantly contributed to accurate and fast client's and supervision's awareness and helped the Tunnel Engineers with the contractor's claims and with the check of monthly payment applications.

## CONCLUSION

Thousands of people from different countries participated in the Kárahnjúkar Project. In total, more than 80 nationalities were counted and amongst them also some Czechs and Slovaks. The company Váhostav (today Tubau) successfully participated in the drill and blast tunnel excavations, refer to the articles in *Tunnel Magazine* 4/2005 and 2/2007.

Several world records in lengths of tunnel excavated during a specific time period were exceeded. In spite of some difficulties, the tunnel construction finished after five years, when the power station started to supply power to the Reyðarfjörður aluminium smelter. In Iceland the electric power supply almost doubled with the start of Kárahnjúkar Power Station.

The author of the article was involved in the project as a VIJIV Tunnel Engineer between the years 2005 and 2007, and participated in the tunnel supervision, instruction of rock support, mapping of geological conditions, checking of payments and the contractor's claims. He was also one of the two engineers who created the database supervision system which monitored more than 40 excavations in Kárahnjúkar Project.

Acknowledgement for the possibility to present the article in the *Tunnel Magazine* belongs to the Landsvirkjun, the investor of the project and the biggest Icelandic energy company.

ING. ARISTOTELIS CARAVANAS,  
Aristotelis.Caravanas@mottmac.com  
MOTT MACDONALD Ltd

## LITERATURA / REFERENCES

- Palmi Johannesson (2003): Kárahnjúkar Hydroelectric Project – Design Report  
 Þorleifur Einarsson (1994): Geology of Iceland  
 Erich Broch: Unlined High Pressure tunnels and caverns; publication No. 12 of Norwegian Tunneling Society  
 Web pages www.karahnjukar.is  
 Articles from publications, magazines, eg. T&T International 10/2005, Focus on Iceland  
 Powerpoint presentations of Mott MacDonald



# VÝZNAM VODOROVNÉHO KOTVENÍ ČELBY PRO ZLEPŠENÍ DEFORMAČNÍCH VLASTNOSTÍ RAŽBOU OVLIVNĚNÉHO HORNINOVÉHO MASIVU A SNÍŽENÍ ZATÍŽENÍ OSTĚNÍ

## IMPORTANCE OF HORIZONTAL ANCHORING OF EXCAVATION FACE FOR IMPROVEMENT OF DEFORMATIONAL PROPERTIES OF EXCAVATION AFFECTED ROCK MASS AND TUNNEL LINING LOAD REDUCTION

### 1. ČÁST / PART 1

TOMÁŠ EBERMANN, VÁCLAV VESELÝ, JOSEF ALDORF, EVA HRUBEŠOVÁ

#### 1. ÚVOD

Jedním ze základních úkolů při navrhování tunelů, volbě technologie ražby a vlastní ražbě je udržení deformací výrubu, ostění a v případě mělkých tunelů v městské zástavbě i udržení průběhu poklesové kotliny v projektem předepsaných mezích. K tomu se u nás při NRTM používá řada osvědčených technik. Především členění výrubu, mikropilotové deštňníky, jehlování, zlepšování vlastností horninového masivu injektáží a podobně.

Lunardi v minulých letech zavedl pro ražbu tunelů v poloskalních horninách tzv. metodu ADECO-RS. Hlavní myšlenkou je dosáhnout snížení deformací výrubu a ostění v tunelu prostřednictvím husté sítě vodorovných kotev osazených do prostoru před čelbu. Tím dojde k vyztužení „čelbového jádra“, tedy prostoru před čelbou (čelbovým jádrem se v dalším textu rozumí část horninového masivu před čelbou ohraničená obrysem teoretického výrubu) a snížení deformací jak před čelbou, tak i v tunelu.

V podstatě jde o velmi jednoduchý princip. Prostřednictvím vodorovných kotev se výrazně omezí vodorovné vyboulení (extruze) čelby. Tím se dosáhne podobného efektu jako u laboratorní triaxiální zkoušky vzorku horniny, kdy je okrajovými podmínkami zkoušky omezena, nebo dokonce vyloučena vodorovná deformace vzorku. Vzorek při takových okrajových podmínkách a při takovém průběhu zatěžování vykáže podstatně větší pevnost a menší deformace.

Na toto téma Lunardi řídil mnoho let probíhající výzkum a zároveň se touto technologií vyrazily desítky kilometrů tunelů.

Odbornou veřejností je metoda ADECO-RS často vnímána jako konkurenční k metodě NRTM. Autoři článku ji nevnímají jako konkurenci, ale jako možnou alternativu k NRTM vhodnou zejména do prostředí poloskalních hornin až zemin. ADECO-RS je, stejně jako NRTM, založena na principu max. využití samonosnosti horninového masivu, v tomto případě především pomocí kotvení čelby. Nestabilita čelby podle NRTM je, zjednodušeně řečeno, řešena rozdělením výrubu na dílčí celky, na rozdíl od toho metoda ADECO-RS ponechává ražbu na plný profil a nestabilitu čelby řeší jejím hustým kotvením, případně předstihovým zajištěním (např. mikropilotové deštňníky, tryskové injektáže, obvodový vrub).

V článku autoři seznamují s principem metody ADECO-RS, s výsledky měření extruze čelby na řadě tunelů českých i zahraničních, kde bylo kotvení čelby použito. Dále popisují technologické aspekty této metody a seznamují s prvními pokusy provést matematické modelování tohoto problému. V závěru se zamýšlejí nad možnostmi použití této metody v našich podmínkách.

#### 2. SEZNÁMENÍ S METODOU ADECO-RS (LUNARDI [5])

Při studiu odezvy horninového masivu na ražbu podzemní díla se Lunardi zaměřil na deformace probíhající před čelbou. Jeho základní myšlenka je následující: krátko- i dlouhodobá stabilita tunelu úzce souvisí s vytvářením horninové klenby v okolí výrubu. Vytvoření horninové klenby a její vztah k ostění tunelu se projevuje „deformační

#### 1. INTRODUCTION

One of basic tasks for a tunnel design, selection of the excavation technique and the tunnel excavation itself is to keep deformations of the excavation, lining and, in the case of near-surface tunnels in urban setting, even to maintain the characteristics of the settlement trough within the limits prescribed by the design. Many proven techniques have been used in the Czech Republic to cope with this task during the NATM application.

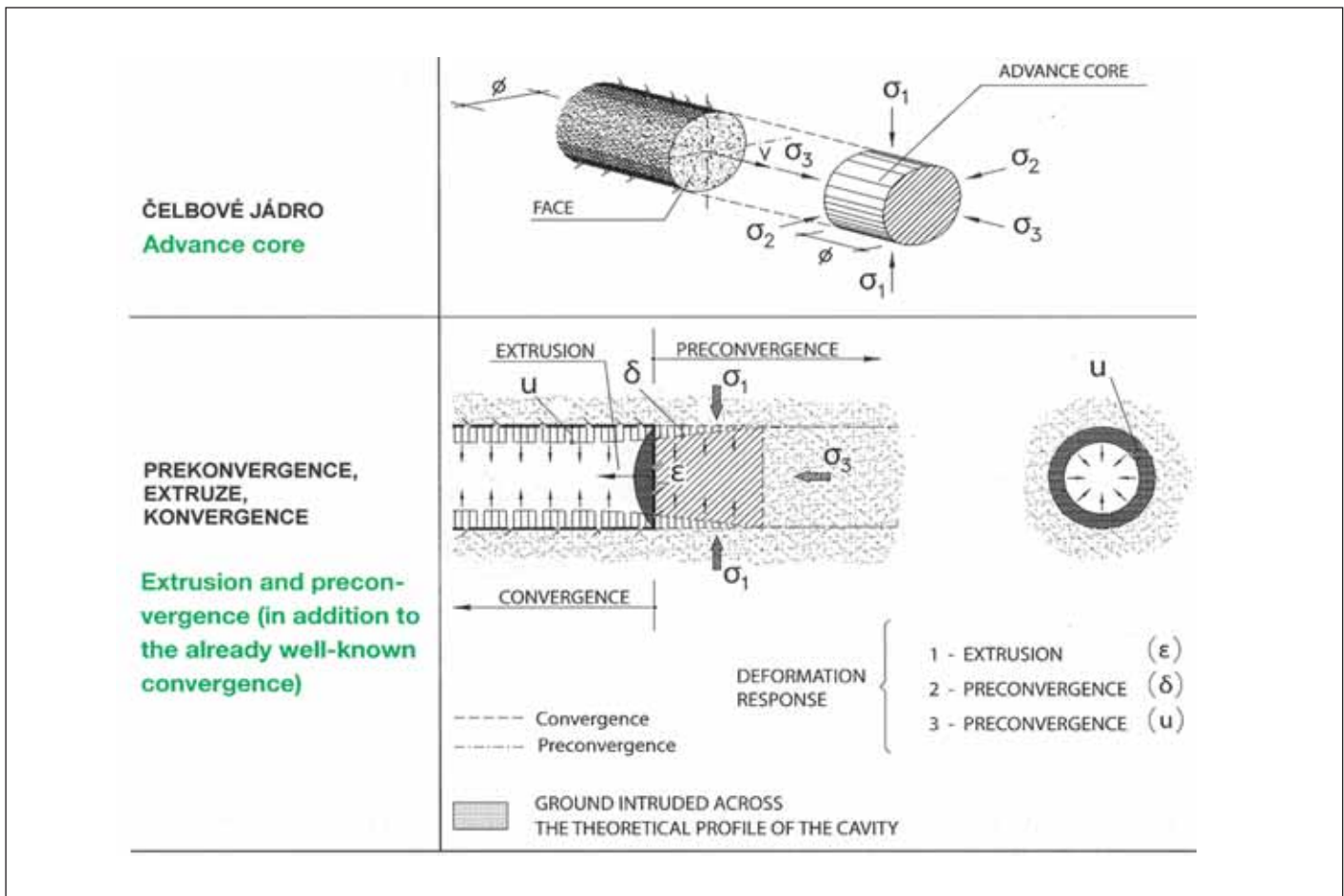
In recent years, Lunardi introduced the so-called ADECO-RS method for driving tunnels through semi-rock. The main idea is to achieve the reduction of deformations of excavation and a tunnel lining through a dense grid of horizontal anchors, installed in the ground, ahead of the face. Thus the “advance core”, which is the ground mass ahead of the excavation face, is stabilised and deformations both ahead of the face and in the tunnel are reduced (the term “advance core” is to be understood in the text below to be the part of the rock mass ahead of the excavation face which is bordered by the contour of the theoretical excavated profile).

It is essentially a simple principle. Horizontal extrusion of the face is significantly restrained through horizontal anchors. Thus an effect takes place which is similar to that achieved during a triaxial test on a ground sample, where the horizontal deformation of the sample is restricted or even prevented by boundary conditions. Under such the boundary conditions and at such the loading curve, the sample displays significantly higher strength and smaller deformations.

This was the topic of the long-term Lunardi managed research; at the same time, tens of kilometres of tunnels were driven using this technique.

The professional public often considers the ADECO-RS method that it competes with the NATM method. The authors of this paper do not view it as a competitor, but as a possible alternative to the NATM, which is suitable namely for an environment consisting of semi-rock or soils. The same as the NATM, the principle the ADECO-RS is based on is the maximum exploitation of the self-carrying capacity of rock mass, in the given case, above all, by means of anchoring the excavation face. Simply put, according to the NATM principles, the instability of excavation face is dealt with through the division of the excavation into partial headings; in contrast with the NATM, the ADECO-RS method maintains the excavation face undivided and deals with the face instability by dense anchoring of the face or by installing an advanced support (e.g. canopy tube pre-support, jet grouting, pre-vaults).

In this paper, the authors acquaint the readers with the ADECO-RS method principle and with results of the measurements of face extrusion which were conducted on several tunnels where the face anchoring was used, both in the Czech Republic and abroad. Further, they describe technological aspects of this method and acquaint readers with the initial attempts to develop a mathematical model of this problem. In the conclusion, they contemplate what the possibilities for this method are in the Czech Republic.



Obr. 1 Deformační odezva horninového masivu na ražbu (P. Lunardi)  
Fig. 1 Deformational response of rock mass to excavation (P. Lunardi)

odezvou horniny“, popsané její velikostí a typem odezvy. Lunardi zkoumal tuto svou hypotézu takto:

1. rozbor výsledků systematického monitoringu čelbového jádra a nikoli pouze ostění tunelu,
2. definice vztahu mezi deformací čelbového jádra a ostěním tunelu,
3. analýza vlivu zvýšení tuhosti čelbového jádra na celkové deformace ostění tunelu.

Pomocí monitorovacího systému, založeného na klouzavém deformetru osazeném do čelby, extenzometrů provedených z povrchu a měření konvergenzí v tunelu, studoval na různých tunelových stavbách chování masivu před, během a po průchodu čelby daným profilem. Zvláštní pozornost Lunardi věnoval chování čelbového jádra. Popsaný výzkum běžel téměř deset let a výsledky se ověřovaly v praxi na řadě tunelů.

Lunardi na základě těchto výzkumů a empirických dat dospěl k následujícím tezám:

- existuje těsná vazba mezi extruzí čelby (rozuměj vodorovné deformace čelby), prekonvergenzí (rozuměj konvergence teoretického profilu tunelu před čelbou) odehrávající se v čelbovém jádře a konvergenzí ostění tunelu,
- existuje přímá souvislost mezi kolapsem čelbového jádra a kolapsem ostění tunelu, přestože již byla čelba zastabilizována,
- následné deformace ostění tunelu logicky navazují a jsou závislé na deformaci čelbového jádra.

Deformace čelbového jádra se projevuje jako deformační proces v celém jeho rozsahu (extruze, prekonvergenze, konvergenze). Proto tuhost čelbového jádra hraje rozhodující roli při stabilitě tunelu jak z krátkodobého, tak dlouhodobého hlediska. Jinými slovy **napětí-deformační reakce čelbového jádra na výrub příznivě ovlivňuje klenbový efekt v masivu, který vzniká při přiblížení, průchodu a vzdálení čelby** (obr. 1 [5], pozn.: čelbové jádro je na obrázku od čelby vzdáleno pouze z důvodu lepší čitelnosti obrázku). Bylo ověřeno, že zvýšení tuhosti čelbového jádra způsobuje zmenšení rozsahu plastických zón v okolí tunelu, a tedy i proporcionálně zmenšuje zatížení ostění tunelu, a deformace ostění a výrubu (viz obr. 2 [5], pozn.: síť vodorovných čar znázorňuje izolinie přetvoření okolí výrubu).

## 2. INTRODUCTION TO THE ADECO – RS METHOD (LUNARDI I5)

While studying the rock mass response to underground excavation, Lunardi focused on the deformations which take place ahead of the excavation face. His basic idea is as follows: both short- and long-term stability of a tunnel is closely related to the development of a natural ground arch in the surroundings of the excavated opening. The development of the natural arch and the relationship between the arch and the tunnel lining manifest themselves in the form of “deformational response of rock mass”, which is defined through the size of the ground arch and the type of the response. Lunardi examined this hypothesis of his in the following way:

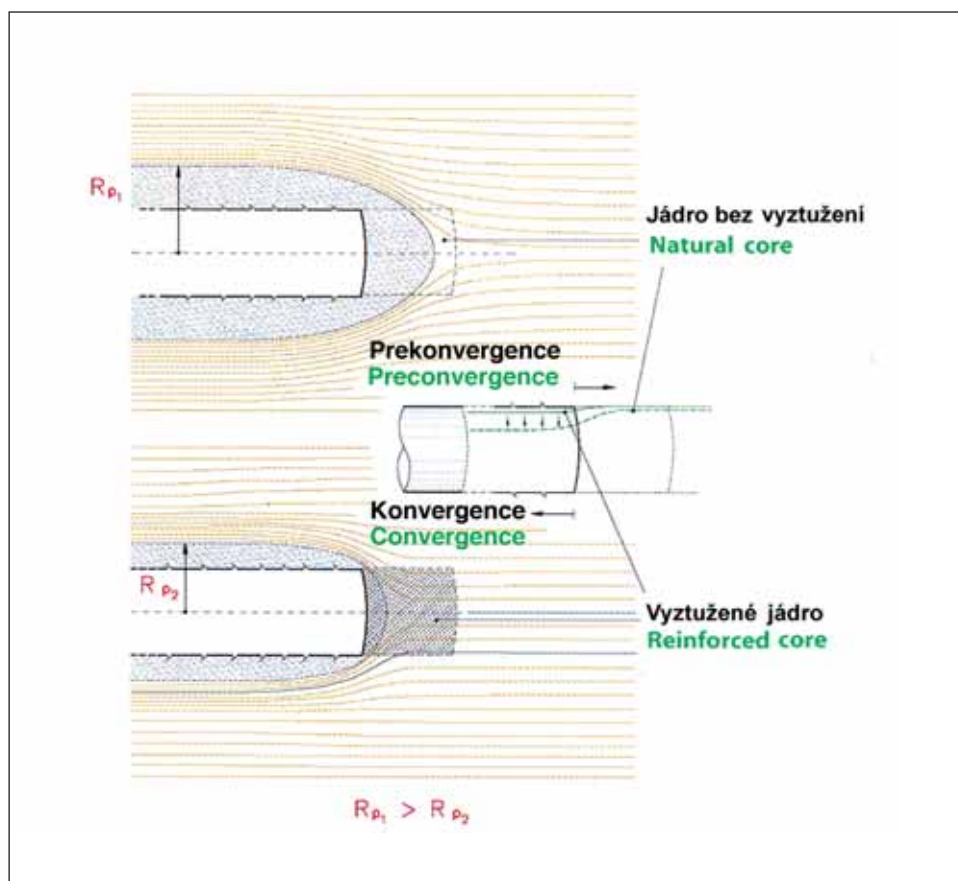
1. An analysis of results of systematic monitoring not only of the tunnel lining but also of the advance core,
2. A definition of the relationship between the advance core deformation and the tunnel lining,
3. An analysis of the effect of increased stiffness of the advance core on the total deformation of the tunnel lining.

Using a monitoring system based on a sliding deformer installed into the face, extensometers installed from the surface and measurement of convergences in the tunnel, Lunardi studied, on various tunnel construction sites, the behaviour of rock mass before, during and after the passage of the heading through a given profile. He paid special attention to the behaviour of the advance core. The above-described research was underway for nearly ten years and the results were verified in practice on many tunnels.

On the basis of the above-mentioned research and empirical data, Lunardi arrived at the following theses:

A close relationship exists between the excavation face extrusion (to be understood as horizontal deformation of the face), pre-convergences (to be understood as convergences of the theoretical tunnel profile ahead of the excavation face) which originate in the advance core, and convergences of the tunnel lining;

A direct relationship exists between a collapse of the advance core and collapse of the tunnel lining, even in the case that the excavation face had been stabilised;



Obr. 2 Redukce zóny plastických přetvoření pomocí vyztuženého čelbového jádra (P. Lunardi)  
 Fig. 2 Reduction of plastic deformations by means of reinforced core-face (P. Lunardi)

Lunardi výše uvedené závěry implementoval do tunelářské praxe v Itálii již počátkem 80. let (především prostřednictvím společnosti Rocksoil S. p. A. [7]). Pro ražbu vycházející z principu aktivního zapojení vyztuženého čelbového jádra do systému hornina-ostění se vžil Lunardiho název ADECO-RS (Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils). Metoda ADECO-RS je založena na řízeném využití fenoménu napěťo-deformačního chování čelbového jádra. Využívá systému vodorovných kotev z čelby a průběžného měření vodorovných deformací čelbového jádra pomocí speciálních vodorovných víceúrovňových extenzometrů během ražeb. To zpravidla umožňuje provádět ražby na plný výrub bez členění čelby.

Rozlišují se tři základní typy chování čelbového jádra (obr. 3 [5]): *typ A* – stabilní čelbové jádro, *typ B* – dočasně stabilní čelbové jádro, hornina je v elasto-plastickém stavu, ale napětí je dostatečně nízké, k zajištění stability čelbového jádra postačí zvýšení jeho tuhosti (viz níže), *typ C* – nestabilní čelbové jádro, hornina je v elasto-plastickém stavu, napětí je v oblasti porušení, je nutné vyztužení čelbového jádra a jeho ochrana v podélném směru (např. mikropilotový deštník apod.).

V případech, kdy je to nutné – typ B a C, lze zvýšit tuhost čelbového jádra: *a) ochranným opatřením* – oblast zvýšených napětí se převádí mimo čelbové jádro, např. ochranným mikropilotovým deštníkem nebo ze sloupů tryskové inekjtáže, předklenbou (MOVP) apod., *b) podpůrným opatřením (vyztužením)* – kotvením čelbového jádra, kdy jsou ovlivněny jeho deformační a napjatostní parametry – tím je čelbové jádro vyztuženo.

Extruze čelby se projevuje ve třech základních tvarech: 1. *cylinrická extruze* – čelba je vyboulena rovinně se zvyšující se deformace směrem seshora dolů, 2. *sférická (konkávní)* – max. extruze je ve středu čelby, 3. *kombinace cylinrické a sférické* – nejčastěji pozorovaná extruze (obr. 1 [5]).

Při monitoringu deformačního chování čelbového jádra Lunardi zjistil, že objem horniny ovlivněný extruzí v podélném směru je přibližně roven objemu horniny ovlivněné prekonvergenzí do budoucího výrubu v příčném směru. Je tedy možné stanovit vztah mezi prekonvergenzí a extruzí do čelby (obdobný předpoklad platí pro objem poklesové kotliny na povrchu terénu a zmenšení plochy výrubu v tunelu v důsledku jeho konvergenzí).

Subsequent deformations of the tunnel lining logically follow, depending on the advance core deformation.

The deformation of the advance core manifests itself as a process of deformation within the whole extent of the process (extrusion, pre-convergences, convergences). This is why the stiffness of the advance core plays a crucial role in tunnel stability, both from the short-term and long-term point of view. In other words, **the stress-strain response of the advance core to the excavation favourably influences the ground arch effect, which originates within the rock mass during the approaching of the face, its passage and moving away** (see Fig. 1 [5]; Note: the advance core in the picture is separated from the excavation face only for the purpose of improving the lucidity of the picture). It was verified that an increase in the toughness of the advance core results in reduced extent of plastic zones in the vicinity of the tunnel, thus it proportionally reduces the loads acting on the tunnel and deformations of the lining and the excavated opening (see Fig. 2 [5]; Note: the network of horizontal lines represents isolines of deformation in the vicinity of the excavation).

Lunardi implemented the above conclusions into the tunnelling practice in Italy as early as the 1980s (mainly through Rocksoil S. p. A. [7]). The title ADECO-RS (Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soil) by Lunardi has become common for excavation based on the principle of active incorporation of a reinforced advance core into the

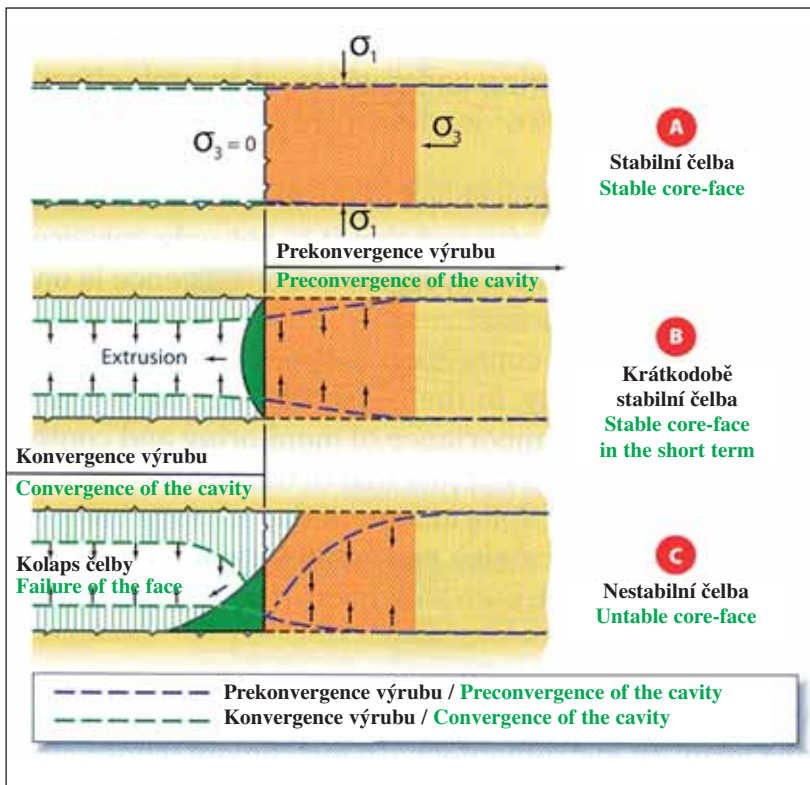
rock mass - lining system. The ADECO-RS method is based on controlled exploitation of the phenomenon of the stress-strain behaviour of the advance core. It uses a system of horizontal anchors installed from the face and continual measurement of horizontal deformations of the advance core by means of special multi-anchor extensometers during tunnel excavation. This procedure usually makes full-face excavation possible, without dividing the excavation face.

We distinguish the following three basic types of behaviour of the advance core (Fig. 3 [5]): *type A* – stable advance core, *type B* – temporarily stable advance core; rock mass is in the elastoplastic state, but the stress is sufficiently low; increasing the toughness of the core is sufficient for securing a stable advance core (see below), *type C* – unstable advance core; rock mass is in the elastoplastic state, the stress is within the failure region; it is necessary to reinforce the unstable advance core and to protect it in the longitudinal direction (e.g. canopy tube pre-support etc.).

In the cases where it is necessary (types B and C), the toughness of the advance core can be increased as follows: *a) by means of a protective measure* – the area of increased stress is shifted outside the advance core, for instance by means of canopy tube pre-support, jet grouted columns, pre-vaults (a mechanical pre-cutting method) etc., *b) by means of a supporting measure (reinforcement)* – by anchoring the advance core where the deformational and stress-related properties of the core are affected by its stress-strain parameters – the advance core is reinforced by this measure.

The excavation face extrusion manifests itself in the following three basic forms: 1. *cylindrical* – the face extrusion is planar, the deformations increase in the top-down direction, 2. *spherical (concave)* – maximum extrusion is in the centre of the excavation face, 3. *a combination of cylindrical and spherical* – most frequently observed extrusion (Fig. 1 [5]).

Lunardi found out during the monitoring of deformational behaviour of the advance core that the volume of the rock mass which is longitudinally affected by extrusion is roughly equal to the volume of the rock mass which is affected by the transverse pre-convergence toward the interior of the future tunnel profile. It is therefore possible to determine a relationship between pre-convergence and extrusion of the excavation face (a similar assumption applies to the volume of the settlement trough on the surface and reduction of the area of the excavated cross section in the tunnel resulting from the convergences).



Obr. 3 Základní kategorie chování čelby podle ADECO-RS (P. Lunardi)

Fig. 3 Basic categories of behaviour of a core-face according to the ADECO-RS (P. Lunardi)

Navíc bylo zjištěno, že deformace před čelbou dosahují cca 30–50 % celkových deformací. Na základě korelace výsledků z mnoha staveb v různých horninových prostředích, s různým chováním čelby (typ A, B, C – viz obr. 3 [5]), Lunardi stanovil celou deformační křivku výrubu, zohledňující vliv prekonvergence – extruze – konvergence (viz obr. 4 [5]), obrázek srovnává deformační křivky výrubu bez zvýšení tuhosti čelbového jádra (část I) a deformační křivky výrubu se zvýšenou tuhostí čelbového jádra (část II) pomocí obvodového předstihového zajištění čelby, resp. výrubu (např. mikropilotový deštník atd.). Díky zvýšení tuhosti čelbového jádra dochází ke zmenšení napěťo-deformační odezvy horninového masívu na výrub – při stejném přetvoření dochází k menší změně napjatosti. Deformační křivky A' a B' se posunuly vlevo vzhledem ke křivkám A a B. Deformační křivka C popisuje chování čelbového jádra bez zvýšení jeho tuhosti, křivka C' znázorňuje chování vyztuženého čelbového jádra (Rc je pevnost vyztuženého čelbového jádra).

### Návrh míry vyztužení jádra před čelbou

Návrh vyztužení čelbového jádra může být proveden dvojím způsobem (obr. 5 [5]). První postup je založen na konstrukci „deformační, resp. charakteristické křivky“, kdy je vyztužení funkcí křivky horniny. Druhý postup je založen na interpretaci tzv. „extruzní křivky“ zjištěné při triaxiálních zkouškách. Po stanovení tlaku  $P_i$ , který je definován hranicí mezi elastickou a elasto-plastickou oblastí extruzní křivky, je s ohledem na koeficient bezpečnosti vypočten minimální počet kotvících prvků.

Ze závislosti extruze a konvergence na mocnosti vyztuženého čelbového jádra je patrna hranice, při které dochází k přechodu z elastického do elasto-plastického chování horniny. V tomto momentě dochází ke skokovému vývoji konvergenčí, bez tendence k uklidnění (obr. 6 [5]). Pro úspěšné nastavení technologického postupu výstavby, zejména načasování dalšího kroku vyztužení čelbového jádra, je proto nezbytný precizní monitoring jak konvergenčí v tunelu, tak extruze čelbového jádra.

Na obrázku 7 [5] je znázorněn princip sledování celkové kumulativní extruze čelbového jádra tyčovými extenzometry. Extenzometry umožňují opakovanou odečet a jsou s postupem ražby obnovovány – lze sledovat celkovou extruzi čelbového jádra v daném staničení.

Moderní tunelovací metody jsou založené na porovnání deformací, které jsou měřeny při výstavbě s těmi, které jsou predikovány

In addition, it was found out that deformations ahead of the excavation face make up about 30 – 50% of total deformations. Based on correlation of results from many construction sites in various ground conditions, where various types of the excavation face behaviour can be encountered (types A, B, C – see Fig. 3 [5]), Lunardi determined the whole excavation deformation curve, which allows for the influence of pre-convergence – extrusion – convergence (see Fig. 4 [5]): the picture compares deformation curves for excavation where the toughness of the advance core was not increased (Part I) and deformation curves for excavation where the toughness of the advance core was increased (Part II) by means of advanced support of the excavation face or the excavated opening (e.g. canopy tube pre-support etc.). Owing to the increase in the advance core toughness, the stress-strain response of the rock mass to the excavation is diminished – the change in state of stress is smaller at the same strain. Deformation curves A' and B' moved left relative to curves A and B. Deformation curve C describes the behaviour of the advance core the toughness of which was not increased, while curve C' depicts the behaviour of a reinforced advance core (Rc is the strength of the reinforced advance core).

### Design for the advance core reinforcement ratio

The design for the ratio of reinforcement of the advance core can be carried out in two ways (Fig. 5 [5]). The first procedure is based on the construction of a “deformation curve, or characteristic curve”, where the reinforcement ratio is a function of the rock curve. The other method is based on the interpretation of the so-called extrusion curve, which is determined during triaxial tests. The minimum number of anchoring elements is calculated after the determination of the  $P_i$  pressure, which is defined by the boundary between

the elastic and elastoplastic areas of the extrusion curve, allowing for the factor of safety.

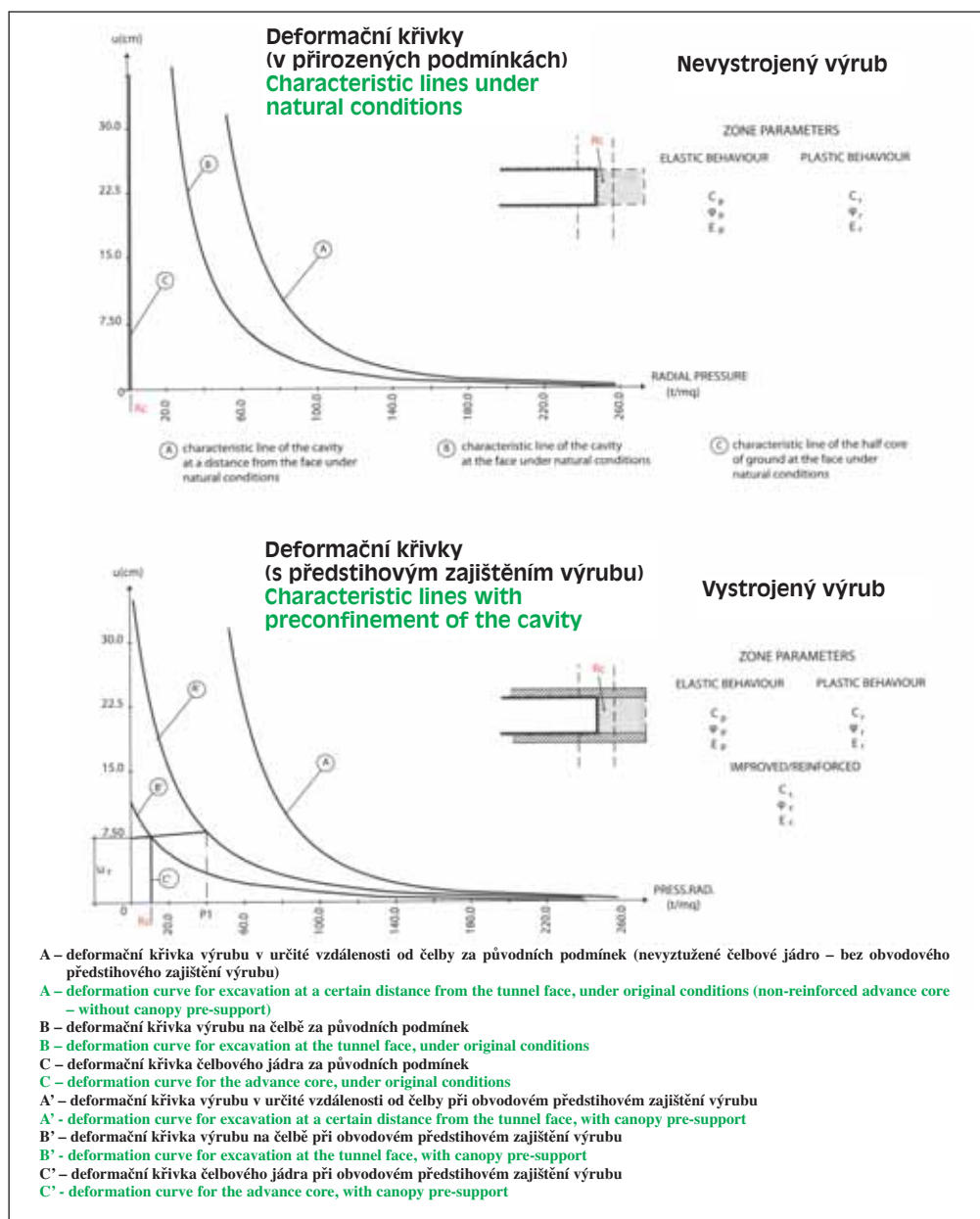
The boundary where the transition from elastic to elastoplastic rock behaviour takes place can be determined from the dependence of the extrusion and convergence on the thickness of the reinforced advance core. Step development of convergences occurs at this point, without a tendency toward stabilisation (Fig. 6 [5]). Precise monitoring of both the tunnel convergences and extrusion of the advance core is therefore necessary for successful setting of the technological procedure for the construction, first of all the timing of the another step of reinforcing the advance core.

Figure 7 [5] presents the principle of monitoring the total, cumulative extrusion of the advance core by means of rod extensometers. The extensometers make repeated reading possible; they are reactivated with the advancing excavation – it is possible to follow the total extrusion of the advance core at a particular chainage.

Modern tunnelling methods are based on comparing the deformations which are measured during construction with the deformations which are predicted during the work on the design (i.e. the observational method). The basic requirements for the monitoring are that it must: a) allow a back analysis of design assumptions on the basis of in-situ measurements or optimisation of technological procedures on the basis of monitoring results, b) be carried out in such a scope and using such instrumentation which will make observing stress-strain response of rock mass possible in each construction phase – ahead of the excavation face, during its passage and behind the face, c) allow simple monitoring of the underground structure during operation, thus allowing verification of its stability in a long-term horizon, first of all with respect to rheological changes in the rock mass and changes in the hydrogeological conditions.

The determination of the whole deformation curve for the rock mass (pre-convergence – extrusion – convergence) is crucial during the ADECO-RS method application. Apart from traditional methods for measuring deformations of ground surface above an underground working, Lunardi verified the above-mentioned theses by comprehensive monitoring within the following scope:

- ahead of excavation face – pre-convergences: measurements by means of elements installed from the surface, allowing measurement of deformations before, during and after the passage of the excavation face, such as rod type extensometers, magnetic extensometers (INCREX – incremental extensometer) or 3D extensometers (a sliding deformer). It is also possible to use a 3D extensometer instal-



Obr. 4 Deformační (charakteristické) křivky (P. Lunardi)  
Fig. 4 Deformation (characteristic) curves (P. Lunardi)

během projektové přípravy (tzn. observační metoda). Základní požadavky na monitoring spočívají: a) v umožnění zpětné analýzy předpokladů projektu na základě měření in-situ, resp. optimalizace technologických postupů na základě výsledků monitoringu, b) ve volbě rozsahu a instrumentace monitoringu tak, aby bylo možné sledovat napěťo-deformační reakci masivu v každé fázi výstavby – před čelbou, během jejího průchodu a za čelbou, c) v možnosti jednoduše monitorovat podzemní dílo za provozu a ověřit tak jeho stabilitu v dlouhodobém horizontu, zejména s ohledem na reologické změny horninového masivu a změny jeho hydrogeologických podmínek.

Při aplikaci metody ADECO-RS je zásadní stanovení celé deformační křivky horniny, tedy prekonvergence – extruze – konvergence. Vedle tradičních metod měření deformací povrchu nad podzemním dílem Lunardi ověřoval výše uvedené teze komplexním monitoringem v následujícím rozsahu:

- před čelbou – prekonvergence: měření prvky osazenými z povrchu s možností měření deformací před, během průchodu a za čelbou, např. tyčové, magnetické (INCREX – incremental extenzometr) nebo 3D extenzometry (klouzávý deformetr). Možno využít také 3D extenzometru osazeného horizontálně do předstihového zajištění čelbového jádra (např. mikropilotové deštníky apod.);
- na čelbě – extruze: magnetický nebo 3D extenzometr do čelbového jádra do hloubky min. 2–3 průměry D tunelu, optické měření deformací (boulení) čelby;

led horizontally into the advanced support of the advance core (for instance in the canopy tube pre-support elements etc.);

- at the excavation face - extrusion: a magnetic or 3D extensometer into the advance core, to the minimum depth roughly equal to 2–3 tunnel diameters; optical measurement of deformations (bulging) of the excavation face;

- behind excavation face - convergences: measurement of tunnel lining convergence – optically or by a tape, extensometers installed transversally from inside the tunnel, measurement of stress inside tunnel lining and the load exerted by the rock mass;

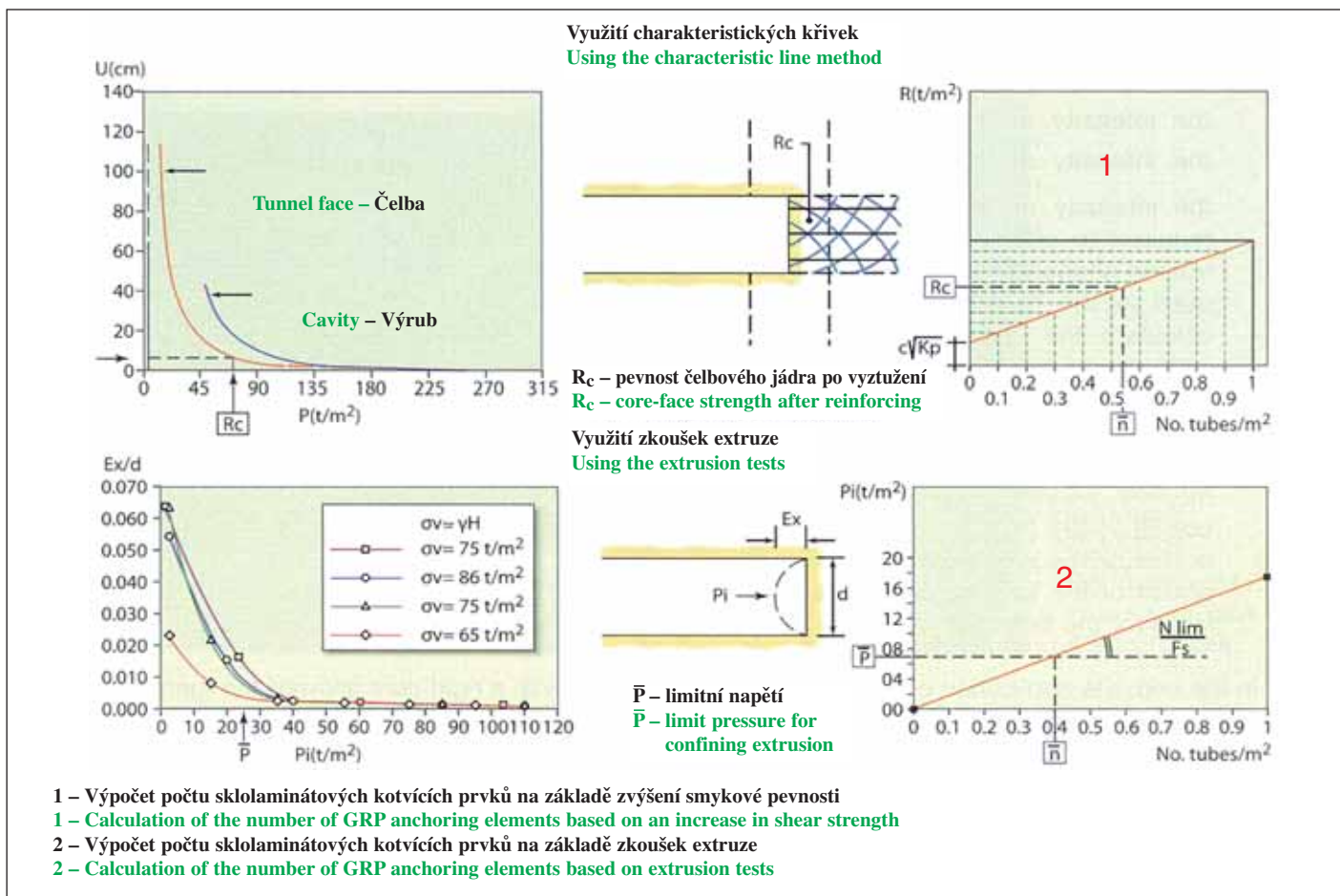
- monitoring during the course of operation: maximum automation is a basic requirement. It comprises convergence and extensometer measurements, piezometers, measurement of stress inside tunnel lining and the load exerted by the rock mass.

Although, a usual scope of convergence measurement based monitoring, supplemented by one horizontal multiple-point extensometer positioned roughly to the centre of the excavation face, is usually sufficient for the use in practice. The used extensometers are consecutively excavated, together with excavation of the face-supporting glassfibre reinforced plastic anchors. The extensometers can be reactivated concurrently with reactivating the face-supporting anchors.

The ADECO-RS method principles were applied to a number of tunneling projects in France (Fréjus motorway tunnel [1975], Tartaiguille tunnel [1997]), but in particular during the construction of the Bologna to Florence and Rome to Naples high-speed rail lines. Monitoring results from these construction sites lead to the following conclusions:

- The deformation response of the rock mass to the tunnel excavation must be the fundamental issue in the tunnel design phase. The development and reach of the ground arch in the surroundings of the tunnel can be described on the basis of an analysis of the response, thus even the overall stability of the tunnel and the loads acting on the lining can be determined.

- rock mass deformation starts far ahead of the excavation face and further continues to develop during the passage of the excavation face and behind it. The tunnel convergence is only the last part of the complex of the stress-strain behaviour; the overall deformational behaviour comprises the pre-convergence – extrusion – convergence phenomena.
- The relationship between the deformation ahead of the excavation face (the advance core) and behind the face (i.e. convergence of the lining) has been unambiguously described. The magnitude of convergence is directly connected with the magnitude of pre-convergence.
- It has been verified that it is possible to control deformations of the advance core – the pre-convergence and extrusion, thus to directly influence the subsequent convergences of the tunnel lining. This can be reached by increasing the core toughness by means of anchoring and/or protecting the advance core, for example by means of canopy tube pre-support.
- the advance core can be viewed as part of a primary lining of the tunnel, both in short-term and long-term, which plays a deciding role during the tunnel design and construction phases: it significantly affects the process of development of ground arch around underground workings.



Obr. 5 Návrh vyztužení čelbového jádra podle „charakteristické křivky“ nebo podle zkoušek extruze (P. Lunardi)

Fig. 5 Design for the core-face reinforcement according to a “characteristic curve” or according to extrusion tests (P. Lunardi)

- za čelbou – konvergence: optické nebo pásmové měření konvergenčí ostění, extenzometry v příčném směru osazené z tunelu, měření napětí v ostění a jeho zatížení horninovým masivem;
- monitoring za provozu: základním požadavkem je maximální automatizace. Patří sem konvergenční a extenzometrická měření, piezometry, měření napětí v ostění a jeho zatížení horninovým masivem.

Pro použití v praxi však stačí obvyklý rozsah monitoringu založený na konvergenčních měřeních doplněný o jeden vodorovný víceúrovňový extenzometr osazovaný asi do středu čelby. Používané extenzometry se odtěžují postupně v průběhu ražeb stejně jako sklolaminátové čelbové kotvy. Extenzometry mohou být obnovovány současně s obnovováním čelbových kotev.

Principy metody ADECO-RS byly aplikovány na řadě tunelových projektů ve Francii (Fréjus motorway tunnel [1975], Tartaiguille tunnel [1997]), ale zejména při výstavbě vysokorychlostní železnice Bologna–Florence a Řím–Neapol. Výsledky monitoringu na těchto stavbách vedou k následujícím závěrům:

- deformační odezva masivu na ražbu tunelu musí být základní otázkou ve fázi projektování tunelu. Na základě její analýzy je možné popsat vytvoření a dosah horninové klenby v okolí tunelu a tím i stanovit jeho celkovou stabilitu a zatížení ostění;
- deformace masivu začíná daleko před čelbou a dále pokračuje během průchodu čelby a za ní. Konvergence tunelu je jen poslední část komplexu napěťo-deformačního chování, celkové deformační chování masivu se skládá z prekonvergence – extruze – konvergence;
- jednoznačně byla popsána spojitost mezi deformací před čelbou (= čelbového jádra) a za čelbou (= konvergence ostění). Velikost konvergence ostění přímo souvisí s velikostí prekonvergence;
- bylo ověřeno, že je možné kontrolovat deformace čelbového jádra – prekonvergence a extruzi, a tak přímo ovlivňovat následně konvergence ostění tunelu. Dosáhnout toho lze pomocí zvýšení tuhosti jádra kotvením a/nebo ochranou čelbového jádra např. mikropilotovým deštníkem;

### 3. EXPERIENCE FROM PRACTICAL APPLICATIONS OF THE ADECO-RS METHOD ABROAD

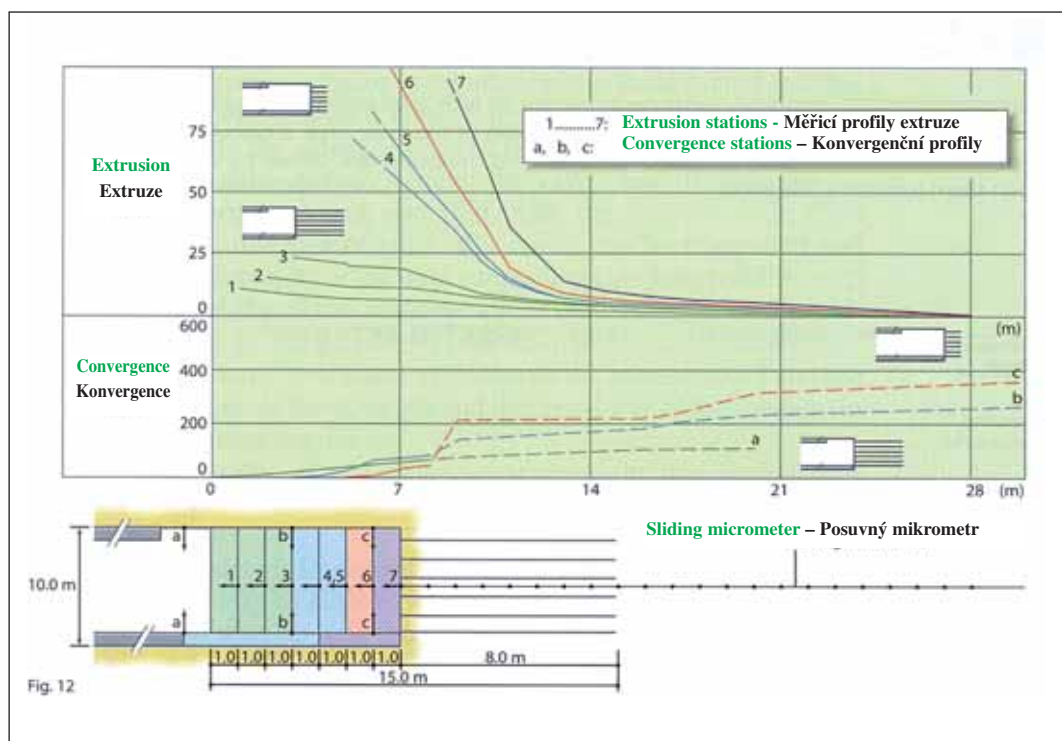
#### Toulon Tunnel

During the course of the excavation of the northern tube of the Toulon road tunnel, excavation face extrusion was measured by means of horizontal extensometers installed in boreholes drilled in advance of the heading. The excavated cross-sectional area amounted to 110m<sup>2</sup>. The rock mass was significantly heterogeneous and faulted; it consisted of alternating sandstone, shale, quartzite and limestone layers.

The excavation face was anchored by 45 – 54 anchors (i.e. about 1 anchor per 2-2.5m<sup>2</sup> of excavated profile), 18m long. The full-face excavation was performed using a pre-lining (pre-vault) method. Face-supporting anchors were installed during the development of early strength of the just completed pre-vault, before the excavation underneath the pre-vault (duration of about 4 hours), which means that the anchoring operation did not extend the duration of the working cycle. Only a part of the anchors were reactivated at each excavation face – about 12 pieces (i.e. one fourth of the total number) so that the rock mass ahead of the excavation face was filled with the above-mentioned quantity of anchors, which were uniformly anchored up to a minimum length of 6m (approximately half of the tunnel diameter). The face-supporting anchors consisted of a central grouting tube and three tension elements interconnected with each other by hoops (the required capacity of the installed anchors was 120kN/m. The anchors were grouted by a clay-cement slurry or polyurethane resins.

Measurements of the excavation face deformations were carried out both by surveying (only the face bulging was followed) and by means of sub-horizontal optical fibre extensometers installed in boreholes drilled into the excavation face, which were tried out on this project. The extensometer measurements were carried out by DEHA-COM and CETU, a French governmental research institute for tunnel engineering.

The extensometer made continual observation of the development of horizontal deformations (extrusion of the excavation face) within the rock mass ahead of the excavation face at the distances of 3 and 12m possible.



Obr. 6 Výsledky měření extruze čelby a konvergenzí v závislosti na postupu ražeb – tunel „Vasto“ (P. Lunardi)  
 Fig. 6 Results of measurements of advance core extrusion and convergences with regard to the advancing excavation – the “Vasto” tunnel (P. Lunardi)

– na čelbové jádro je možno pohlížet jako na součást primárního ostění tunelu v krátko- i dlouhodobém horizontu, který hraje rozhodující roli při navrhování a realizaci tunelů: významně ovlivňuje tvorbu horninové klenby v okolí podzemního díla.

### 3. ZKUŠENOSTI Z PRAKTICKÝCH APLIKACÍ METODY ADECO-RS V ZAHRANIČÍ

#### Tunel v Toulonu

Při ražbách severní trouby silničního tunelu v Toulonu byla extruze čelby měřena prostřednictvím vodorovných extenzometrů osazovaných do vrtů prováděných z čelby. Plocha výrubu činila 110 m<sup>2</sup>. Horninový masiv byl silně heterogenní, tektonicky porušený a tvořily ho střídající se polohy pískovců, břidlic, křemenců, vápenců.

Čelba byla kotvena 46–54 ks kotev délky 18 m (tzn. cca 1 kotva /2–2,5 m<sup>2</sup> výrubu). Razilo se na plnou čelbu metodou MOVP. Čelbové kotvy se prováděly v době náběhu pevnosti právě provedené předklenby před jejím odtěžením (trvání 4 hodiny), tzn. provádění kotev neprodulžovalo pracovní cyklus. Na každé čelbě se obnovovala pouze část kotev – cca 12 ks (tj. 1/4 z celkového počtu) tak, aby byl horninový masiv před čelbou rovnoměrně prokotven výše uvedeným počtem kotev na délku min. 6 m (tj. asi 1/2 D tunelu). Čelbové kotvy byly složeny z centrálně vedené injekční trubky a 3 tahových elementů, pospojovaných třmínky (požadovaná únosnost zabudovaných kotev byla 120 kN/m). Kotvy byly injektovány jílocementovou zálivkou, nebo polyuretánovými pryskyřicemi.

Měření deformací čelby bylo prováděno jednak geodeticky (bylo sledováno pouze boulení čelby), jednak byly na stavbě vyzkoušeny subhorizontální optické extenzometry osazované do vrtů prováděných z čelby. Extenzometrická měření realizovala firma DEHA-COM a francouzský vládní výzkumný ústav tunelového stavitelství CETU.

Extenzometr umožňoval během ražby kontinuální sledování vývoje vodorovných deformací (extruze čelby) v masivu před čelbou ve vzdálenostech 3 a 12 m. Průměr vrtů pro extenzometry byl D = 100 mm, vrtáno bylo úpadně ve sklonu 2°. Umístění vrtu v ose tunelu, cca 3,5 nad počvou (tj. přibližně v 1/3 výšky výrubu). Extenzometr byl ve vrtu upínán cementobentonitovou zálivkou (obr. 8 [2]).

Základní poznatky získané během dvou period měření těmito extenzometry v průběhu roku 1998 (z okrajových podmínek se změnila pouze délka záběru a pevnost okolního horninového prostředí):

The boreholes for the extensometers were 100mm in diameter, they were drilled on a down gradient of 2°. The borehole was located about 3.5m above the bottom of the excavation face (approximately in one third of the excavated cross section height). The extensometer was fixed in the borehole by cement-bentonite grout (Fig. 8 [2]).

The following know-how was gathered during the two periods of measuring by these extensometers in 1998 (of the boundary conditions, only the round length and the strength of the surrounding rock environment were changed):

The first period – the round length of 3m, the observed total extrusion of the excavation face about 23mm. The second period – the round length of 1.5m, higher strength of the rock environment, the observed tunnel face extrusion of about 6mm. An obvious link between the round length, the strength of the rock environment and the tunnel face extrusion was observed.

In the first phase after the installation, the extensometers were compressed by about 1 – 2mm, probably as a result of the installation of face-supporting anchors.

It was observed that about 70 per cent of the total extrusion developed up to the distance of 3m ahead of the excavation face.

The above-mentioned technique of measuring tunnel face extrusion was not standard; the common procedure for the observation of the face bulging comprised only surveying (the surveying suited the purpose, whilst the preparation and installation of optical fibre extensometers, which was complicated in terms of technique and time, was not necessary).

#### Tartaiguille and San Vitale Tunnels

In the Tartaiguille rail tunnel (France; excavated cross-sectional area of 180m<sup>2</sup>; squeezing marlstone and claystone; full-face excavation using the ADECO-RS method; reinforcing the advance core by anchors at the lengths corresponding to 2 diameters of the excavated profile + relieving drainage boreholes of the same length), the excavation face extrusion was measured by extensometers. An example of results of extrusion measurements carried out at various chainages of the tunnel route is presented in Fig. [7] – values of about 15mm were measured.

The San Vitale tunnel on the Caserta – Foggia rail line was driven in the 1990s (diameter of the excavated cross section D = 12m; clay; full-face excavation using the ADECO-RS method; reinforcing the advance core by long anchors at the length of 1.5 excavation diameters; reinstallation of anchors in steps, every 5m). Excavation face extrusion was measured by sliding micrometers; it reached values of up to 25mm (see Fig. 10 [7]).

### 4. MEASUREMENT OF HORIZONTAL DEFORMATIONS IN THE BŘEZNO TUNNEL

The Březno tunnels (excavated cross-sectional area of 70m<sup>2</sup>) were driven through an environment consisting of soft claystones to clays. Face-supporting anchors were applied during the mechanical pre-cutting method excavation (full-face excavation) and the sequential method (SM) excavation (a top heading, bench and invert sequence).

#### Mechanical pre-cutting method excavation

The drilling for anchors was carried out by a Casagrande PG 115 drilling rig (a helical drill bit, without flushing). The GRP anchors were of the ES 60 type, with the ultimate strength capacity of 600kN. The anchor consisted of a centrally running grout tube and three tension elements interconnected with each other by hoops (1 hoop per 2m of the anchor length). The anchors were installed in 93mm diameter, 16m long boreholes, declining at a gradient of 1°. The length of the anchors depended on the length of the subsequent excavation rounds under pre-vaults (11.5 – 13.5 m). The anchors were injected with cement grout from the

- První období – délka záběru 3 m, pozorovaná celková extruze čelby cca 23 mm. Druhé období – délka záběru 1,5 m, horninového prostředí s vyšší pevností, pozorovaná extruze čelby cca 6 mm. Byla pozorována zřetelná souvislost extruze čelby s délkou záběru a pevností horninového prostředí.
- Extenzometry byly v první fázi po osazení stlačovány cca 1–2 mm, pravděpodobně v důsledku provádění čelbových kotev.
- Bylo pozorováno, že do vzdálenosti 3 m před čelbou proběhlo cca 70 % celkové extruze.
- Výše uvedený způsob měření extruze čelby nebyl standardní, běžně bylo boulení čelby sledováno pouze geodeticky – svůj účel toto měření splnilo a odpadala technicky a časově složitá příprava a realizace optických extenzometrů.

### Tunely Tartaguille, San Vitale

Na železničním tunelu Tartaguille (Francie, plocha výrubu 180 m<sup>2</sup>, tlačivé slínovce a jílovce, ražba na plnou čelbu metodou ADECO-RS, vyztužení čelbového jádra kotvami délky cca 2 D výrubu + odlehčovací drenážní vrty délky cca 2 D výrubu) byla extruze čelby měřena extenzometry. Příklad výsledků extruze v různých staničních trasy viz obr. 9 [7] – dosažené hodnoty cca 15 mm.

Na železniční trati Caserta–Foglia (Itálie) byl v 90. letech ražen tunel San Vitale (průměr výrubu D = 12 m, jíly, ražba na plnou čelbu metodou ADECO-RS, vyztužení čelbového jádra kotvami délky cca 1,5 D výrubu, obnovovány postupně po 5 m). Extruze čelby byla měřena posuvnými mikrometry a dosahovala hodnot do 25 mm (viz obr. 10 [7]).

## 4. MĚŘENÍ VODOROVNÝCH DEFORMACÍ NA TUNELU BŘEZNO

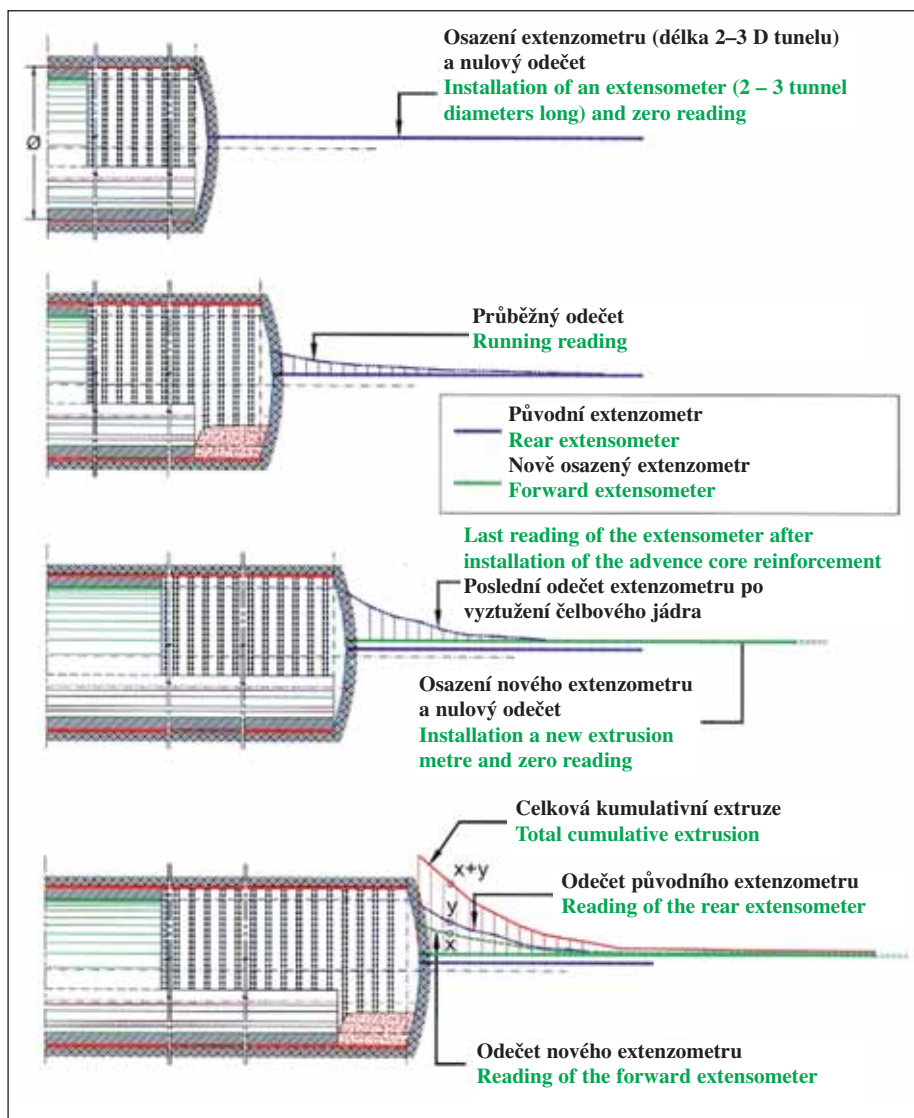
Ražby tunelu Březno (plocha výrubu 70 m<sup>2</sup>) probíhaly v prostředí měkkých jílovců až jílu. Čelbové kotvy byly prováděny při ražbách MOVP (ražba na plnou čelbu) a při ražbách SM (horizontálně členěný výrub).

### Ražba MOVP

Kotvy vrtal vrtací vůz PG 115 od firmy Casagrande (spirálový vrták bez výplachu). Jednalo se o sklolaminátové kotvy ES 60 s únosností na mezi pevností 600 kN. Kotva byla složena z centrálně vedené injekční trubky a 3 tahových elementů, pospojovaných tříminky v počtu 1 ks na 2 m kotvy. Kotvy se osazovaly do 16 m dlouhých vrtů s úpadním úklonem 1° o profilu D 93 mm. Délka osazovaných kotev byla závislá na délkách následujících záběrů pod předklenbami (11,5–13,5 m). Kotvy byly injektovány cementovou zálivkou od paty vrtu k ústí. Počet kotev na čelbě dle projektu byl předepsán na 16–23 ks (tj. cca 1 kotva/3–4 m<sup>2</sup> čelby), v úsecích tunelu, kde byla stabilita výrubu velmi dobrá, byl počet redukován až na min. 3–4 aktivní kotvy/čelbu. Dosahované výkony při osazování kotev v průměru cca 2 kotvy/hod.

Obr. 8 Optický tyčový extenzometr (P. Dubois)

Fig. 8 Optical fibre extensometer (P. Dubois)



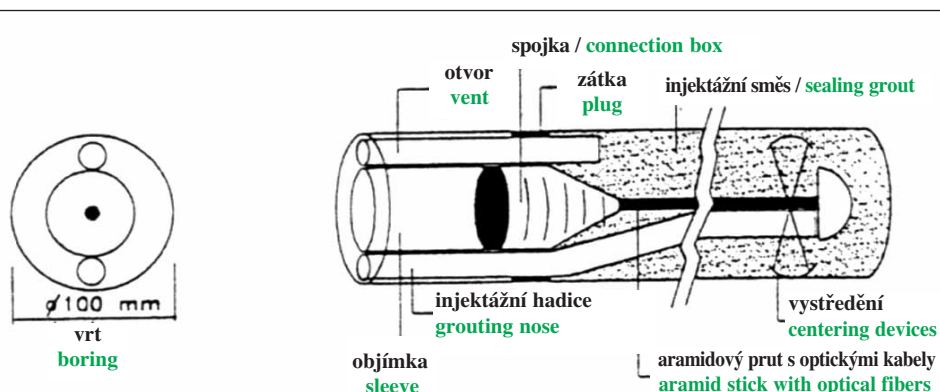
Obr. 7 Princip měření celkové kumulativní extruze (P. Lunardi)

Fig. 7 Total cumulative extrusion measurement principle (P. Lunardi)

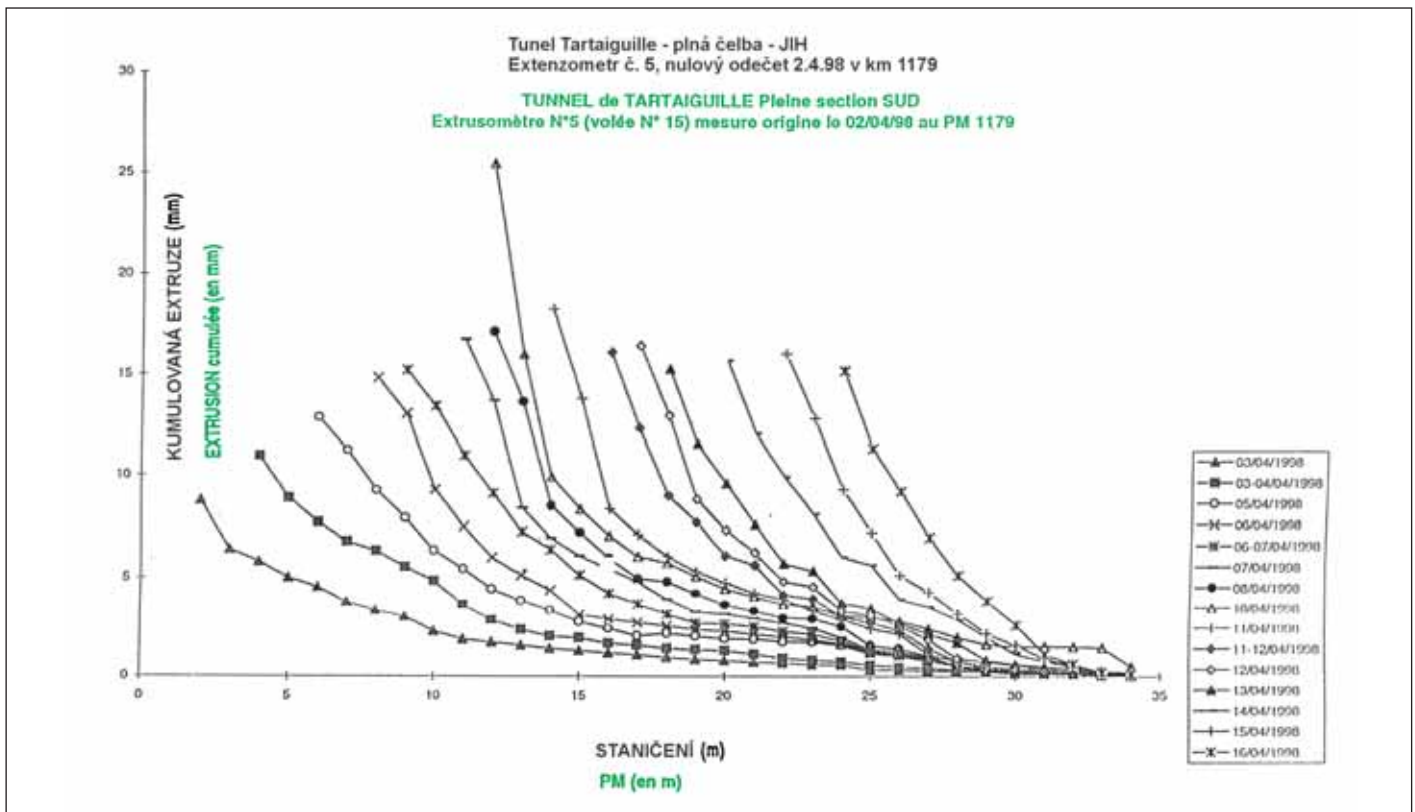
toe up to the borehole mouth. The design required the number of anchors into the excavation face to be 16–23 (i.e. approximately 1 anchor per 3–4m<sup>2</sup> of the face); in the tunnel sections where the excavation stability was good, the support was reduced to 3–4 active anchors/face. The anchors were installed at an average rate of about 2 anchors per hour.

The deformation of the tunnel face was surveyed by measuring sub-horizontal movements of points, fixed in the face, in the direction of the longitudinal axis of the tunnel. The measurement of deformation of the face was carried out using a DISTOTM pro4a hand-held laser distometer manufactured by Leica.

Plastic pads, with targets drawn on them with a felt-tip dry marker, were driven into the wet shotcrete supporting the excavation face. The







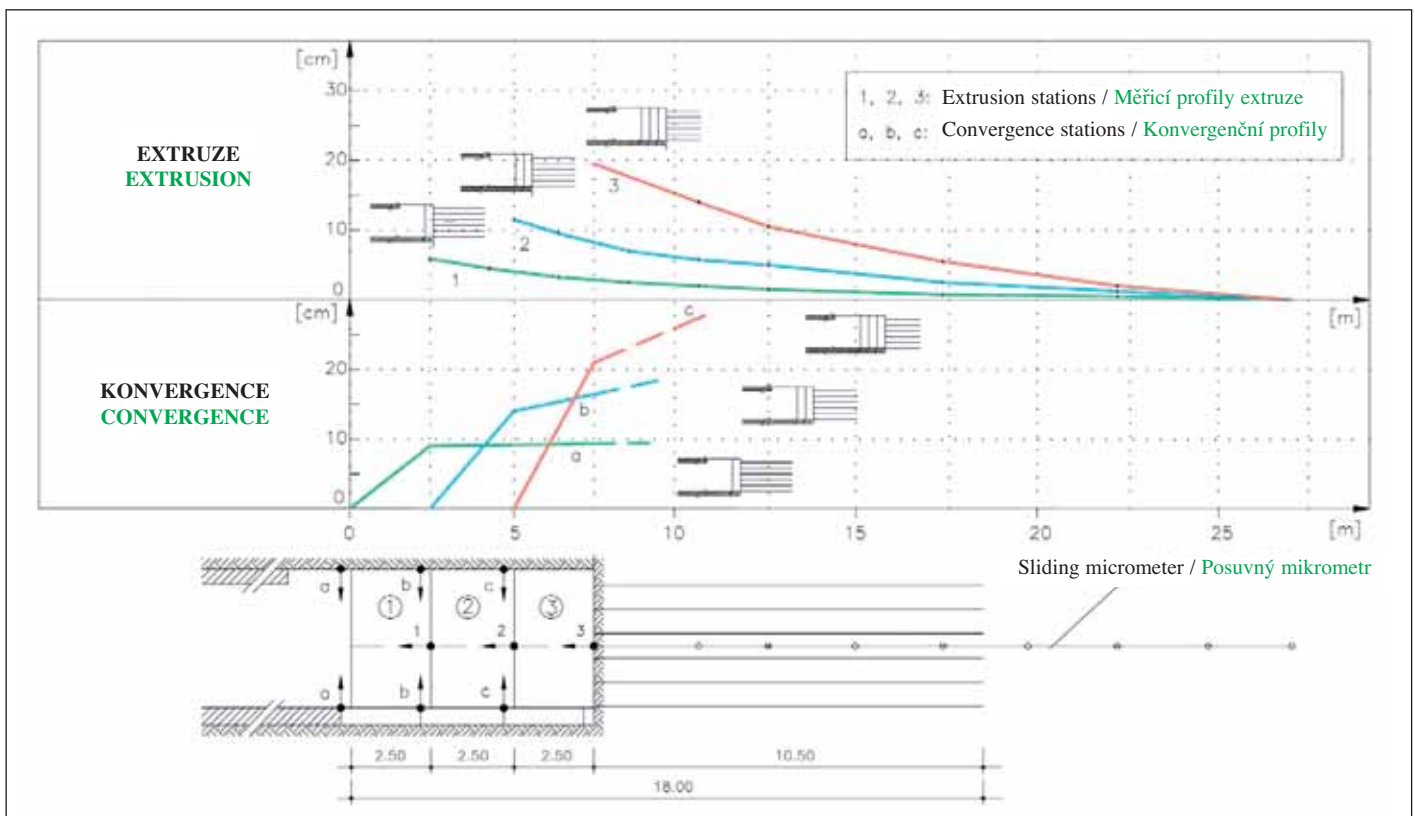
Obr. 9 Výsledky měření extruze na tunelu Tartaignuille (Bec Freres SA)  
Fig. 9 Extrusion diagram on Tartaignuille tunnel (Bec Freres SA)

Měření deformace čelby bylo prováděno měřením subhorizontálních posuvů bodů fixovaných na čelbě ve směru podélné osy tunelu. K měření byl použit ručním laserový dálkoměr DISTO™ pro4a od firmy Leica.

Do vlhkého betonu čelby byly zatlačeny plastové podložky s fixou nakreslenými terči. Cílení bylo prováděno od ocelových trnů osazených

pointing was carried out from steel bolts fixed in the lining at the distance of about 20m from the excavation face. The only object of the observation were deformations in the direction of the tunnel longitudinal axis.

The measurement usually took 2 days. The measurement frequency was roughly 1 time per 12 hours. The deformation values ranged from 0 to 26mm.



Obr. 10 Výsledky měření extruze na tunelu San Vitale (P. Lunardi)  
Fig. 10 Extrusion diagram – the San Vitale tunnel (P. Lunardi)

Tab. 1 Výsledky měření deformace čelby (ražba SM)

Table 1 Results of the tunnel face deformation measurements (the SM excavation)

Staničení profilu /Číslo bretexu	Číslo bodu	Podélná deformace [mm]	Svislá deformace [mm]
km 2,494.5 / 235	1	2,7 mm za 3 dny	1,2 mm za 3 dny
	2	8,2 mm za 3 dny	0,8 mm za 3 dny
	3	9,7 mm za 3 dny	2,8 mm za 3 dny
km 2,489.4 / 240	1	1,2 mm za 5 dní	1,1 mm za 5 dní
	2	1,6 mm za 5 dní	0,5 mm za 5 dní
	3	2,8 mm za 5 dní	0,9 mm za 5 dní
km 2,481.0 / 248	1	1,0 mm za 1 den	5,3 mm za 1 den
	2	2,2 mm za 1 den	5,0 mm za 1 den
	3	4,0 mm za 1 den	5,3 mm za 1 den
km 2,474.4 / 254	1	5,6 mm za 1 den	1,7 mm za 1 den
	2	8,5 mm za 1 den	1,9 mm za 1 den
	3	8,5 mm za 1 den	0,5 mm za 1 den
km 2,472.2 / 256	1	6,0 mm za 1 den	5,6 mm za 1 den
	2	12,1 mm za 3 dny	4,5 mm za 3 dny
	3	12,7 mm za 3 dny	0,5 mm za 3 dny
km 2,427.7 / 300	1	5,4 mm za 2 dny	6,0 mm za 2 dny
	2	6,7 mm za 2 dny	2,8 mm za 2 dny
	3	7,2 mm za 2 dny	2,0 mm za 2 dny
km 2,415.6 / 312	1	5,6 mm za 1 den	3,5 mm za 1 den
	2	8,5 mm za 1 den	2,7 mm za 1 den
	3	9,3 mm za 1 den	1,0 mm za 1 den
km 2,402.8 / 323	1	0,4 mm za 1 den	0,4 mm za 1 den
	2	0,6 mm za 1 den	-0,6 mm za 1 den
	3	-1,7 mm za 1 den	-1,4 mm za 1 den

Profile chainage /Lattice girder No.	Point No.	Longitudinal deformation [mm]	Horizontal deformation [mm]
km 2.494.5 / 235	1	2.7 mm per 3 days	1.2 mm per 3 days
	2	8.2 mm per 3 days	0.8 mm per 3 days
	3	9.7 mm per 3 days	2.8 mm per 3 days
km 2.489.4 / 240	1	1.2 mm per 5 days	1.1 mm per 5 days
	2	1.6 mm per 5 days	0.5 mm per 5 days
	3	2.8 mm per 5 days	0.9 mm per 5 days
km 2.481.0 / 248	1	1.0 mm per 1 day	5.3 mm per 1 day
	2	2.2 mm per 1 day	5.0 mm per 1 day
	3	4.0 mm per 1 day	5.3 mm per 1 day
km 2.474.4 / 254	1	5.6 mm per 1 day	1.7 mm per 1 day
	2	8.5 mm per 1 day	1.9 mm per 1 day
	3	8.5 mm per 1 day	0.5 mm per 1 day
km 2.472.2 / 256	1	6.0 mm per 1 day	5.6 mm per 1 day
	2	12.1 mm per 3 days	4.5 mm per 3 days
	3	12.7 mm per 3 days	0.5 mm per 3 days
km 2.427.7 / 300	1	5.4 mm per 2 days	6.0 mm per 2 days
	2	6.7 mm per 2 days	2.8 mm per 2 days
	3	7.2 mm per 2 days	2.0 mm per 2 days
km 2.415.6 / 312	1	5.6 mm per 1 day	3.5 mm per 1 day
	2	8.5 mm per 1 day	2.7 mm per 1 day
	3	9.3 mm per 1 day	1.0 mm per 1 day
km 2.402.8 / 323	1	0.4 mm per 1 day	0.4 mm per 1 day
	2	0.6 mm per 1 day	-0.6 mm per 1 day
	3	-1.7 mm per 1 day	-1.4 mm per 1 day

do ostění vzdálených od čelby cca 20 m. Sledována byla pouze deformace ve směru podélné osy tunelu.

Doba měření byla obvykle 2 dny. Četnost měření cca 1x za 12 hodin. Hodnoty deformací se pohybovaly v rozmezí 0 až 26 mm.

Vyšší hodnoty vodorovných deformací patrně odpovídaly místům s nepříznivě orientovaným sklonem bloků (směrem k čelbě), popř. místům s výraznějším systémem průběžných puklin.

### Ražba SM

Kotvy vrtací vůz HAUSHERR (se vzduchovým výplachem). Kotvy byly konstrukčně stejné jako při ražbách MOV. V kalotě se osazovalo (mimo příportálový úsek ve střípkovitě rozpadavých jílech) 19 kotev, v jádře 6 (tj. cca 1 kotva/3m<sup>2</sup> čelby). Vrtání se vzduchovým výplachem umožnilo rychlé osazování kotev, na druhou stranu negativně ovlivňovalo stabilitu čelby.

Měření deformací čelby byla realizována jako doplněk konvergenčního měření na primárním ostění. Měření byla prováděna na vytipovaných čelbách. Celková doba měření se pohybovala od jednoho do pěti dnů v závislosti na rychlosti ražby a průběhu stavebních prací v tunelu.

Vodorovná deformace ve směru podélné osy tunelu se pohybovala do téměř 13 mm za 3 dny s maximem ve staničení km 2,472.2 (bretex 256 – viz obr. 11).

The higher values of horizontal deformations probably corresponded to locations where the dipping of ground blocks was unfavourable (toward the excavation face) or locations where a more significant system of persistent fissures was encountered.

### The SM excavation

The air-flush drilling for anchors was by a HAUSHERR drill rig. The anchors were of the same design as those used at the mechanical pre-cutting method excavation. With the exception of the portal section, where slickensided fragments of claystone material were encountered, there were 19 anchors in the top heading and 6 anchors in the bench (about 1 anchor per 3m<sup>2</sup>). The air-flush drilling made quick installation of anchors possible; on the other hand, it negatively affected the tunnel face stability.

The measurements of deformations of the tunnel face were carried out as a supplement to primary lining convergence measurements. The measurements were conducted on selected tunnel faces. The total time of the measurements varied from one to five days, depending on the excavation advance rate and the course of the operations in the tunnel.

Horizontal deformations in the direction of the longitudinal tunnel axis ranged nearly up to 13mm per 3 days, with the maximum at km 2,472.2 chainage (lattice girder No. 256 – see Fig. 11).

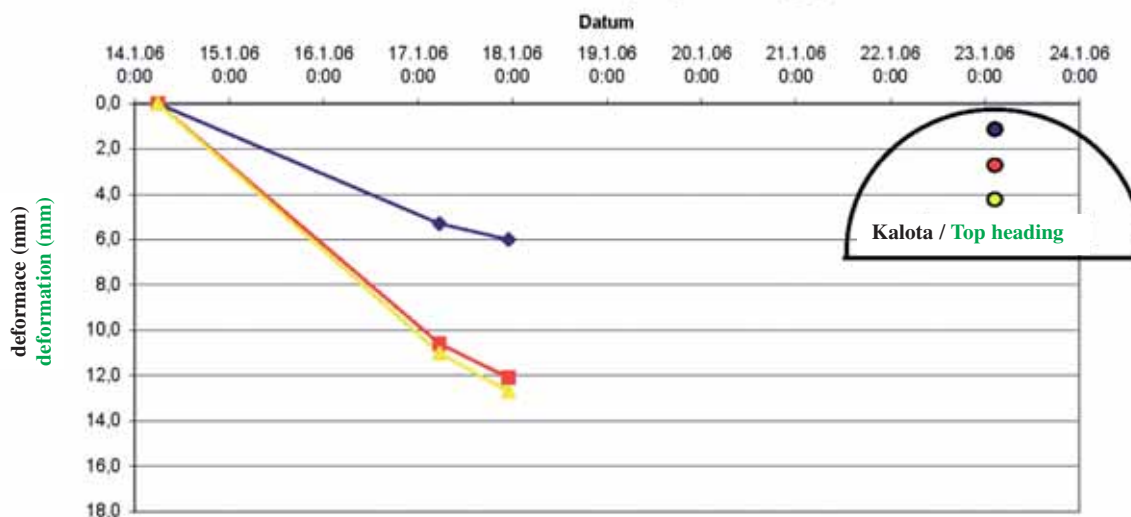
Tunel Březno - doražba SM  
Brezno Tunnel – NATM excavation

BTX: 256  
Tunelmetry: 248,7  
Osazení: 14.1.2006



- Bod č. 1 - nahoře / Point No. 1 - up
- Bod č. 2 - nahoře / Point No. 2 - middle
- ▲— Bod č. 3 - dole / Point No. 3 - below

Deformační měření čelby - podélný posun



Obr. 11 Deformační měření čelby – primární ostění SM (SG-Geotechnika a.s.)

Fig. 11 Core deformation measurements – the SM – primary lining (SG-Geotechnika a.s.)

Svislé deformace hodnoty maximálně 6 mm za 2 dny ve staniční km 2,427.7 (bretex 300). Výsledky vodorovné a svislé deformace jsou patrné z tabulky 1.

Spolu s výsledky inženýrskogeologického sledu čeleb a výsledky konvergenčního měření sloužily výsledky měření deformace čelby k optimalizaci technologie ražby s ohledem na stabilitu čelby.

*Pokračování článku v příštím čísle.*

**ING. TOMÁŠ EBERMANN**, *ebermann@age-as.cz*, AGE, a. s.,  
**ING. VÁCLAV VESELÝ Ph.D.**, *vesely@geotechnika.cz*,  
STAVEBNÍ GEOLOGIE-GEOTECHNIKA, a. s.  
**PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.**, *josef.aldorf@vsb.cz*,  
**DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.**, *eva.hrubesova@vsb.cz*,  
VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA,  
FAKULTA STAVEBNÍ

Recenzoval: Prof. Ing. Jiří Barták DrSc.

Maximum vertical deformation values of 6mm per 2 days were measured at km 2,427.7 chainage (lattice girder 300). The results of the horizontal and vertical deformation are obvious from the following table.

Together with results of engineering-geological observation of the headings and results of convergence measurements, the results of the tunnel face deformation measurements were used for the optimisation of the excavation means and methods, taking into consideration the excavation face stability.

*To be continued in the next issue.*

**ING. TOMÁŠ EBERMANN**, *ebermann@age-as.cz*, AGE, a. s.,  
**ING. VÁCLAV VESELÝ Ph.D.**, *vesely@geotechnika.cz*,  
STAVEBNÍ GEOLOGIE-GEOTECHNIKA, a. s.  
**PROF. ING. JOSEF ALDORF, DrSc.**, *josef.aldorf@vsb.cz*,  
**DOC. RNDr. EVA HRUBEŠOVÁ, Ph.D.**, *eva.hrubesova@vsb.cz*,  
VŠB-TECHNICKÁ UNIVERZITA OSTRAVA,  
FAKULTA STAVEBNÍ

## LITERATURA / REFERENCES

- [1] Drusa M., Ferrero, A. M., Giani G. P.: A Comparison of Methods for Shear Strength of Rock Joints. European Conference of Young Scientific Workers in Transport and Telecommunication, Žilina 1995.
- [2] Dubois P., Jassionnesse Cha.: The Toulon Underground Tunnel Crossing, First Feedback Analysis carried out using On-site Measurements, 1997.
- [3] Interní podklady firmy Bec Freres SA: Dokumentace z ražeb tunelů Toulon, Březno, 1996–2006.
- [4] Lunardi P., Bindu R.: Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Etudes et experiences sur le preconfinement de la cavite et la preconsolidation du noyau au front. Colloque International "Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble - Parigi 7–10 Febbraio 1989.
- [5] Lunardi, P.: Design and Costruction of Tunnels, ADECO-RS, Springer, 2008, ISBN 978-3-540-73874-9.
- [6] Manuál programového systému 3D Tunnel, Balkema 2001, ISBN 90-265-18196.
- [7] Rocksoil S. p A. ([www.rocksoil.com](http://www.rocksoil.com)): sekce Pubblicazioni, 2008.
- [8] Sborník mez. Konference Podzemní stavby, Praha 2000, ISBN 80-902690-2-8.
- [9] Zaman, M., Gioda, G., Booker, J.: Modelling in Geomechanics, J. Wiley, 2000, ISBN 0-471-49218-3.

# POROVNÁNÍ METOD NRTM A ADECO-RS NA PŘÍKLADU ITALSKÉHO TUNELU MONTE CUNEO

## COMPARISON OF NATM AND ADECO-RS METHODS, USING MONTE CUNEO TUNNEL, ITALY, AS AN EXAMPLE

PETER BALUŠÍK, LIBOR MAŘÍK

### 1 ÚVOD

Podzemí lákalo člověka již od pradávna a nejprve mu poskytovalo ochranu před nepřízní počasí i nepříteli v přírodních podzemních prostorách. Pravděpodobně nejstarší velkou umělou podzemní stavbou je kultovní komplex Hypogeum v Hal Safieni na ostrově Malta, jehož vznik se datuje do období po roce 2400 před n. l. S rozvojem měst docházelo na území Mezopotámie a Iránu k výstavbě vodovodních štol dokonce v období 3000 let před n. l. Ražba podzemních děl byla vždy velmi náročná a vzhledem k možnostem stávající techniky zdoluhavá a nebezpečná. Za posledních sto let však prošly tunelovací metody, stejně jako mnoho dalších oborů v tomto období, rychlým vývojem, který umožnil přechod od masivních zpravidla kamenných tunelových ostění k subtilním betonovým konstrukcím. Změna souvisí s vývojem techniky používané při výstavbě tunelů, ale také s odlišným chápáním role horninového masivu a jeho podílu na celkové únosnosti systému ostění-hornina. U klasických tunelovacích metod používaných na přelomu 19. a 20. století působil „nepřátelský“ horninový masiv zpravidla jen jako zdroj zatížení, a ostění byla dimenzována tak, aby horninovému tlaku dokázala vzdorovat. Enormní zatížení ostění bylo důsledkem členění profilu tunelu do mnoha dílčích výrubů a dlouhé doby od provedení výrubu k zajištění jeho stability výdřevou. Naproti tomu moderní tunelovací metody vyvinuté v průběhu 20. století začínaly čím dál více využívat samonosnosti horninového masivu a zohledňovat jeho funkci jako stavebního materiálu v nosném systému ostění-hornina. Použití stříkaného betonu a systémového kotvení líce výrubu brzy nahradilo složitou výdřevu a dalo vzniknout moderním konvenčním tunelovacím metodám. Kolébkou těchto metod jsou vyspělé alpské země, kde reliéf terénu vyžaduje při návrhu silničních i železničních tras procházet četná pohoří. I v rámci nově vzniklých moderních tunelovacích metod dochází k odlišnému filozofickému pohledu na chování horninového masivu během ražby a způsobu zajištění stability výrubu. Výsledkem je zcela odlišný přístup k technologii výstavby a dimenzování primárního i definitivního ostění. Dva pohledy na problém dosažení požadované stability výrubu lze demonstrovat na příkladu Nové rakouské tunelovací metody (NRTM), za jejíhož zakladatele je považován profesor Rabzewicz (rakouský patent 165573 z roku 1948), a metodě ADECO-RS vyvinuté profesorem Lunardim v 80. letech minulého století.

### 2 KONVENČNÍ TUNELOVACÍ METODY – DVA RŮZNÉ POHLEDY NA JEDEN PROBLÉM

Primární problém při ražbě tunelů představuje způsob zajištění stability výrubu při zajištění přijatelné míry rizika a reálně dosažitelné rychlosti výstavby. Ražba probíhá zpravidla v prostředí, které lze jen obtížně předem prozkoumat a jehož geotechnické parametry dosahují v závislosti na míře prozkoumání značného rozptylu. Konvenční tunelovací metody, mezi které obě zmiňované metody patří, dokážou více či méně reagovat na skutečně zastížené geotechnické podmínky a způsob zajištění stability výrubu operativně modifikovat. K tomu slouží geotechnické sledování projevů horninového masivu při ražbě, nazývané též geotechnický monitoring. Při ražbě tunelu dochází k porušení primárního rovnovážného stavu napjatosti, které je v prostoru čelby provázáno prostorovým přeskupováním napětí, kterým se horninový masiv snaží dosáhnout nového rovnovážného stavu. Změny napjatosti jsou spojeny s deformací líce výrubu, resp. primárního ostění i celé oblasti v okolí výrubu. V zastavěné oblasti nebo v případě, kdy tunel podchází objekty nebo zařízení citlivá na poklesy, ovlivňuje volbu technologického postupu výstavby požadavek na

### 1 INTRODUCTION

The underground has attracted people from of old. At the beginning, it provided protection against inclement weather or enemies in natural underground spaces. Probably the oldest large artificial underground structure is the Hypogeum in Hal Safieni in Malta, a cult place which dates from 2400 B.C. Water supply tunnels were built even earlier, in the period around 3000 B.C., with towns developing in Mesopotamia and Iran. Underground excavation has always been very difficult and, with respect to the abilities of existing equipment, lengthy and dangerous. Although, during the past century, tunnelling methods, same as many other industries in this period of time, experienced rapid development, which made transition from massive, usually masonry tunnel liners to slender concrete structures possible. The change is associated not only with the development of tunnel construction equipment but also with the changed understanding of the role of ground mass and its contribution to the overall load-bearing capacity of the lining-ground system. In the cases of classical tunnelling methods which were used at the beginning of the 20<sup>th</sup> century, the “hostile” ground mass acted usually only as a generator of loads, therefore, tunnel linings were calculated to be able to resist the ground pressure. The enormous loads acting on the lining resulted from the division of the tunnel cross section into several partial headings and the long time which passed between the excavation and stabilisation of the excavated opening by timbering. In contrast, the modern tunnelling methods which were developed during the 20th century began to more and more exploit the self-supporting property of ground mass and take into account the function of ground mass as a construction material within the lining-rock system. Application of sprayed concrete and anchoring systems soon replaced complicated timbering and gave rise to modern conventional tunnelling methods. The cradle of these methods is in advanced Alpine countries, where the terrain configuration requires that numerous mountain ranges be passed under by new road or railway routes. Differing philosophical opinions on the behaviour of ground mass during excavation and the method of stabilising the excavated opening exist even within the framework of newly developed, modern tunnelling methods. They result into a totally diverse attitude toward the tunnelling technique and calculation of primary and secondary liners. Two views of the problem of ensuring the required stability of excavation can be demonstrated using, as an example, the New Austrian Tunnelling Method, for which Professor Rabzewicz is considered to be the founder (Austrian patent No. 165573 from 1948) and the ADECO-RS method, which was developed by Professor Lunardi in the 1980s.

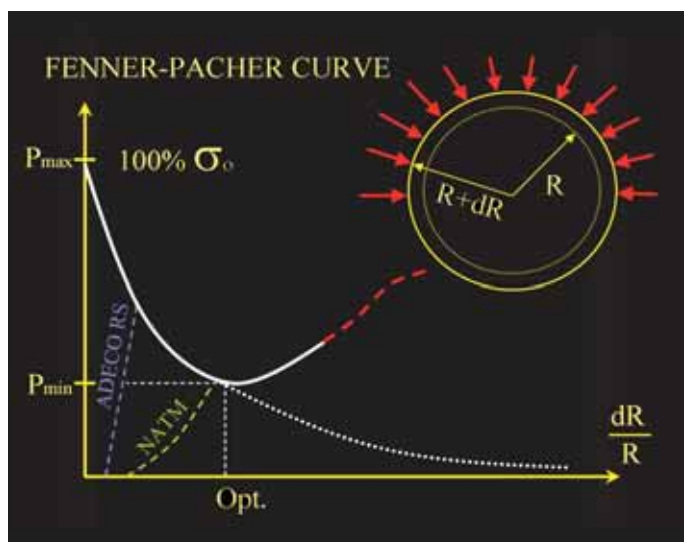
### 2 CONVENTIONAL TUNNELLING METHODS – TWO DIFFERENT VIEWS OF ONE PROBLEM

The primary problem during tunnel excavation is the method for securing stability of the excavated opening whilst securing an acceptable level of risk and realistically attainable speed of construction work. A tunnel is usually driven through an environment which can be explored in advance only with difficulties and the geotechnical parameters of which are significantly spread, depending on the depth of the investigation. Conventional tunnelling methods, among which the two above-mentioned methods belong, are able to more or less respond to actually encountered geotechnical conditions and operatively modify the means and method for stabilising the excavation. They use results of geotechnical observation of ground mass manifestations during the course of excavation, which is also called geotechnical monitoring. During tunnel excavation, the equilibrium of the primary state of stress becomes broken. This phenomenon is attended by spatial rearrangement of stresses in the area of the excavation face, through which the ground mass attempts to reach a new state of equilibrium. Changes in the state of stress are associated with deformations of the excavated ground surface or the primary lining, as well as the whole area in the vicinity of the excavation. In a developed area or in the cases where a tunnel passes under structures or facilities sensitive to subsidence, the

omezení deformací nadloží. Zkušenosti z praxe i výsledky prostorových matematických modelů ukazují, že část deformace horninového masivu proběhne ještě před čelbou, část před instalací primárního ostění a provedením systémového kotvení či dalších opatření. Tato část deformace probíhá volně a není pomocí doprovodných opatření řízena. Zbývající část deformace již zatěžuje i primární, případně definitivní ostění tunelu a lze ji pomocí doprovodných opatření řídit. V závislosti na geotechnických vlastnostech horninového prostředí, velikosti výrubu, výšce nadloží a způsobu výstavby se poměr mezi volnou a řízenou deformací mění. Praxe prokázala i negativní vliv členění profilu tunelu při ražbě na větší množství dílčích výrubů. V okolí výrubu dochází k degradaci horninového masivu a snížení jeho geotechnických parametrů. Každý další dílčí výrub je proto ražen v horším prostředí než předcházející. Vztah mezi poměrnou radiální deformací výrubu a zatížením ostění vyjadřuje Fenner-Pacherova křivka. Názořně ukazuje vztah mezi okamžikem dosažení ostění do výrubu a jeho zatížením. Z grafu je zřejmé, že čím dříve je ostění do výrubu vsazeno, tím větším zatížením horninovým tlakem je namáháno. Průběh funkce není lineární a závisí na mnoha parametrech, které je velmi obtížné zjistit. Pokud se pohybujeme na sestupné větvi Fenner-Pacherovy křivky (obr. 1), snižuje se s narůstající deformací výrubu zatížení ostění, až v určitém okamžiku dosáhne optima. Pokud by deformace za tímto optimumem dále narůstala bez provedení doprovodných opatření, došlo by opět k nárůstu zatížení, resp. by mohlo dojít až k závalu tunelu. Pokud se během výstavby podaří nalézt optimální okamžik pro provedení primárního ostění, resp. pro další doprovodná opatření k zajištění stability výrubu, dojde i k optimalizaci dimenzí primárního ostění a ekonomicky příznivému technickému řešení. Princip lze uplatnit pouze v případech, kdy není třeba dodržet limitní hodnoty sedání nadloží tunelu z důvodu nebezpečí porušení objektů v zóně ovlivněné jeho ražbou.

## 2.1 Přístup z hlediska NRTM

Princip NRTM vychází z ražby alpských tunelů s vysokým nadložím, kde bylo hlavní snahou dosáhnout optimálního výsledku z hlediska bezpečnosti práce, efektivity provádění a technicko-ekonomických ukazatelů. Aby nedocházelo k degradaci horninového masivu, je výrub členěn na dílčí výrubu, jen pokud je to nezbytně nutné, zejména s ohledem na zajištění jeho stability a dosah strojního vybavení (vrtačí vozy, zařízení pro stříkání betonu nebo tunelového bagru). Primární ostění tvoří tenká vrstva stříkaného betonu vyztuženého zpravidla příhradovými rameny a sítěmi. Důležitou roli hraje prokotvení horninového prstence v okolí výrubu, který se významnou měrou podílí na celkové únosnosti systému ostění-hornina. Primární ostění je navrhováno jako měkké, aby bylo schopné přenášet bez velkého poškození značné deformace. Z historie jsou známy případy, kdy se primární ostění deformovalo v řádu decimetrů a v ojedinělých případech dosáhlo i hodnot větších než 1 m. Takové deformace není beton primárního ostění schopen přenést bez provedení doprovodných opatření nebo bez značného poškození. Při



Obr. 1 Fenner-Pacherova křivka  
Fig. 1 Fenner-Pacherova curve

selection of the technological construction procedure is affected by a requirement for limitation of deformations of the overburden. Experience from practice and results of 3D mathematical modelling have proved that a part of ground mass deformation takes place early, ahead of the tunnel face; another part occurs before the primary lining is installed and an anchoring system or other measures are implemented. The latter part of deformation takes place freely and is not controlled by accompanying measures. The remaining part of deformation induces loads on both primary and secondary tunnel linings, thus it can be controlled by accompanying measures. The proportion of the free deformation to the controlled deformation varies, depending on geotechnical properties of ground mass, the excavation dimension, the height of overburden and the construction method. The practice has proved even a negative effect of dividing the tunnel profile into a higher number of partial headings. The ground mass in the vicinity of the excavated opening degrades and its geotechnical properties deteriorate. Each subsequent partial heading therefore passes through a worse environment than the preceding one was. The relationship between relative radial deformation of excavation and the loads acting on a tunnel lining is expressed by the Fenner – Pacher curve. It depicts the relationship between the instant at which the lining is installed in the excavated opening and the magnitude of the load acting on its surface. It is obvious from the graph that the sooner the lining is installed in the excavation the greater ground pressure acts on it. The course of the function is not linear; it depends on many parameters, which are very difficult to determine. If we follow the descending branch of the Fenner – Pacher curve (see Fig. 1), the load acting on the lining decreases with the growing deformation of the excavation, up to a moment at which it reaches the optimum. If the deformation grew further beyond this optimum without implementation of accompanying measures, the loads would grow further; the tunnel even could collapse. Dimensions of the primary lining are optimised and the technical solution is economically favourable if the optimum moment for the installation of the primary lining or implementation of accompanying measures stabilising the excavation is found. This principle is applicable only in the cases where the limiting values of settlement of the tunnel overburden, which are set because of a risk of damage to buildings in the zone affected by excavation, do not have to be maintained.

## 2.1 Approach from the NATM method point of view

The NATM principle starts from the excavation of high-overburden Alpine tunnels, where the main effort was to achieve optimum results in terms of working safety, work effectiveness and technical-economic indicators. To prevent the deterioration of the ground mass, the excavation is divided into partial headings only if it is absolutely necessary, first of all with respect to its stabilisation and the reach of tunnelling equipment (drill rigs, shotcrete machines or tunnel excavators). A primary lining consists of a thin layer of shotcrete, reinforced usually with lattice girders and mesh. Sufficient anchoring within the ground ring around the excavated opening, which significantly contributes to the overall load-bearing capacity of the lining-ground system, plays an important role. The primary lining is designed as a soft structure, capable of withstand large deformations without being significantly damaged. We know cases from the history where a primary lining got deformed within the order of decimetres; in isolated cases the values even exceeded 1m. The primary lining concrete is not able to withstand such deformations without implementation of accompanying measures or without suffering significant damage. Stiff support frames, which were used, got destructed. It was therefore necessary to allow them to yield, similarly, for instance, to yielding colliery arches. Initially, complete longitudinal strips of primary lining were left out in the sections where large deformations of the excavation were expected, with the objective to allow the activation of the lining only after a certain part of the deformation process was over. In the course of time, deformable steel elements with defined rigidity started to be inserted into the primary lining; the rigidity could be regulated depending on the particular type of the elements. The estimation of the anticipated deformation of the excavated opening is very important for determination of the primary lining height exaggeration and, in the case of long tunnels, even in terms of determination of the size of muck stockpiles. If needed, stability of the face was provided by means of a supporting rock wedge, shotcrete or anchors. In accord with the Fenner-Pacher curve principle, a soft primary lining which allows deformation allows also optimum activation of the ground mass function. A final lining is usually cast when deformations have become stable or in a period of time during which the rate of deformation does not exceed about 2 mm per month. Additional accompanying measures, such as installation of spiles around the excavated cross section or forepoling during excavation through incohesive soils, are implemented in an unstable environment, above all to improve the stability of the tunnel face and excavated tunnel walls. Excavation through

použití tuhých výztužných rámu docházelo k jejich destrukci a bylo nutné zajistit jejich prokluz, jako je tomu např. u důlní výztuže. V primárním ostění se v úsecích s očekávanými velkými deformacemi výrubu nejprve vynechávaly celé podélné pásy, které zajišťovaly aktivaci ostění až po odeznění určité části deformace. S postupem času se do primárního ostění začaly vkládat deformační ocelové elementy s definovanou tuhostí, kterou bylo možné regulovat podle použitého typu prvku. Odhad předpokládané deformace výrubu má velký význam z důvodu nadvýšení primárního ostění a v případě dlouhých tunelů i z hlediska dimenzování deponií rubaniny. Stabilitu čelby zajišťoval v případě potřeby čelbový přítěžovací klín, nástřik betonu nebo kotvení. Měkké primární ostění v souladu s principem Fenner-Pacherovy křivky umožňuje deformaci a tím optimální zapojení horninového masivu do funkce. Definitivní ostění se betonuje zpravidla po ustálení deformačí nebo v době, kdy rychlost deformace nepřekračuje cca 2 mm/měsíc. V nestabilním prostředí jsou prováděna další doprovodná opatření, zejména ke zvýšení stability čelby a líce výrubu. Jedná se např. o jehlování obvodu výrubu nebo předhánění pažin při ražbě v nesoudržných zeminách. Ražbu ve zvodnělých sedimentech může doprovázet zmrazování, ražba v přetlaku vzduchu nebo vakuování prováděné v předstihu před vlastní ražbou. NRTM původně používaná v extravilánu se s postupem času začala používat i pro ražbu městských tunelů se striktním požadavkem na omezení negativních projevů ražby v nadloží tunelu. Důsledkem toho je větší nasazení doprovodných opatření a zkrácení intervalu od provedení záběru k osazení primárního ostění. Pozitivní vliv na omezení deformačí nadloží má i vertikální členění výrubu. Primární ostění je v případě použití NRTM pod zástavbou dimenzováno nejen z hlediska únosnosti, ale i z hlediska přípustných deformací. To má za následek zvýšení jeho zatížení horninovým tlakem a tím i jeho dimenzí (tloušťky ostění i stupně vyztužení).

K souběhu ražby a betonáže definitivního ostění dochází spíše výjimečně, a to spíše u dlouhých tunelů z důvodu zkrácení doby výstavby. Přístup k dimenzování definitivního ostění souvisí s otázkou nosné funkce primárního ostění po dobu životnosti tunelu (podle českých norem 100 let). Ačkoli jsou ze světa i z použití v České republice známy případy, kdy je jako definitivní ostění použito jednoplášťové ostění ze stříkaného betonu (metoda Laser shell používaná v Londýně, nebo řešení atypických profilů pražského metra), je v České republice přístup k únosnosti primárního ostění po betonáži definitivního ostění velmi konzervativní a předpokládá buď jeho úplnou degradaci, nebo jen minimální podíl na celkové únosnosti obou ostění. To má za následek, že definitivní ostění je dimenzováno na stejné, nebo větší zatížení jako ostění primární, neboť se jedná o trvalou konstrukci a k zatěžovacím stavům přibývá i zohlednění teplotních klimatických vlivů, smršťování betonu, zatížení technologickým vybavením tunelu apod. V zahraniční literatuře se však objevuje i opačný extrém, který hovoří o tom, že definitivní ostění pouze zvyšuje koeficient bezpečnosti systému složeného z obou ostění, přičemž dostatečnou stabilitu tunelu zajišťuje již primární ostění. Reálný stav primárního ostění po 100 letech nelze zatím ověřit a ani v budoucnosti nebude možné vzhledem k nepřístupnosti ostění počítat s ověřením kvality jeho betonu metodami in-situ. I nadále proto předpokládáme na toto téma četné diskuse. Stanovení pravidla pro určení podílu primárního ostění na celkové únosnosti je velmi obtížné a dimenzování definitivního ostění závisí na „odvaze“ všech účastníků výstavby. Dopad do výše investičních nákladů plynoucí z otázky stanovení zatížení definitivního ostění je zřejmý, neboť se v případě horninového tlaku pohybuje v intervalu od 0 % až do 100 %.

## 2.2 Přístup z hlediska metody ADECO-RS

Metoda ADECO-RS (zkratka Analysis of COntrolled DEformation in Rocks and Soils) vychází z předpokladu, že existuje přímý vztah mezi deformačí čelby, velikostí deformací probíhajícími před čelbou a velikostí deformací výrubu a primárního ostění měřených po průchodu čelby. Metoda definuje pojem „jádro“ jako celík o profilu tunelu, který se nachází před čelbou tunelu. Ochrana jádra před nežádoucími deformacemi použitím doprovodných opatření prováděných v předstihu zamezuje deformacím (boulení) čelby a následně omezuje velikost deformací v oblasti za čelbou.

K základním prvkům metody patří zvýšení tuhosti jádra v předstihu před vlastní ražbou, použití tuhého primárního ostění vyztuženého např. válcovanými profily tuhých rámu, ražba tunelu na

water-bearing sediments can be accompanied by freezing, excavation under positive air pressure or vacuum dewatering of the core, which are carried out in advance of the excavation itself. In the course of time, the NATM, which was originally used in rural areas, began to be used even for the excavation of urban tunnels, where strict requirements for limitation of negative manifestations of excavation in the tunnel overburden were applied. These requirements result in even more extensive application of accompanying measures and reduction of the interval between the excavation for one round and installation of the primary lining. The use of an excavation sequence consisting of side drifts and a central pillar also positively reduces deformations of the overburden. If the NATM is applied under existing buildings, the primary lining is calculated not only from the point of view of the load-bearing capacity but also the point of view of permissible deformations. As a result, the loading induced by ground pressure is increased, therefore the dimensions of the lining (the thickness and reinforcement content) are also increased.

The excavation and erection of a final lining are carried out concurrently rather exceptionally, rather in the cases of long tunnels, with the aim of reducing the construction period. The approach toward the calculations of the final lining is associated with the issue of the load-bearing function of a primary lining during the course of the tunnel life span (100 years according to the requirements of Czech standards). Despite the fact that there are cases known from the world and even from the Czech Republic, where a single-shell shotcrete lining is used as a final lining (the LaserShell™ method, which has been used in London, or the solution for atypical cross sections of the Prague metro), the attitude adopted in the Czech Republic toward the load-bearing capacity of a primary lining after the final lining is cast is very conservative; it assumes that it gets completely degraded or its contribution to the overall load-bearing capacity of both linings is only minimum. As a result, a final lining is calculated for the same or even heavier loading than that acting on a primary lining; because it is a permanent structure, climate-related temperature effects, shrinkage of concrete, loads induced by tunnel equipment etc. must be added to the loading states. On the other hand, a converse extreme has appeared in foreign literature. It assumes that a final lining only increases the coefficient of safety of a system consisting of both linings, whilst the primary lining itself guarantees sufficient stability of the tunnel. It is impossible for the time being to verify the actual condition of a primary lining after 100 years; because of the inaccessibility of the lining, verifying quality of primary lining concrete by in-situ methods will be impossible even in the future. Therefore, we expect numerous discussions to be held even in the future. It is very difficult to set a rule for determination of the contribution of a primary lining to the overall load-bearing capacity. Calculating a final lining depends on the “courage” of all parties to the project. The impact on the amount of investment costs which follows from the issue of the determination of loads acting on the final lining is obvious because it ranges, in the case of the ground pressure, within a 0% to 100% interval.

## 2.2 Approach from the point of the ADECO-RS method view

The ADECO-RS method (an abbreviation for the Analysis of COntrolled DEformation in Rocks and Soils) is based on an assumption that there is a direct relationship between the deformation of a tunnel face and the magnitude of deformations of the tunnel face, deformations which develop ahead of the face and the magnitude of the deformations of the excavation and



Obr. 2 Zajištění stability čelby dle metody ADECO-RS  
Fig. 2 Stabilisation of the face according to ADECO-RS principles

plný profil a betonáž tuhého definitivního ostění v technologicky minimálním odstupu od čelby s rychlým uzavíráním spodní klenby.

Jádro tunelu je standardně vyztužováno dlouhými sklolaminátovými kotvami délky minimálně odpovídající průměru tunelu, v případě nestabilního prostředí je zlepšováno pomocí tryskové injektáže (obr. 2) nebo v předstihu chráněno provedením primárního ostění pomocí metody obvodového vrubu, kdy speciální pilou vyříznutý vrub slouží jako bednění pro následně betonované ostění z drátkobetonu. K dalším opatřením patří např. provádění mikropilotových deštníků. Smykové parametry prostředí jsou vylepšovány pomocí radiálního kotvení obvodu výrubu. Vlastní ražba probíhá pod ochranou výše uvedených opatření. V případě, že je výrub prováděn pod hladinou podzemní vody a hrozí průsak vody do čelby a tím i do prostoru chráněného jádra tunelu, je nutné po obvodu výrubu instalovat drenážní trubky, které průsakům vody do jádra před čelbou i vlastní čelby tunelu zabrání. Ražba na plný profil vyžaduje nasazení speciálního strojního vybavení s dostatečným dosahem odpovídajícím velikosti tunelu. Metoda umožňuje výstavbu tunelů podle naplánovaných postupů, a to i v nejnepríznivějších podmínkách, bez nutnosti improvizace během výstavby. Princip metody nazývá prof. Lunardi „zprůmyslněním tunelování“, kdy se veškerá opatření během výstavby omezují pouze na sledování projevů jádra v reakci na ražbu a odpovídající způsob zajištění jeho tuhosti a stability. V závislosti na chování jádra při výstavbě definuje metoda pouze tři geotechnické kategorie, na základě kterých je zvolen další technologický postup:

**Kategorie A:** čelba je stabilní, prostředí se chová jako skalní hornina;

**Kategorie B:** čelba je stabilní krátkodobě, typ chování soudržných materiálů;

**Kategorie C:** čelba je nestabilní, typ chování nesoudržných materiálů.

Cílem metody je zachovat pokud možno původní stav blížící se primární napjatosti horninového masivu a zajistit tak odpovídající parametry horninového masivu jako stavebního materiálu tunelu. Provedená opatření mají za cíl eliminovat negativní vlivy ražby na vlastnosti horninového masivu a zvláště pak jádra před čelbou. Tento princip je obecně platný i při ražbě tunelu v extravilánu, kde nehrozí ovlivnění objektů v nadloží.

Z výše uvedeného je zřejmé, že ač se jedná o konvenční tunelovací metodu využívající obdobných prvků pro zajištění stability výrubu jako NRTM, přístup k zajištění stability výrubu je zcela odlišný. Výše uvedené postupy vyžadují použití podstatně tužšího primárního i definitivního ostění a vzhledem k posunu na Fenner-Pacherově křivce směrem k menším přípustným deformacím dochází k nárůstu zatížení a tím i dimenzí jak primárního, tak definitivního ostění. Metoda je méně citlivá na změnu geotechnických podmínek, neboť doprovodná opatření jsou standardně prováděna s předstihem na délku odpovídající průměru tunelu. Obdobné postupy jsou prováděny v rozdílných geotechnických podmínkách, což vede v porovnání s NRTM k méně hospodárnému řešení.

### 3 REALIZÁCIA TUNELA MONTE CUNEO

Tunel Monte Cuneo sa nachádza v malebnom mestečku Avigliana v podhorí Alp, neďaleko od Turína. Tunel je súčasťou preložky štátnej cesty č. 589. Preložka sa skladá z 2 tunelov a cestnej komunikácie medzi nimi, ktoré budú po ukončení tvoriť východný obchvat mestečka Avigliana. Na projekt boli použité financie pre organizáciu 20. zimných olympijských hier v Turíne 2006, investorom bola Agentúra pre usporiadanie 20. zimných olympijských hier Turíno 2006. Dodávateľom bolo konzorcium talianskych firiem. Samotný tunel Monte Cuneo realizovala firma Grassetto Lavori S. p. A., subdodávateľom raziacich a betonárskych prác zo severovýchodného portálu bola firma Skanska BS, a. s. Realizácia nášho rozsahu prác započala v januári 2005 a bola ukončená v decembri 2005.

#### Technické parametre tunela

Tunel Monte Cuneo je jednorúrovňovým cestným tunelom, ktorý bol razený z oboch portálov. Jeho základné parametre:

- dĺžka razenej časti: 1723 m
- dĺžka hĺbenej časti: 86 m a 107 m
- plocha výrubu: 120–146 m<sup>2</sup>
- núdzové zálivy: 6 ks dĺžky 45 m (3 po každej strane tunela šachovnicovo)
- výška nadložia: 15–100 m

the primary lining which are measured after the passage of the tunnel face. The method defines a term of a "advance core" as a block of ground mass ahead of the excavation face, which has the profile identical with the tunnel profile. The protection of the advance core against undesired deformations by means of accompanying advance measures prevents deformations (bulging) of the face and, subsequently, reduces the magnitude of deformations behind the tunnel face.

The basic elements of the method consist of increasing the rigidness of the advance core in advance of the excavation, applying a rigid primary lining reinforced, for example, with rigid frames from rolled-steel sections, excavating a full tunnel profile and casting a rigid final lining at a technologically minimum possible distance from the tunnel face, with quick closing of the profile by an invert structure.

As a standard, the advance core is reinforced with long GRP anchors (the minimum length equal to the diameter of the tunnel); in the case of an unstable environment it is improved by jet grouting (see Fig. 2) or protected in advance by the installation of a primary lining by a mechanical pre-cutting method, where a slot is cut by a special saw to serve as a form for a subsequently cast lining of steel fibre reinforced concrete. Other measures consist, for example, of installing canopy tube pre-support. Shear strength parameters of the environment are improved by radial anchors installed around the excavation circumference. The excavation itself is carried out under the protection of the above-mentioned measures. In the case where the excavation is carried out under the water table and the heading, and therefore even the protected tunnel core, are at a risk of seepage of water, drainage pipes must be installed around the excavation circumference, which will prevent water from seeping into the advance core and to the heading. Full-face excavation requires special mechanical equipment with sufficient reach, corresponding to dimensions of the tunnel profile. The method allows tunnel construction to follow planned procedures even under the most unfavourable conditions without the necessity for improvising during the course of the construction. The principle of the method is called by Professor Lunardi "industrialisation in tunnel construction", where all measures to be implemented during the construction are restricted only to observing manifestations of the core in response to the excavation and the adequate method for ensuring its rigidness and stability. Taking into consideration the behaviour of the advance core, the method defines only the following three geotechnical categories providing the basis for the determination of the technological procedure:

**Category A:** the excavation face is stable; the environment behaves as hard rock;

**Category B:** the excavation face is stable in the short term; the environment behaves as a cohesive/coherent material;

**Category C:** the excavation face is instable; the environment behaves as an incohesive/incoherent material.

The objective of this method is to preserve, as much as possible, the original condition, to disturb as little as possible the primary state of stress in the ground masses, thus to ensure adequate parameters of the ground mass, which is to act as a tunnel construction material. The purpose of the measures to be implemented is to eliminate negative effects of excavation on properties of the rock mass and, first of all, properties of the core ahead of the face. This principle is generally applicable even to tunnel excavation in rural areas, where there is no threat of affecting structures above the excavation.

It is obvious from the above text that, despite the fact that it is a conventional tunnelling method using similar excavation stabilising elements as the NATM, the ADECO-RS approach to the stabilisation of excavation is totally different. The above-mentioned procedures require substantially more rigid primary and final linings to be applied. Thus, taking into consideration the shifting on the Fenner-Pacher curve toward smaller allowable deformations, the loads acting on the primary and final linings, as well as the dimensions of the linings, grow. The method is less sensitive to changes in geotechnical conditions because the accompanying measures are carried out, as a standard, in advance of the face, up to the distance corresponding to the tunnel diameter. Similar procedures are used under various geotechnical conditions, which leads to less economic solutions in comparison with the NATM

### 3 THE MONTE CUNEO TUNNEL CONSTRUCTION

The Monte Cuneo tunnel is found in the picturesque town of Avigliana, in the foothills of the Alps, near the city of Turin. The tunnel is part of a diversion of the state road No. 589. The diversion comprises two tunnels and a road between them, which, when complete, will form an eastern by-pass of the town of Avigliana. The project was financed from a fund for organisation of the 2006 (20th) Winter Olympic Games in Turin, the employer was the Turin 2006 Agency, which was commissioned to organise the Turin 2006 – 20th Winter Olympic Games. The contractor was a consortium of Italian

### 3.1 Geologické a hydrogeologické podmienky

Tunel bol razený v masíve s pestrú geologickou skladbou, od vápencov so strednou pevnosťou, cez naplaveniny z ľadovcovej činnosti s výskytom rozmerných valúnov z alpského masívu až po piesčité nánosy ílu v kombinácii s vrstvami zahmlinených štrkov.

Povrch nad trasou tunela prechádza zo severovýchodu niekoľkými depresiami a v blízkosti trasy sa nachádza i menšie jazero, čo spoločne spôsobuje značné nasiaknutie horniny predovšetkým zrážkovou vodou. Prítoky v čele razenia sa pohybovali v závislosti od zrážok od 50 do 200 l/min. Výška nadložia sa pohybuje od 15 do 100 m, pričom nízke nadložia bolo charakteristické predovšetkým pre priortálové úseky. Kombinácia horninového prostredia, nízkeho nadložia a vody vytvárala veľmi zložité podmienky pre razenie, čelba bola nestabilná, s častým vypadávaním horniny.

### 3.2 Použitá mechanizácia pri razení

Pre stabilizáciu čela výrubu a stropu v predpolí bola použitá vrtná súprava Casagrande (obr. 3). Je to veľkokapacitná vrtacia súprava mohutnej konštrukcie s dvoma lafetami otočnými okolo osi stroja, schopná vrtat' vrty až do dĺžky 24 m. Lafety sú opatrené hydraulickými valcami v prednej i zadnej časti, čím je zabezpečená variabilita nastavenia uhla/sklonu vrto. Mechanické otváranie bolo realizované pomocou pásových bagrov Fiat-Hitachi s použitím mechanického zuba, resp. hydraulického kladiva, odtážba pomocou koľosových nakladačov Fiat-Kobelco a nákladných 4-nápravových áut. Na striekanie betónu boli používané striekacie súpravy Cifa CSS-1 a 2. Osádzanie masívnych oblúkových nosníkov 2x IPE 180 zabezpečovala mobilná plošina Manitou MRT1850 so špeciálnym nástrojom pre uchytávanie týchto nosníkov (hydraulické kliešte).

### 3.3 Technológia razenia

Pri razení bola využívaná talianska tunelovacia metóda ADECO-RS známa tiež ako Lunardiho metóda. Charakteristické pre túto metódu je razenie na plný profil bez ohľadu na geologické podmienky. Tak tomu bolo i v našom prípade. Razilo sa na plný profil pod ochranou



Obr. 3 Vrtná súprava Casagrande

Fig. 3 Casagrande drill rig

mikropilotových dáždnikov, pričom výrub bol stabilizovaný horizontálnou tryskovou injektážou a v obzvlášť zlých geologických podmienkach aj sklolaminátovými svorníkmi v dĺžke 14 m (obr. 4). Samotný ochranný mikropilotový dáždnik, ktorého realizácia trvala v priemere 4 dni, bol zložitou konštrukciou:

- zaistenie obvodu klenby vrtní v počte 55 ks, dĺžky 13 m preinjektovanými tlakovou injektážou (5 MPa),
- 43 ks vrto ochranného dáždnika z perforovaných rúr DN 114 dl. 13 m s následnou výplňovou injektážou (do vzdialenosti 270 mm pod vrty spevňujúcimi klenbu),
- 6 ks drenážnych odvodňovacích vrto dĺžky 27 m, pričom min. 9 m vrto bolo pažené drenážnou pažnicou, ktorých úlohou bolo eliminovať tlak vody na čelo razenia.

Tieto práce boli vykonávané s použitím vrtacej súpravy Casagrande a veľkokapacitnej injektážnej súpravy umiestnenej na povrchu. Pred

companies. The Monte Cuneo tunnel itself was constructed by Grassetto Lavori S.p.A., with Skanska BS a.s. working as the sub-contractor for the tunnel excavation and concrete casting from the north-eastern portal. We started to work on our part of the project in January 2005 and completed it in December 2005.

#### Engineering parameters of the tunnel

The Monte Cuneo road tunnel is a single-tube structure, which was driven from both portals. The basic parameters of the tunnel are as follows:

- mined part length: 1 723 m
- cut-and-cover parts length: 86 m and 107 m
- excavated cross-sectional area: 120 – 146 m<sup>2</sup>
- lay-bys: 6 pieces 45m long (3 on each side of the tunnel, a staggered pattern)
- overburden height: 15 – 100 m

### 3.1 Geological and hydrogeological conditions

The tunnel was driven through a massif chequered in terms of the geology, ranging from medium-strength limestones, through alluvial deposits which originated by glacial action, containing large boulders from the Alpine massif, up to deposits of sandy clay combined with layers of loamy gravels.

There are several depressions in the ground surface above the tunnel route, on the north-east, and a rather small lake is found in the vicinity of the route. They are the reason why the rock mass is significantly saturated, first of all with rainwater. Inflows to the heading varied from 50 to 200 lpm, depending on the amount of precipitation. The height of the overburden varies from 15 to 100m, whilst the shallow overburden was typical first of all for portal sections. The combination of the ground environment, shallow overburden and water created very complicated conditions for the excavation; the excavation face was instable, with frequent fall out of rock blocks.

### 3.2 Mechanical equipment used for tunnel excavation

A Casagrande drilling rig (see Fig. 3) was used for the stabilisation of the excavation face and the roof of the advance core. This massive, high-performance equipment has two booms rotatable around the machine axis. It is capable of drilling holes up to 24m long. The booms are equipped with hydraulic cylinders at both the front and rear ends, giving the machine high variability of setting the angle/inclination of boreholes. Fiat-Hitachi excavators equipped with mechanical rippers or hydraulic breakers were used for the excavation; the muck was removed by Fiat-Kobelco wheeled loaders and four-axle dump trucks. Shotcrete was applied by a Cifa CSS1 and 2 concrete spraying machines. Massive 2x IPE 180 arches were erected by a Manitou MRT1850 hoisting platform, which was equipped with a special tool (hydraulic grapple) allowing the gripping of the arches.

### 3.3 Excavation technique

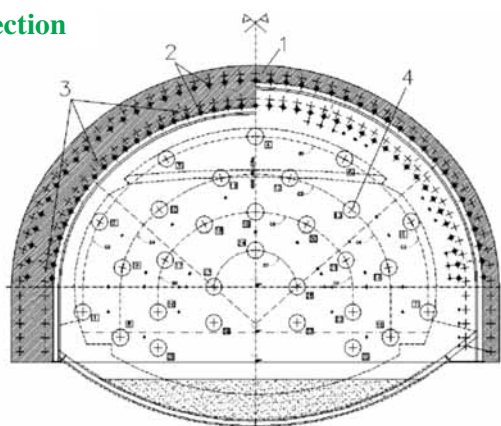
The ADECO-RS, an Italian tunnelling method known also as the Lunardi method, was used for the excavation. Full-face excavation without regard to geological conditions is a typical feature of this method. It was so even in our case. The full-face excavation was carried out under the protection of canopy tube pre-support; the excavation was stabilised by horizontal jet grouting and, under extremely bad geological conditions, even by 14m long glassfibre reinforced plastic anchors (see Fig. 4). The canopy tube pre-support itself was a complicated structure. The installation took 4 days on average:

- Stabilisation of the excavation roof by 55 pieces of 13m long boreholes; pressure injection of grout into the boreholes (5MPa)
- 43 boreholes (at the distance of 270mm beneath the roof stabilising boreholes) for the 13m long, DN 114mm perforated tubes forming the canopy tube pre-support; injection of grout into the tubes
- 6 drainage boreholes 27m long, with a length of at least 9m of each borehole provided with a drainage casing pipe, which was designed to eliminate the hydraulic pressure on the excavation face.

The above-mentioned operations were carried out by means of a Casagrande drilling rig and a high-performance grouting set, which was placed on the surface. Before the work on the stabilisation of the excavation face and roof could begin, it was necessary to support the concavely moulded excavation face by a 15cm thick layer of steel fibre reinforced shotcrete. The objective was to optimise the effect of the grouting and reinforce the excavation face so that it resisted the ground and grouting pressures. It was further necessary to prepare a space for the drilling rig in front of the tunnel face, drainage channels and sedimentation tanks for surplus grout (the preparation took 12 hours on average). The excavation proceeded in 1.5m long rounds, in the so-called "campos" (a campo = 1 cycle under the canopy tube



### Priečný rez – Cross section

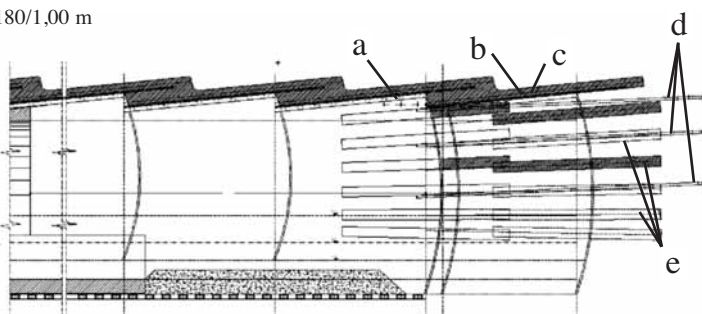


### Legenda – Legend:

- 1 – 55 ks stĺpov tryskovej injektáže dĺ. 13 m  
55 jet-grouted columns 13m long
- 2 – 43 ks ocel. Rúr  $\phi$ 114 dĺ. 13 m  
43 steel tubes  $\phi$ 114mm, 13m long
- 3 – 6 ks drenážnych rúr dĺ. 27 m  
6 drainage pipes 27m long
- 4 – 29 ks stĺpov trysk. injektáže dĺ. 14 m  
29 jet-grouted columns 14m long

### Pozdĺžny rez – Longitudinal section

- a) striekaný drátkobeton tl. 250 mm + oblukový nosník 2xHEP180/1,00 m  
steel fibre reinforced shotcrete 250mm + 2xHEP180/1.00 m support arch
- b) 43 ks ocelových rur pr. 114 mm, dĺ. 13 m  
43 steel tubes: 13m long, 114mm dia.
- c) konsolidácia obvodu klenby 55 vrstov jet-grouting L=13,00 m  
consolidation of the excavation crown – 55 jet grouted boreholes L = 13.0m
- d) 6 ks drenážnych rur dĺ.=27 m,  
sklon 5%-10%-15%, preloženie min. 18,00 m  
6 drainage pipes: 27m long, inclined at 5%-10%-15%, minimum overlapping 18.00m
- e) konsolidácia čelby 29 ks stĺpov jet-grouting L-14 m  
consolidation of excavation face – 29 jet grouted columns, L = 14m



Obr. 4 Schéma zaistenia stability čelby (priečný a pozdĺžny rez)

Fig. 4 Excavation face stabilisation system (cross and longitudinal sections)

započiatím stabilizácie čela a stropu výrubu bolo potrebné zaistiť čelo razenia vyprofilované do konkávneho tvaru 15 cm hrubou vrstvou striekaného drátkobetonu. Dôvodom bolo optimalizovať účinok injektáže a zosilniť čelo, aby odolalo horninového tlaku a pôsobiaciej inžektáži. Ďalej bolo potrebné pripraviť pred čelbou miesto pre vrtiaciu súpravu, odvodňovacie kanály a sedimentačné nádrže pre prebytočnú injektážnu zmes (príprava trvala v priemere 12 hodín). Razenie prebiehalo po 1,5 m záberoch v tzv. „kampách“ (kampo = 1 cyklus pod mikropilotovým dáždnikom). Dĺžka 1 kampa bola 9 m. Variácia 14 m nepriinesla očakávané urýchlenie prác z dôvodu veľkej časovej náročnosti vrtania 18 m vrstov, nízkej účinnosti injektáže a odvodňovacích vrstov a s tým súvisiacimi veľkými problémami so stabilitou čela pri razení.

Otváranie záberu bolo realizované mechanickými prostriedkami bez použitia trhacích prác. Zaistenie výrubu zabezpečoval predstrek 50 mm drátkobetonu, 5 segmentová nepoddajná výstuž tvorená zvarom 2x IPE 180 a následný dostrek striekaného drátkobetonu do hrúbky 250 mm. Priemerné postupy pri razení dosahovali 3 m denne. Keď počítame celkové priemerné postupy, vrátane stabilizácie čela a stropu výrubu (realizované firmou Fondazioni Speciali S. p. A.), tieto dosahovali 0,9 m za deň, pričom stabilizácia trvala v priemere 5 dní, vyrazenie jedného 9 m kampa 3 dni. Primárne ostenie protiklenby bolo totožné s primárom v hornej klenbe, tj. 2x IPE180 a striekaný drátkobeton hr. 250 mm. Po dokončení protiklenby bola táto späť zasypaná, aby bola možná doprava do čelby.

### 3.4 Betonáž hĺbených tunelov a sekundárneho ostenia

Betonáž hĺbených tunelov bola realizovaná v dvoch rôznych tvaroch profilu. Kým hĺbený tunel na juhozápadnom portáli mal tvar totožný s tvarom sekundáru v razenej časti, zo severovýchodného portálu mal priečný rez tvar obdĺžnika. Súviselo to s použitou technológiou. Vyplývala z nutnosti použiť pri súbežnom razení a betonáži dva typy debnenia. Pre hĺbený tunel na JZ portáli bol použitý debniaci voz od firmy Cifa, ktorý prešiel po dobetónovaní do razenej časti. Pre hĺbený tunel na SV portáli bolo použité systémové debnenie Doka.

V hĺbenom tuneli bola betonáž rozdelená na štyri fázy: základová doska, základové pásy (bankety), steny a strop. Posledný blok hĺbenej

pre-support). One campo was 9m long. A 14m long variation did not bring the expected acceleration of the operations because of the high consumption of time required for the drilling of 18m long boreholes, low effectiveness of the grouting and drainage boreholes, and significant problems with the tunnel face stability during the excavation, which were associated with the low efficiency.

The excavation was performed by mechanical equipment, without blasting. The excavation support comprised a pre-sprayed 50mm thick layer of steel fibre reinforced concrete, 5-segment rigid frames (weldments consisting of 2x IPE180 sections) and an additional layer of steel wire reinforced shotcrete, complementing the thickness to 250mm. The average excavation advance rates reached 3m per day. If we calculate the overall average advance rates, including the stabilisation of the tunnel face and the excavation roof (carried out by Fondazioni Speciali S.p.A.), they reached 0.9m per day (the stabilisation took 5 days on average, excavation of one 9m long campo 3 days). The primary lining of the invert was identical with the primary lining of the upper vault, i.e. 2x IPE180 and a 250mm thick layer of steel fibre reinforced shotcrete. When complete, the invert was backfilled so that the transportation to the tunnel face was possible.

### 3.4 Casting of cut-and-cover tunnel structures and the secondary lining

The casting of cut-and-cover tunnels comprised two differing shapes of the tunnel cross section. While the cross section of the cut-and-cover tunnel at the south-western portal was identical with the cross section of the vaulted secondary lining in the mined tunnel section, the cross section at the north-eastern portal was rectangular. It was related to the used technology. The necessity to use two types of formwork for the simultaneous excavation and concrete casting followed from it. A Cifa travelling form was used for the cut-and-cover tunnel at the SW portal; once the casting had been over, it passed to the mined tunnel section. The cut-and-cover tunnel at the NE portal was cast using a Doka formwork system.

The casting of the cut-and-cover tunnel was divided into four phases, i.e. a base slab, footings, walls and a roof deck. The last block of the cut-and-cover section was a transition structure between the cut-and-cover and mined sections; the inner cross section was identical with the cross section of the mined tunnel section; it was cast using the Doka formwork system.

časti bol prechodovým medzi hĺbenou a razenou časťou a mal vnútorný priečny rez totožný s razenou časťou, použil sa debniaci voz firmy Cifa. Ako kontradebenie bolo použité systémové debnenie Doka.

V razenej časti bola betonáž sekundáru rozdelená tak isto do 4 fáz: protiklenba, základové pásy, horná klenba a medzistrop. Maximálna vzdialenosť medzi čelom výrubu a zabetónovanou klenbou bola presne stanovená projektom: 2,5–4x šírka profilu, t.j. v najlepšom prípade 4x14,4 m = 58 m. Vzdialenosť betonáže protiklenby a základových pásov sa časovo odvíjala od tejto vzdialenosti. Protiklenba a základové pásy sa betonovali vždy v čase zaistovania stropu predpolia a čela výrubu a vzdialenosť od čela výrubu bola cca 30 m. Protiklenba bola armovaná, betónovaná bez použitia debnenia, čelo bolo zabezpečené B-systémom, dĺžka 1 záberu bola 9 m, hrúbka betónu 900 mm, použitý betón C25/30. Pre debnenie základových pásov bola použitá forma od firmy Cifa dl. 12 m. Debnenie hornej klenby zabezpečoval debniaci voz Cifa dl. 12 m. Použitý bol prevzdušnený betón C25/30 bez zvláštnych požiadaviek na chemickú odolnosť. Minimálna hrúbka betónu v hornej klenbe bola 500 mm, vzhľadom na razenie pod ochranným dáždnikom sa hrúbka vyšplhala až do 1400 mm. Debniaci voz pre betonáž medzistropu bol taktiež výrobkom firmy Cifa.

### 3.5 Porovnanie ADECO-RS a NRTM z hľadiska realizácie

Realizácia prác v podmienkach metódy ADECO-RS bola pre nás zaujímavou skúsenosťou. Raziť tunel s priečnym prierezom cca 120 m<sup>2</sup> na plný profil v tak zlých geologických podmienkach s prítokmi vôd bolo často adrenalínovým športom. Pri porovnaní s NRTM tu chýbala možnosť operatívneho zaistenia čelby – keď sme mali problém s padajúcou čelbou, jedinou možnosťou ju zachytiť bol striekaný drátkobetón. Ten však na blatistom povrchu čelby s prítokmi vody odpadával aj s vrstvou horniny. Použitie kari siete na posilnenie funkcie striekaného betónu bola obmedzená. Uchytiť sme ju mohli len na väčšinu „rozstrapkané“ fiberglasy, a tak sa neraz stalo, že nám celý bezpečnostný striekaný betón odpadol z čelby aj s kari sieťou. Nebola možnosť zachytiť ho svorníkmi, pretože jediná vrtná súprava bola „obrovská“ casagrande, ktorá na to nebola vhodná a hlavne ne-operatívna (doprava Casagrande do čelby trvala cca 4–8 hodín).

Za nedoriešené možno považovať aj použitie mohutných oblúkových nosníkov 2x IPE180. Ich inštalácia bola veľmi náročná (výška profilu 10 m – obr. 5) a zastriekanie zvarenca problematické (dva IPE profily privarené k sebe IPE profilom v rastru 1 m, pričom vzdialenosť medzi hlavnými nosníkmi zvarenca bola iba 30 cm). V prípade, že ochranný dáždnik nebol navrhovaný pod stanoveným uhlom, resp. niektorá z mikropilót „ušla“ zo smeru, nebolo možné osadiť nosník presne. Následná profilácia podprofilov znamenala doslova deštruktívne práce.

Pre výrobu injektážnej zmesi použitej pre zainjektovanie vývrtoz používala injektážna stanica. Táto bola situovaná pred tunelom a zmes bola dopravovaná do čelby pod tlakom v špeciálnom potrubí. Toto riešenie, pre taliansku metódu obvyklé, malo veľa úskalí. Je síce pravda, že umiestnenie stanice v tuneli by bolo náročné tak z priestorového hľadiska, ako aj z hľadiska dodávky materiálov, no



Obr. 5 Osádzanie oblúkového nosníka  
Fig. 5 Installation of a steel arch

Regarding the mined tunnel section, the casting of the secondary lining was also divided into 4 phases, i.e. an inverted vault, footings, an upper vault and intermediate deck. The maximum distance between the excavation face and the completed concrete vault was strictly prescribed by the design to be 2.5-4 times the width of the tunnel profile, which means, in the best case, 4x14.4 = 58m. The distance of the casting of the invert and footings depended on this distance and the time. The invert and footings were cast during the time during which the front zone roof of the advance core and the excavation face were being stabilised; the distance from the excavation face was about 30m. The reinforced concrete invert was cast without formwork (stopends were moulded using B-system steel mesh); casting blocks were 9m long; the concrete structure was 900mm thick; C25/30 concrete grade was used. The footings were cast using a 12m long Cifa form. A 12m long Cifa travelling form was used for the casting of the upper vault. C25/30 grade aerated concrete without special requirements for chemical resistance was used. The minimum thickness of the upper concrete vault was 500mm; because of the fact that the casting was carried out beneath the pre-support canopy, the thickness climbed up to 1400mm. The travelling form for the casting of the intermediate deck was also manufactured by Cifa.

### 3.5 Comparison of the ADECO-RS and the NATM methods in terms of the realisation

The execution of the work under the conditions given by the ADECO-RS method meant interesting experience for us. The full-face excavation of the 120m<sup>2</sup> cross-sectional area tunnel under such bad geological conditions affected by water inflows was frequently an adrenaline sport. Compared to the NATM, we missed the possibility of operatively supporting the tunnel face in the situation where blocks were falling from the face; the only possibility was to stabilise it by steel fibre reinforced shotcrete. However, with the water inflows, the shotcrete fell from the muddy surface together with a layer of ground. The possibility of the application of KARI welded mesh to enhance the function of the shotcrete was limited. We could fix it only to the mostly frayed ends of GRP anchors. As a result, it many times happened that the entire supporting shotcrete detached from the face together with the KARI mesh. It was not possible to fix it by rock bolts because the only drilling rig available was the “giant” Casagrande, which was unsuitable and, first of all, non-operative (the shifting of the machine to the tunnel face took about 4 – 8 hours).

I considered as incomplete even the design for the application of the bulky steel arches consisting of 2x IPE180 sections. The installation of the arches was very difficult (the height of 10m – see Fig. 5) and the encasing of the weldments in shotcrete was problematic (two IPE sections welded together through an IPE section at 1m spacing, with the distance between the main girders of a mere 30cm). When the drilling for the canopy tube pre-support deviated from the designed angle or some of the tubes deviated from the direction, it was impossible to install the arch accurately. The subsequent profiling of the steel sections was, as a matter of fact, a destructive action.

A grout preparation station was used for the production of the mortar to be injected into boreholes. The station was located in front of the tunnel; the mortar was transported to the heading under pressure, through a special pipeline. This solution, which is customary for the Italian method, suffered from many drawbacks. On the one hand, it is true that locating the station inside the tunnel would have been complicated in terms of both the space and the supply of materials; on the other hand, the pipeline suffered from defects and, with respect to the intensity of the work in the tunnel, was susceptible to damage.

If I should summarise the comparison of the ADECO-RS and NATM methods from the contractor point of view, I would say that the great advantage of the NATM is its operativeness, the possibility to immediately respond in case of both deteriorated and improved geological conditions. This possibility is seen, above all, in the variability of the means of support and the mechanical equipment which is used when this method is applied. Owing to this possibility, the cost of the primary lining can be optimised. At the NATM, machines are exploited continually, without significant downtimes. As far as the ADECO-RS method is concerned, the system of the excavation support is virtually invariable, even in a case of changed geology. The only advantage of this system is the fact that not so much intense geotechnical monitoring is necessary and that the workers carry out “factory production operations”, without principal deviations. It was customary for our construction site that a geologist checked the heading twice a week, which is unthinkable for the NATM. The supervision was limited to the inspection of workmanship quality.

potrubie bolo poruchové a vzhľadom na intenzitu prác v tuneli aj náchylné na poškodenie.

Keby sme mali zhrnúť porovnanie metód ADECO-RS a NRTM z pohľadu realizátora prác, NRTM má obrovskú výhodu v operatívosti, teda v možnosti okamžite reagovať tak v prípade zhoršenia, ako aj zlepšenia geologických podmienok. Tá možnosť je predovšetkým vo variabilite zaistovacích prostriedkov a v strojnom vybavení používanom pri tejto metóde. Tým je možné optimalizovať náklady na primárne ostenie. Stroje sú pri NRTM využívané kontinuálne, bez väčších prestojov. V prípade ADECO-RS je spôsob zaistovania prakticky nemenný aj v prípade zmien v geológii, čo má výhodu len v tom, že nie je potrebný tak intenzívny geotechnický monitoring a pracovníci vykonávajú „továrenskú výrobu“ bez zásadných zmien. Na našej stavbe bolo bežné, že geológ kontroloval čelbu 2x za týždeň, čo pri NRTM nie je mysliteľné. Dozor sa obmedzoval na kontrolu kvality prevedenia prác.

#### 4 ZÁVĚR

Tunelovací metódy ADECO-RS i NRTM lze při použití příslušných doprovodných opatření nasadit ve stejném spektru geotechnických podmínek. Ačkoli se jedná o metódy využívající při dosažení stability výrubu obdobných prostředků, přístup každé z metod k technologickému postupu ražby i názoru na jeho optimalizaci je zcela odlišný.

Metoda NRTM dokáže velmi operativně zvládat změnu geotechnických podmínek a optimalizovat technologický postup výstavby i způsob zajištění stability výrubu s pozitivním dopadem na výši investičních nákladů. Vyžaduje podrobnější sledování chování horninového masivu během výstavby a vyšší odbornou zainteresovanost všech účastníků výstavby. Pro dosažení technických i ekonomických výsledků vyžaduje vytvoření transparentních pravidel na úrovni zadávací dokumentace, přesné specifikace výkonů a precizních smluvních vztahů zohledňujících rozdělení technologických i geologických rizik během výstavby. Optimálních výsledků lze dosáhnout při výstavbě tunelů v prostředí, které umožňuje plně využít samonosnosti horninového masivu a neklade zvláštní požadavky na omezení deformací nadloží tunelů. Při ražbě pod zástavbou dokáže použít taková opatření, která omezí vznik nežádoucích deformací. Přístup k chování horninového masivu umožňuje návrh subtilnějších konstrukcí primárního i sekundárního ostění, které bývá mnohdy provedeno z prostého betonu.

Metoda ADECO-RS používá k dosažení stability výrubu robustních prostředků a díky způsobu zajištění jádra před čelbou na vzdálenost odpovídající alespoň průměru tunelu není schopna dostatečně rychle reagovat na změnu geotechnických podmínek. Ražba na plný profil vyžaduje věnovat mimořádnou pozornost stabilitě čelby a bezpečnosti práce v oblasti čela tunelu. Požadavek na rychlé uzavírání klenby primárního i definitivního ostění klade vysoké nároky na koordinaci prací při souběhu ražby a betonáže definitivního ostění. Princip metody obecně zvyšuje zatížení obou ostění horninovým tlakem s dopadem do dimenzí i výše investičních nákladů. Autorem metody uváděné „zprůmyslnění výstavby“, kdy se cyklicky opakují stále stejné činnosti bez výraznější reakce na změnu geotechnických podmínek, zjednodušuje provádění jak z hlediska objednatele, tak zhotovitele. Dochází k tomu ale za cenu nárůstu investičních nákladů. Metoda je vhodná spíše do obtížných geotechnických podmínek s monotónním vývojem s přísným požadavkem na zajištění přípustné deformace nadloží.

**ING. PETER BALUŠÍK**, *peter.balusik@skanska.sk*,  
SKANSKA BS, a. s.,

**ING. LIBOR MAŘÍK**, *libor.marik@ikpce.com*,  
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

Recenzoval: Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.



Obr. 6 Tunel Monte Cuneo po dokončení

Fig. 6 Monte Cuneo Tunnel after completion

#### 4 CONCLUSION

Both the ADECO-RS and NATM tunnelling methods are applicable within the same spectrum of geotechnical conditions when the respective accompanying measures are implemented. Despite the fact that both methods use similar means to achieve stability of the excavation, their approaches toward the excavation process and their opinions on the optimisation of the process totally differ.

The NATM method is able to operatively cope with changes in geotechnical conditions and optimise both the construction process and the method for the stabilisation of the excavation, with a positive effect on the amount of the investment cost. It requires more detailed observation of the ground mass behaviour during the course of the construction and higher professional interest of all parties to the project. To achieve adequate technical and economic results, it requires developing transparent rules at the level of the final design, accurately specified outputs and precise contractual relationships, which allow for the apportionment of technical and geological risks during the course of the construction. Optimum results can be achieved during the tunnel construction in an environment which makes full exploitation of the self-supporting property of ground mass possible and does not impose special requirements for restriction of deformations in the tunnel overburden. It is capable of using such measures which restrict the development of undesired deformations when the excavation passes under existing buildings. The approach toward the behaviour of rock masses makes designing a slenderer primary lining, and also secondary lining, which is many times constructed of unreinforced concrete.

The ADECO-RS method uses robust means to achieve stability of the excavated opening; owing to the procedure which stabilises the advance core up to the distance from the face equal, at least, to the tunnel diameter, it is not able to sufficiently quickly respond to a change in geotechnical conditions. The full-face excavation requires extraordinary attention to the stability of the excavation face and safety at work in the area of the tunnel heading. The requirement for quick closing of the primary and secondary linings by an invert imposes special requirements for coordination of the excavation and final lining casting operations, which are performed concurrently. The principle of the method generally increases the loads exerted on both linings by the ground pressure, with an impact on both the dimensions and investment costs. The "industrialisation of construction", which is referred to by the author of the method, which means cyclic repetition of the same operations, without significant responses to changes in geotechnical conditions, simplifies the construction work from the viewpoint of both the client and the contractor. Although, this simplification is achieved at the expense of increased investment costs. The method is suitable rather for difficult geotechnical conditions characterised by monotonous background, where a strict requirement for guaranteeing allowable deformations in the overburden is imposed.

**ING. PETER BALUŠÍK**, *peter.balusik@skanska.sk*,  
SKANSKA BS, a. s.,

**ING. LIBOR MAŘÍK**, *libor.marik@ikpce.com*,  
IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.

#### LITERATURA / REFERENCES

Prof. eng. Pietro Lunardi, Lunardi Consulting Engineers Milan, The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rock and soil, T&T International ADECO-RS Approach May 2000, Page 3-30.

# HLOUBENÉ TUNELY KLASICKÉHO TYPU NA STAVBĚ TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA BLANKA COMPLEX OF TUNNELS – CLASSICAL CUT-AND-COVER TUNNELS

PAVEL ŠOUREK

## 1. ÚVOD

Tunelový komplex Blanka na Městském okruhu (MO) v Praze jistě není nutné čtenářům časopisu Tunel představovat. Obecný zevrubný popis této významné podzemní stavby byl otištěn již v číslech 1/2006 a 3/2007. Samostatným vybraným tématům přípravy a realizace se věnovaly i další otištěné články a bude tomu tak i do budoucna. Jen pro přehlednost si v úvodu uvedme alespoň některé základní údaje o celém projektu. Tunelový komplex Blanka představuje vedení hlavní trasy MO v 5,5 km dlouhém tunelovém úseku. Z celkového počtu více než 12 km tunelových trub připadá 5,5 km na tunely prováděné jako ražené a cca 6,5 km na tunely realizované z povrchu jako hloubené. Výstavba započala v roce 2005, hlavní stavební činnost se pak rozeběhla v červenci roku 2007, a to na ražbách tunelu ŠPELC a na výstavbě hloubených tunelů. Tento článek se podrobněji věnuje tématu hloubených tunelů prováděných klasickou metodou.

## 2. ROZSAH HLOUBENÝCH TUNELŮ

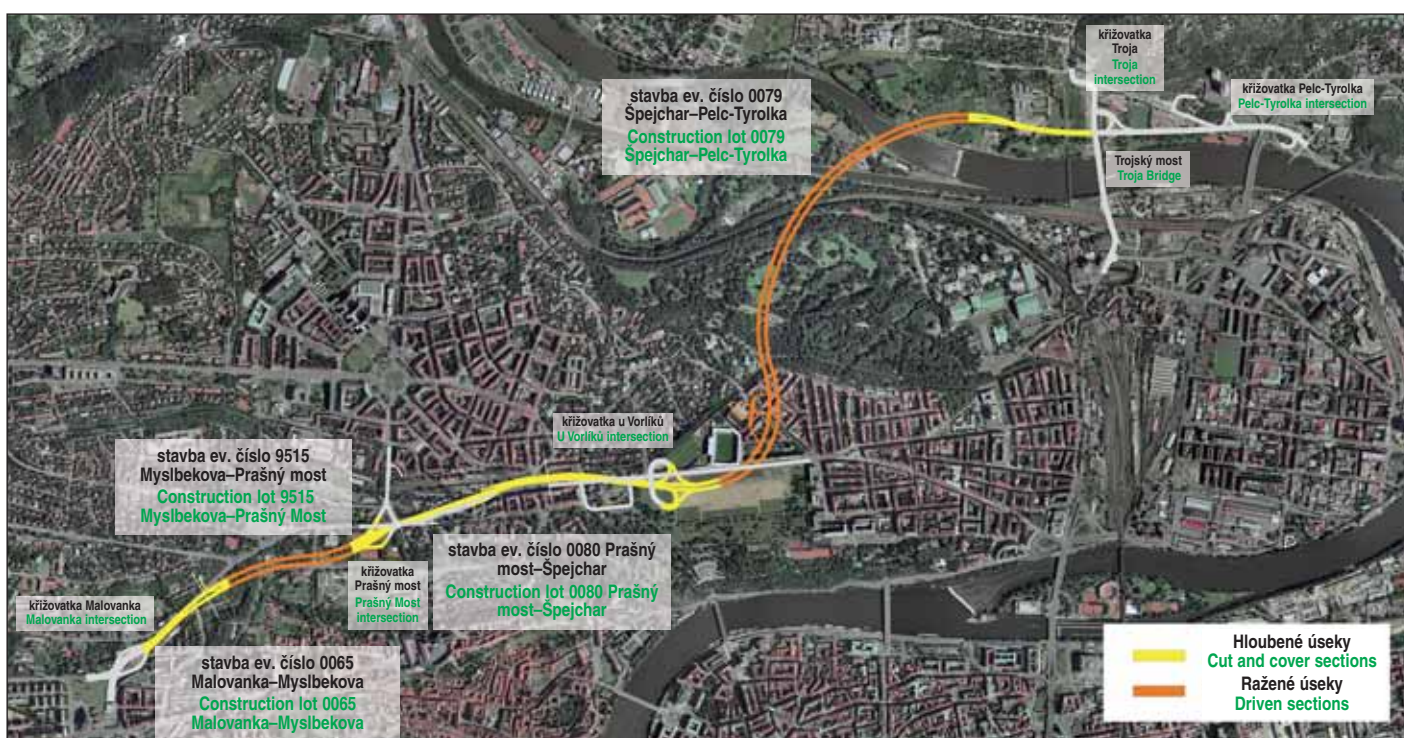
Úseky trasy tunelového komplexu Blanka prováděné jako hloubené jsou navrženy jednak v portálových částech navazujících na ražené tunely (ŠPELC a MYPRA), dále v místech s komplikovanou dispozicí (křižovatky, podzemní objekty) a v úsecích s vedením trasy MO s nadloží neumožňujícím rozvinutí ražených tunelů. Dispozičně se jedná převážně o dvoupruhové a třípruhové tunely, v jisté míře je ovšem využito i profilů výrazně větších (rozplety). Podzemní hloubené rozplety na trase MO jsou umístěny na Malovance, na Prašném mostě, na Letné a v Troji a je dosaženo

## 1. INTRODUCTION

Certainly, the Blanka complex of tunnels on the City Circle Road (CCR) in Prague does not have to be introduced to readers of TUNEL magazine. A general detailed description of this significant project was published in issues 1/2006 and 3/2007 of the magazine. Separate selected topics of the planning and implementation of the project were dealt with even in other published papers and the publishing will continue even in the future. Only for the sake of transparency, let me present at least some basic data on the entire project in the beginning. The Blanka complex of tunnels comprises a 5.5km long tunnelled section of the main CCR route. Of the total length of the over 12km long tunnel tubes, the mined tunnels and cut-and-cover tunnels take 5.5km and 6.5km respectively. The construction operations started in 2005; the main construction work commenced in July 2007, namely by driving the ŠPELC tunnel and constructing cut-and-cover tunnels. This paper deals in more detail with the topic of cut-and-cover tunnels constructed by the classical method.

## 2. EXTENT OF CUT-AND-COVER TUNNELS

Cut-and-cover tunnel sections of the Blanka complex of tunnels have been designed for the pre-portal parts linking to mined tunnels (the ŠPELC and MYPRA tunnels), for complicated configuration locations (intersections, underground structures) and for the sections where the CCR route runs under a cover which does not allow the construction of mined tunnels. In terms of the cross section configuration, the cut-and-cover tunnels have mostly



Obr. 1 Celková situace hloubených tunelů

Fig. 1 Overall layout of cut-and-cover tunnels

rozpětí stropních desek až 26 m při zpětném zásypu přesahujícím i 6 m.

Celkem se jedná o tři hloubené tunelové úseky:	STT	JTT
– úsek Malovanka–Myslbekova (Patočkova ulice)	546 m	539 m
– úsek Prašný most–Letná (v třídě Milady Horákové)	1621 m	1609 m
– úsek hloubených tunelů Trója	550 m	549 m

Pro řešení nosných konstrukcí hloubených tunelů je využito dvou základních metod hloubených tunelů:

- klasická metoda hloubených tunelů budovaných z povrchu do otevřené zajištěné stavební jámy, s pláštovou izolací z bentonitových rohoží (výjimečně s fóliovou izolací – v prostoru Malovanky);
- modifikovaná milánská metoda (metoda čelního odtěžování pod ochranou konstrukčních podzemních stěn a stropu, nebo taky metoda „želva“) s konstrukcemi ostění z vodonepropustného betonu.

Hloubené tunely realizované s čelním odtěžováním jsou navrženy v místech s velmi stísněnými prostorovými podmínkami a v místech s nutností minimalizace časového omezení záboru na povrchu. Jde o úsek vedení tunelového komplexu Blanka v prostoru třídy Milady Horákové, od Letné po Prašný most, délky cca 1 km. Doposud bylo vybudováno touto technologií přibližně 100 m na Letné. S ohledem na velmi malý rozsah prací doposud provedených na tomto úseku hloubených tunelů a s ohledem na rozsah tohoto článku není jejich technické řešení a provádění více popsáno. Budiž toto téma probráno podrobněji v některém z budoucích čísel časopisu Tunel.

Klasické hloubené tunely jsou využity jednak v celém úseku hloubených tunelů Trója, kde je dostatek prostoru pro rozvinutí stavebních jam, a potom v komplikovaných křížovkových a portálových úsecích tunelů na Letné, na Prašném mostě a dále v celém úseku Malovanka–Myslbekova v prostoru Patočkovy ulice. Celková délka všech tunelových trub provedených klasickou hloubenou metodou dosahuje 4,5 km (obr. 1). Ve výstavbě je doposud úsek v trojské a letenské stavební jámě.

### 3. GEOLOGICKÉ POMĚRY

Geologická stavba území odpovídá umístění do tzv. pražské pánve, dílčího sedimentačního prostoru barrandienského synklinoria, v němž je skalní podloží tvořeno zvrásněným komplexem aleuropelitických břidlic, drob, pískovců a křemenců paleozoického stáří (ordovik). Mladší geologické útvary jsou zastoupeny až kvartérmími pokryvy (eolické, deluviální a fluviální sedimenty) s přerývanými antropogenními sedimenty (navážky) jako důsledek stavební činnosti.

double-lane and three-lane roadways; although, they comprise even significantly larger cross-section stretches (we structures). Cut-and-cover wye structures on the CCR route are located at Malovanka, Prašný Most, in Letná and Troja; the spans of roof decks reaches up to 26m at the backfill thickness even exceeding 6m.

There are three cut-and-cover tunnel sections in total there:

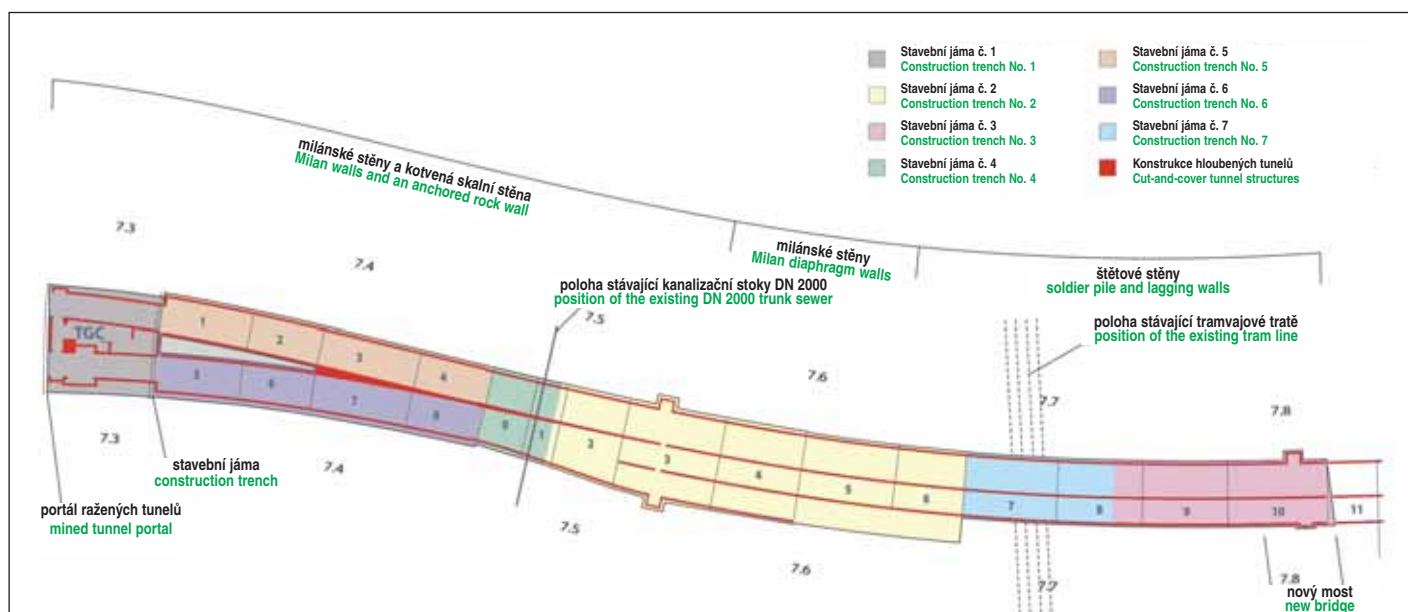
	NTT	STT
– Malovanka–Myslbekova (Patočkova Street) section	546m	539m
– Prašný Most–Letná (under Milady Horákové Street) section	1621m	1609m
– Troja cut-and-cover tunnel section	550m	549m

The following two basic cut-and-cover tunnel construction methods are used for the construction of load-bearing tunnel structures:

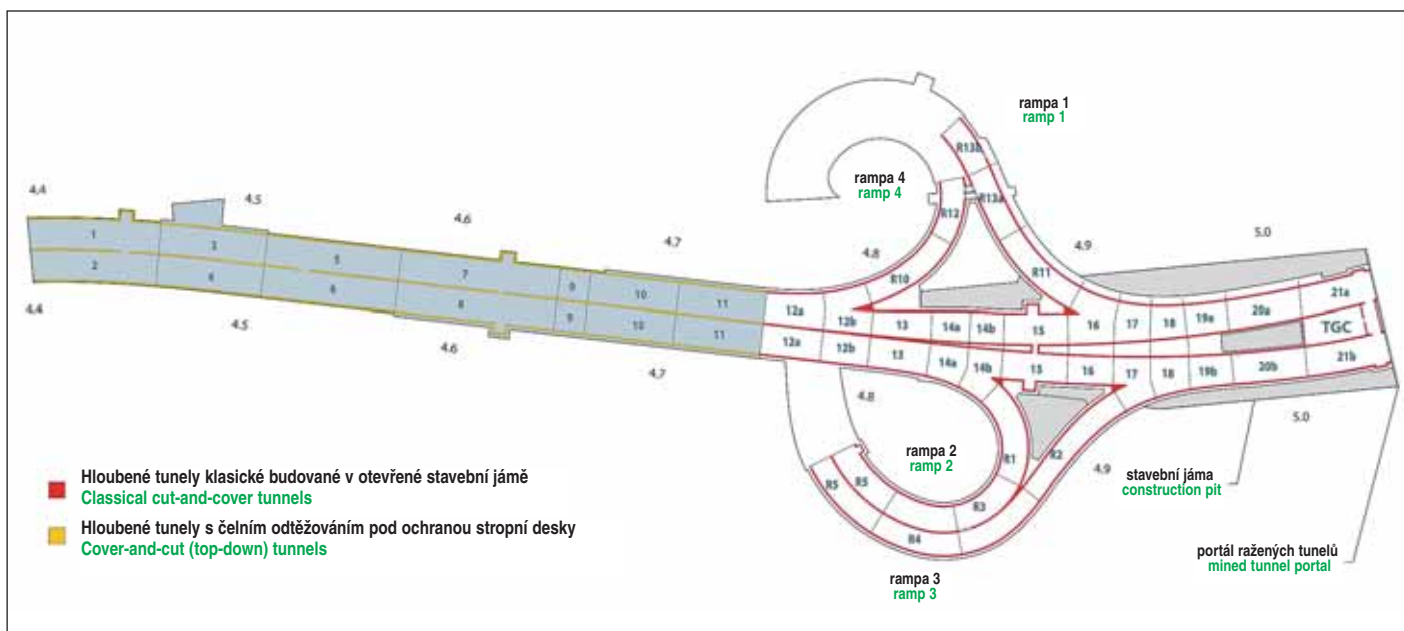
- the classical cut-and-cover method, where tunnels are built from the surface, in an open construction trench (stabilised sides), and provided with a waterproofing jacket consisting of bentonite mats (waterproofing membranes only exceptionally – in the area of Malovanka);
- a modified Milan method (top-down excavation between structural diaphragm walls and under a roof deck, or also the “turtle” method), with water-retaining concrete lining structures.

The cut-and-cover tunnels which will be constructed by the top-down excavation process are designed for very constrained space locations and locations where the duration of the land use for construction must be minimised. This section of the Blanka complex of tunnels runs in the footprint of Milady Horákové Street, from Letná to Prašný Most, at the total length of about 1km. Till now, about 100m of the tunnel structure has been completed by this method in Letná. Because of the fact that the extent of the work which has been completed on this section of cut-and-cover tunnels is very small, and taking into consideration the extent of this paper, the design and construction process is not described in more detail. Let us deal with this topic in some of the future issues of TUNEL magazine.

Classical cut-and-cover tunnels are used for the whole cut-and-cover tunnel section in Troja, where there is a sufficient space for the excavation of construction trenches, and at complicated intersections and portal sections in Letná, Prašný Most, and throughout the Malovanka-Myslbekova Street section running along Patočkova Street. The total length of all tunnel tubes constructed by the classical cut-and-cover method reaches 4.5km (see Fig. 1). The sections in the Troja and Letná construction trenches have still been under construction.



Obr. 2 Situace hloubených tunelů v jámě Trója  
Fig. 2 Layout of cut-and-cover tunnels in the Troja construction trench



Obr. 3 Situace hloubených tunelů v jámě Letná

Fig. 3 Layout of cut-and-cover tunnels in the Letná construction trench

V trojské stavební jámě jsou pokravné útvary reprezentovány především fluviálními–náplavovými sedimenty (hlíny až písčité hlíny mocnosti 0,6–1,7 m) a fluviálními sedimenty údolní maninské terasy (špatně zrněné písky a štěrky s obsahem valounů křemene ve svrchních partiích velikosti do 8 cm, hlouběji do 15 cm, při skalní bázi i větší balvany). Nad těmito sedimenty se nacházejí antropogenní sedimenty (navážky, mocnost do 1,5 m). Skalní podloží tvoří souvrství dobrotivské, které je zastoupeno fací skaleckých křemenců, převážně ve vývoji drobových a jílovitopísčitých břidlic až prachovců, s ojedinělými lavicemi křemenců. Jedná se horniny obtížně rozpojitelné, které odolávají zvětrávání. Úroveň hloubky skalní báze je cca 7–8 m pod povrchem.

Ve stavební jámě na Letné jsou zastíženy především eolické – naváté sedimenty (spraše a sprašové hlíny mocnosti cca 5–17 m) a fluviálními sedimenty dejvické terasy (písky až písčité štěrky s místy obsahujícími vyšší podíl jílových a prachových částí), mocnosti průměrně 4 m nad skalní podloží. Skalní podloží zde tvoří souvrství letenské ve vývoji monotónním (písčité břidlice bez křemenců), nebo flyšovém (písčité břidlice–droby s vrstvami křemenných pískovců a křemenců). Proti zvětrání je monotónní vývoj málo odolný, zatímco flyšový je poměrně odolný. Úroveň hloubky skalní báze je cca 6–9 m pod povrchem.

Podzemní voda ve stavební jámě v Tróji je přímo vázaná na údolní nivu a terasu Vltavy, zatímco na Letné je podzemní voda v pokravných útvarech vázaná na vysoce průlinově propustný kolektor tvořený převážně písky a štěrky, jehož napájení je zajištěno především atmosférickými srážkami a dále od brusnického a dejvického potoka. Agresivita podzemní vody dosahuje stupně XA1.

#### 4. ŘEŠENÍ STAVEBNÍCH JAM HLOUBENÝCH TUNELŮ

Hloubené tunely klasické jsou navrženy vždy do otevřené stavební jámy zajištěné buď podzemními, záporovými, štětovými nebo mikropilotovými stěnami, případně svahováním nebo kotvenou skalní stěnou.

V prostoru trojské stavební jámy (obr. 2), která je zároveň využívána jako jediný přístup k ražbě tunelů ŠPELČ, je s ohledem na bezprostřední blízkost Vltavy využito kotvených podzemních a štětovnicových stěn vetknutých do nepropustného podloží a sloužících zároveň jako těsnící stěny. V hlubších úrovních stavební jámy jsou potom kotvené skalní stěny. Maximální hloubka jámy dosahuje 24 m.

V letenské stavební jámě (obr. 3) bylo pro zajištění výkopů využito kotvených záporových stěn, pouze portál ražených tunelů je zajištěn pilotovou stěnou. Maximální hloubka jámy je 24,5 m. Při provádění hloubení letenské stavební jámy vyvstal problém výrazného sedání některých záporových stěn způsobený svíslou

### 3. GEOLOGICAL CONDITIONS

The geological structure of the area corresponds to the structure of a location in the so-called Prague Basin, which is a partial sedimentation area the Barrandean Synclinorium, where the bedrock is formed by a folded complex of aleuropelitic shales, greywacke, sandstone and quartzite of the Palaeozoic age (the Ordovician Period). Younger geological formations are represented by Quaternary covers (Eolithic, deluvial or fluvial sediments), overlapped by anthropogenic sediments (made ground) resulting from construction activities.

In the area of the Troja construction trench, the capping mass is formed first of all by fluvial-aluvial sediments (loams to sandy loams, thickness of 0.6-1.7m) and fluvial sediments of the Maniny flood-plain terrace (poorly graded sands and gravels containing quartzite cobbles up to 8cm in the upper parts, and deeper up to 15cm, even bigger boulders closer to the bedrock). Anthropogenic sediments (made ground layers up to 1.5m thick) are found above these sediments. The bedrock consists of the Dobrotiv Member, which is represented by Skalec quartzite facies, found within greywacke shale and clayey-sandy shale to siltstone layers and isolated quartzite beds. These rocks are difficult to disintegrate, resistant to weathering. The bedrock is found about 7-8m deep under the surface.

In the area of the Letná construction trench, the encountered geology consists above all of Eolithic-aeolian sediments (loess and secondary loess layers about 5.0-17.0m thick) and fluvial sediments of the Dejvice Terrace (sands to sandy gravels, locally containing a higher proportion of clayey and silt particles), forming layers above the bedrock 4m thick on average. The bedrock is formed by the monotonous background Letná Member (sandy shales without quartzite) or the flysh background Letná Member (sandy shales-greywacke containing layers of quartzose sandstone and quartzite). The monotonous background rocks are little resistant to weathering, whereas the flysh background rocks are relatively resistant. The bedrock is at the depth of about 6-9m under the surface.

Ground water in the Troja construction trench is directly bound to the Vltava River flood plain and terrace, while in Letná, ground water in the cover is bound to a highly intrinsically permeable collector consisting mainly of sands and gravels; it is fed first of all by atmospheric precipitation, but also by the Brusnice and Dejvice Brooks. The ground water corrosivity reaches the degree of XA1.

#### 4. CONSTRUCTION TRENCHES FOR CUT-AND-COVER TUNNELS

All of the classical cut-and-cover tunnels are constructed in open trenches with the sides stabilised by diaphragm walls, revetment

**Legenda / Legend****Skladba konstrukcí: / Composition of structures:****A – strop A – roof deck**

- betonová mazanina tl. 50 mm s kari sítí - concrete screed 50mm thick with KARI mesh
- PE fólie, tl. 0,15 mm - PE membrane 0.15mm thick
- bentonitový kompozit Dual Seal - Dual Seal bentonite composite
- železobetonový strop beton C 30/37 s PP vlákny XF2
- Roof deck – C 30/37 reinforced concrete with PP fibres - XF2

**B – stěna se zásypem B – backfilled wall**

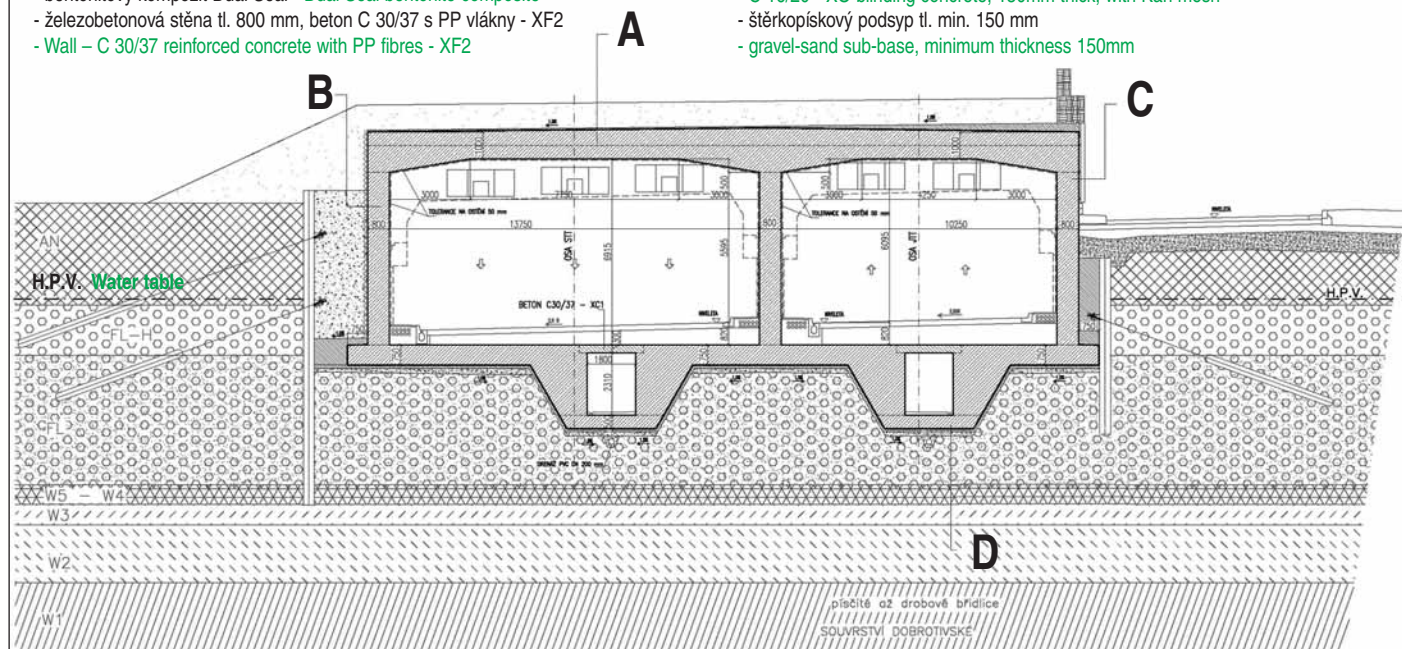
- hutněný zásyp se zrny max. 32 mm - compacted backfill, maximum grain size 32mm
- ochranná geotextilie 800 g/m<sup>2</sup> - protective geotextile 800 g/m<sup>2</sup>
- bentonitový kompozit Dual Seal - Dual Seal bentonite composite
- železobetonová stěna tl. 800 mm, beton C 30/37 s PP vlákny - XF2
- Wall – C 30/37 reinforced concrete with PP fibres - XF2

**C – stěna s dřevěným obkladem C – Wood clad wall**

- dřevěný obklad - wood cladding
- stěrka Aquafin 2K - Aquafin 2K compound
- krystalizační nátěr Aquafin IC - Aquafin IC crystalline coat
- železobetonová stěna tl. 800 mm, beton C 30/37 s PP vlákny - XF2
- Wall – C 30/37 reinforced concrete with PP fibres - XF2

**D – dno a základová deska D – bottom**

- železobetonová deska, beton C 25/30 – XC1 - C 25/30 reinforced concrete slab – XC1
- bentonitová rohož Voltex - Voltex bentonite mat
- PE fólie, tl. 0,15 mm - PE membrane 0.15mm thick
- ochranná geotextilie 150 g/m<sup>2</sup> - protective geotextile 150g/m<sup>2</sup>
- podkladní beton C 16/20 – XO, tl. 150mm s kari sítí
- C 16/20 - XO blinding concrete, 150mm thick, with Kari mesh
- štěrkopískový podsyp tl. min. 150 mm
- gravel-sand sub-base, minimum thickness 150mm



Obr. 4 Příčný řez krabicovými tunely  
Fig. 4 Cross section through tunnel boxes

silovou složkou od předpínaných horninových kotev a snížením únosnosti podložních vrstev spráše, do kterých jsou vetknuty paty zápor vlivem jejich zvodnění. Pro zachycení těchto silových účinků a zabránění dalších svislých posunů (max. dosažené až 21 cm s vykloněním stěn až 15 cm) byly v patách zápor navrtány mikropiloty, které se pomocí stykových plechů spojily nosnými svary se záporami.

V obou případech, jak na Letné, tak i v Tróji, je celá stavební jáma rozdělena do jednotlivých dílčích částí odpovídajících postupu výstavby s ohledem na přeložky inženýrských sítí a povrchových dopravních tras.

## 5. KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ KLASICKÝCH HLOUBENÝCH TUNELŮ

Dispoziční řešení profilu tunelu odpovídá požadavkům ČSN 73 75 07/ 2006. Průřezní profil je výšky 4,5 m, šířka jízdních pruhů je 3,5 m, šířka vodicích proužků je 0,5 m, návrhová rychlost v trase MO činí 70 km/h. Maximální podélný sklon v trase MO je 5%, v rampě 8%, minimální směrový poloměr je 218 m, v rampě 38 m.

Konstrukční uspořádání v příčném řezu hloubenými tunely představuje typickou masivní rámovou konstrukci působící jako spojitý uzavřený rám (obr. 4) o dvou až třech polích se společnou střední stěnou (stěnami). Nosnou konstrukci tunelu tvoří spodní základová deska (tloušťky převážně 750 mm nebo 1000 mm) se stěnami a stropem. V trojském úseku je lokálně v místě s větší výškou zpětných zásypů u raženého portálu využito i hloubených tunelů s horní klenbou (obr. 5). Tloušťka stěn a klenby je 800 mm, tloušťka stropu je min. 1000 mm s náběhy ke stěnám 500 mm na délku 3 m. Konstrukce jsou převážně monolitické železobetonové z betonu třídy C30/37, základové části potom z betonu C25/30. Výztuž je volná vázaná třídy 10 505-R, doplněná svařovanými sítěmi KARI.

walls, soldier pile and lagging walls, sheet pile walls or micropile walls; somewhere sloped sides or anchored rock walls are designed.

In the area of the Troja construction trench (see Fig. 2), which is simultaneously used as the only access to the ŠPELC tunnel headings, anchored diaphragm and sheet pile walls are used. With respect to the close vicinity of the Vltava River, the walls are embedded in the impermeable bedrock to act, at the same time, as cut-off walls. Anchored rock walls are at deeper levels of the construction trench. The maximum depth of the trench reaches 24m.

In the Letná construction trench (see Fig. 3), anchored soldier pile and lagging walls were used for the excavation support; only the portal of mined tunnels is supported by a pile wall. The maximum depth of the trench is 24.5m. During the excavation of the Letná construction trench, a problem arose: some soldier beam and lagging walls started to significantly settle as a result of the action of the vertical component of forces induced by pre-stressed rock anchors and owing to the reduced bearing capacity of the underlying loess layers, in which the soldier pile sockets are embedded, resulting from the water saturation of the layers. Micropiles were installed at the bottom of the soldier piles, which were connected through joint plates to the soldier piles using load bearing welds, with the aim of preventing the effects of these forces and the subsequent vertical movements (the maximum subsidence of up to 21cm was reached, with the wall deflection from vertical of up to 15cm).

In both cases, in Letná and Troja, the entire construction trench is divided into individual partial sections, corresponding to the construction progress stages, designed with respect to the needs for relocation of utility networks and surface transportation routes.

Krytí výztuže betonem je u obou povrchů stanoveno na 50 mm. Podle místa uložení betonu je využito tříd agresivity prostředí XF2 – pro konstrukce nad vozovkou, XC1 – pro konstrukce pod vozovkou. Do směsi betonu konstrukcí stěn a stropu, případně horní klenby jsou přimíchána polypropylenová vlákna (2 kg PP vláken na 1 m<sup>3</sup> s délkou vlákna 6 mm a průměrem 0,018 mm), jako ochrana proti vlivu požáru na ztrátu únosnosti, resp. odprýskávání betonu krycí vrstvy výztuže. Do nosných konstrukcí tunelu ještě patří deska nesoucí vozovku nad instalačním kanálem – mostovka. Ta je pnutá příčně jako prostá deska tloušťky 300 mm z betonu C30/37.

Vodotěsná izolace tunelu je navržena jako uzavřená plášťová na bázi izolačních bentonitových rohoží, vždy s doplňujícími prvky pro dotěsnění dilatačních a pracovních spár (těsnicí plechy s bitumenovým povrchem a PVC dilatační těsnicí pásy). Využito je rohoží VOLTEX doplněných PE fólií tl. 0,15 mm a podkladní geotextilií 150 g/m<sup>2</sup> pro základovou část tunelů a kompozitů DUAL SEAL pro stěny a strop (klenbu), ochráněných před prováděním zpětných zásypů buď betonovou mazaninou tl. 50 mm, nebo geotextilií 800 g/m<sup>2</sup>, resp. 1500 g/m<sup>2</sup> u klenbových tunelů. Zpětný zemní zásyp u izolace je s ohledem na bezpečnost proti proražení navržen z frakce o max. 32 mm.

Betonáž jednotlivých konstrukčních prvků tunelu probíhá většinou proudovou metodou po sekcích do systémového bednění. Délka pracovních záběrů je převážně 12 m, tato délka byla zvolena s ohledem na úspory v podélné výztuži (prořezy). Tři pracovní sekce jsou obvykle propojeny podélnou výztuží do dilatací délky cca 40 m.

## 6. PŘEDPOKLADY NÁVRHU OSTĚNÍ HLOUBENÝCH TUNELŮ

Oproti zadávací dokumentaci, kde bylo postupováno ještě podle starších českých norem, je při tvorbě dokumentace realizačně postupováno již podle platných ČSN Eurocode, a to 1990–1992 a 1997. Důležitými předpoklady návrhu ostění je uvažování životnosti díla minimálně 100 let, třída agresivity okolního prostředí XA1 (šířka trhlin), požární odolnost REI 180, budoucí využití povrchu nad tunelem, požadavky investora a budoucího správce tunelu a samozřejmě možnosti zhotovitele stavby. Požadavky na konstrukce tunelů byly již v průběhu tvorby zadávací dokumentace stavby vloženy, s uvažováním specifických podmínek v pražském prostředí, do samostatné části nazvané – Technické specifikace a rozdělené podle jednotlivých stavebních částí podle vzoru TP pro ŘSD ČR.

## 5. CLASSICAL CUT-AND-COVER TUNNELS – STRUCTURAL DESIGN

The tunnel cross-section design corresponds to the requirements of ČSN 73 7507/ 2006 standard. The clearance profile is 4.5m high; traffic lanes are 3.5m wide; the edge line is 0.5m wide; the design speed along the CCR route is 70kph. The maximum longitudinal gradients of the tunnels on the CCR route and on ramps are 5% and 8% respectively; the minimum radius of a horizontal curve on the tunnel route and on a ramp is 218m and 38m respectively.

The structural design of the cross section through the cut-and-cover tunnels is a typical massive frame, acting as a continuous, two-span or three-span closed frame (see Fig. 4) with a common dividing wall (dividing walls). The load-bearing structure of the tunnel consists of a foundation slab at the bottom (mostly 750mm or 1000mm thick), walls and a roof deck. In the Troja section, cut-and-cover tunnels with an upper vault are locally used (see Fig. 5) at the portal, where the backfill is thicker. The walls and the vault are 800mm thick; the minimum thickness of the haunched roof deck is 1000mm (500mm high and 3m long haunches). Cast-in-situ reinforced concrete structures are mostly designed using C30/37 grade concrete; C25/30 concrete grade is used for foundation slabs. The 10 505-R class tie-up reinforcement is supplemented by KARI welded mesh. The concrete cover is required to be 50mm on both surfaces. Exposure grades are used depending on the placement location: XF2 and XC1 exposure grades are used for structures above the roadway level and under the roadway level respectively. Polypropylene fibres are added to the concrete mixture for the walls and the roof deck or the upper vault (2kg of 6mm long and 0.018mm diameter PP fibres per 1m<sup>3</sup>) as protection against the effect of a fire on the loss of the load-bearing capacity or spalling of the concrete cover. Another part of the load-bearing structures is the road deck, which is a slab carrying the roadway above the utility duct. It is tensioned transversally, as a simple plate, 300mm thick, of C30/37 grade concrete.

The tunnel waterproofing is a closed jacket consisting of bentonite mats, always with supplementary elements for additional sealing of expansion and construction joints (bitumen coated sealing metal sheets and PVC joint sealing waterbars). VOLTEX bentonite geotextile waterproofing sheets (15mm thick PE membrane; 150g/m<sup>2</sup> geotextile) are used for the tunnel foundation structure,

### Legenda / Legend

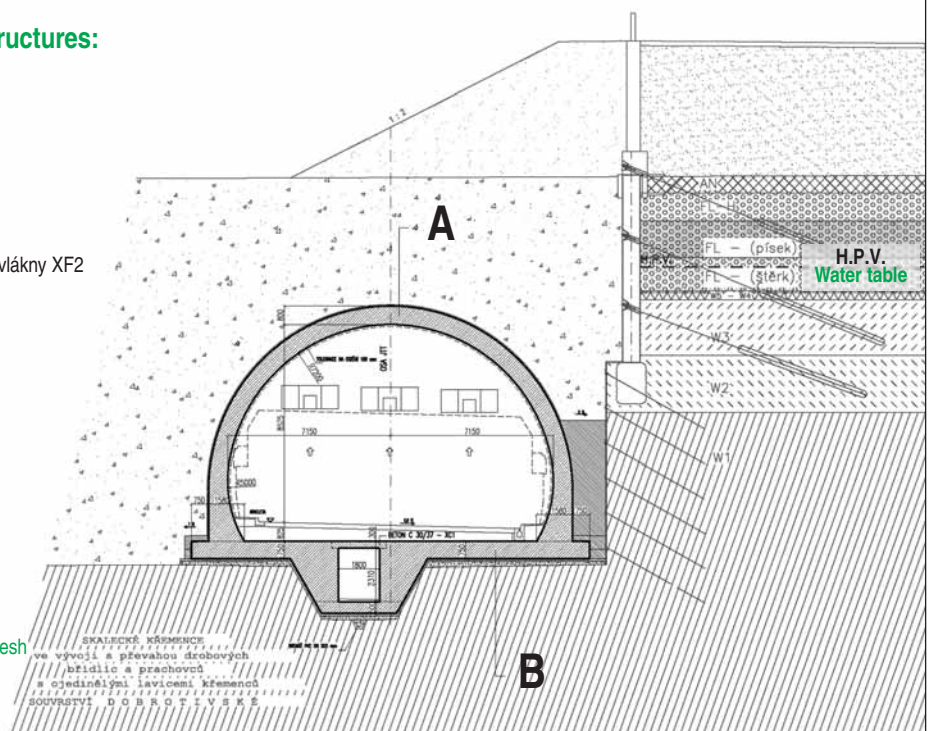
#### Skladba konstrukcí / Composition of structures:

##### A – klenba tunelu A – tunnel vault

- svařovaná síť, oka 50/50 mm, tl. drátu 2 mm
- welded mesh on a 50 mm x 50 mm grid; 2mm thick wires
- ochranná geotextilie 1500 g/m<sup>2</sup>
- protective geotextile 1500g/m<sup>2</sup>
- bentonitový kompozit Dual Seal
- Dual Seal bentonite composite
- klenbový železobetonový strop tl. 800 mm, C 30/37 s PP vlákny XF2
- vaulted roof deck 800mm thick;
- reinforced concrete C 30/37 with PP fibres – XF2

##### B – dno B – bottom

- železobetonová deska, beton C 25/30 – XC1
- C 25/30 reinforced concrete slab – XC1
- bentonitová rohož Voltex
- Voltex bentonite mat
- PE fólie, tl. 0,15 mm
- PE membrane 0.15mm thick
- ochranná geotextilie 150 g/m<sup>2</sup>
- protective geotextile 150g/m<sup>2</sup>
- podkladní beton C 16/20 – XO, tl. 150 mm s kari sítí
- C 16/20 - XO blinding concrete, 150mm thick, with Kari mesh
- štěrkopískový podsyp tl. min. 150 mm
- gravel-sand sub-base, minimum thickness 150mm



Obr. 5 Příčný řez klenbovým tunelem

Fig. 5 Cross section through the vaulted tunnel



**Legenda / Legend****Skladba konstrukcí: / Composition of structures:****A – strop A – roof deck**

- betonová mazanina tl. 50 mm s kari sítí - concrete screed 50mm thick with KARI mesh
- PE fólie, tl. 0,15 mm - PE membrane 0.15mm thick
- bentonitový kompozit Dual Seal - Dual Seal bentonite composite
- železobetonový strop beton C 30/37 s PP vlákny XF2
- Roof deck – C 30/37 reinforced concrete with PP fibres - XF2

**B – levá stěna B – left-side wall**

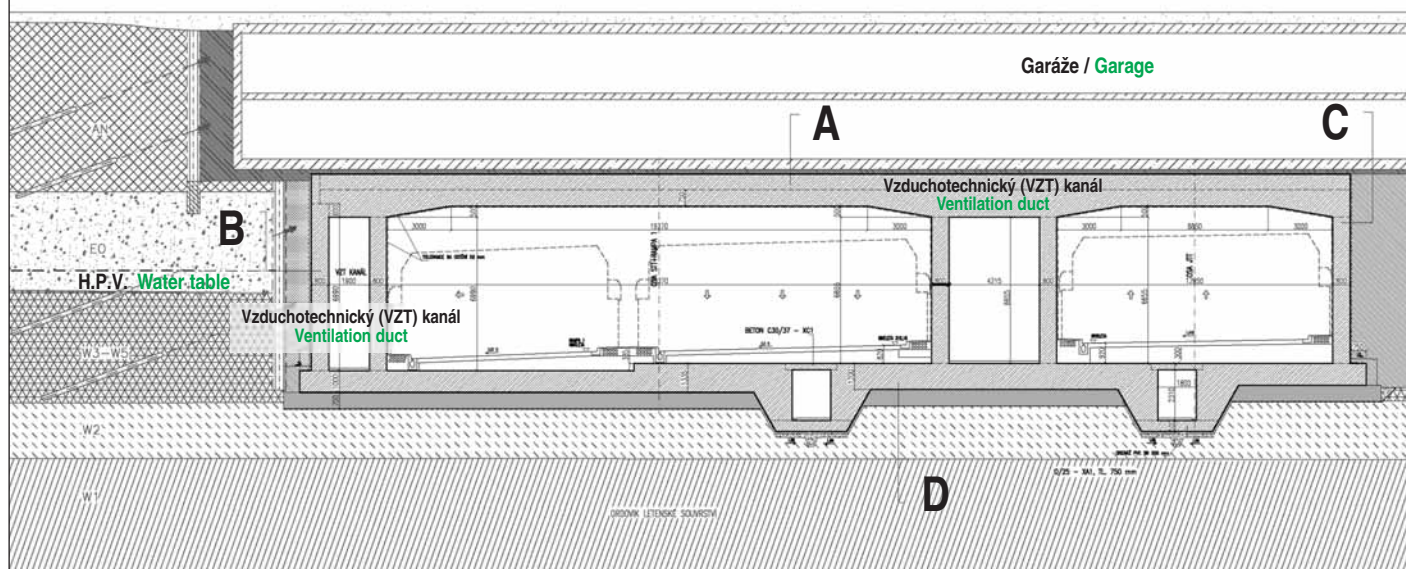
- samotuhnoucí sprašová suspenze, pevnost 0,8 MPa
- self-setting loess suspension; 0.8MPa strength
- ochranná geotextilie 800 g/m<sup>2</sup> - protective geotextile 800g/m<sup>2</sup>
- bentonitový kompozit Dual Seal - Dual Seal bentonite composite
- železobetonová stěna tl. 800 mm, beton C 30/37 s PP vlákny - XF2
- Wall - C 30/37 reinforced concrete with PP fibres - XF2

**B – pravá stěna C – right-side wall**

- výplňový beton C 16/20 XO - C 16/20 XO non-structural concrete
- ochranná geotextilie 800 g/m<sup>2</sup> - protective geotextile 800g/m<sup>2</sup>
- bentonitový kompozit Dual Seal - Dual Seal bentonite composite
- železobetonová stěna - reinforced concrete wall

**D – dno a základová deska uprostřed D – middle bottom**

- železobetonová deska, beton C 25/30 – XC1
- C 25/30 – XC1 reinforced concrete slab
- bentonitová rohož Voltex - Voltex bentonite mat
- PE fólie, tl. 0,15 mm - PE membrane 0.15mm thick
- ochranná geotextilie 150 g/m<sup>2</sup> - protective geotextile 150g/m<sup>2</sup>
- roznášecí práh C 20/25 – XA1, tl. 750 mm se sítí kari
- spread plinth 750mm thick; C 20/25 – XA1 concrete with Kari mesh
- geomříž Duogrid 65/65 B25FM - Duogrid 65/65 B25FM geogrid
- upravené podloží - treated sub-base

**Obr. 6 Příčný řez rozpletem****Fig. 6 Cross section through a wye structure**

Vnitřní síly a deformace ostění se počítají pomocí numerických modelů metodou konečných prvků s uvažováním všech reálných zatížení. Jedná se především o tato zatížení, resp. jejich kombinace:

- vlastní tíha,
- zatížení od zemního tlaku,
- hydrostatický tlak podzemní vody (včetně natlakování při povodni – platí pro úsek Trója),
- smrštění a dotvarování betonu ostění,
- vliv teploty (ochlazení/oteplení),
- zatížení od dopravy nad stropem (automobily, tramvaje, přesun mostní konstrukce),
- technologická zatížení, atd.

S ohledem na neurčitost skutečného budoucího využití povrchu terénu nad hloubenými tunely je dále uvažována jakási „rezerva“ zatížení, která je zavedena jako 1 m zemního zásypu navíc. To v budoucnu umožní případně menší úpravy terénu nad tunelem bez potřeby zesilovat ostění tunelu.

Statické výpočty se provádějí jednak v typických profilech co do tvaru, zatížení a geologického podloží, a dále potom v místech nejneprůzračněji zatížených profilů, v místech s největším rozpětím apod. Samostatně jsou řešeny prostorově komplikované části pomocí 3D statických modelů. Posuzovány jsou kromě mezní únosnosti rovněž deformace konstrukce tunelu, sednutí tunelu (resp. podloží), napětí v základové spáře a především pak šířky trhlin v betonu. Maximální přípustné trhliny v ostění byly stanoveny na 0,4 mm u konstrukcí nevystavených vnějšímu prostředí ani prostředí komunikace v tunelu, jinak byla přípustná šířka trhlin stanovena na max. 0,3 mm. Při návrhu výztuže je uvažováno s hodnotou náhodné excentricity výztuže v betonu 20 mm.

while DUAL SEAL composites are applied to the walls and the roof deck (upper vault). They are protected against getting damaged during the backfilling by either a 50mm thick layer of concrete mortar or 800 g/m<sup>2</sup> geotextile (1500 g/m<sup>2</sup> geotextile for vaulted tunnels). The maximum grain-size fraction of the soil used for the backfill is required to be 32mm, with respect to the safety against puncture.

The casting of individual structural elements of the tunnel is mostly carried out by the flow method, section by section, using a formwork system. The casting blocks are mostly 12m long; this length was chosen with respect to savings in longitudinal reinforcement bars (no cutting loss). Longitudinal reinforcement bars of three casting blocks are usually connected to form an about 40m long expansion block.

**6. CUT-AND-COVER TUNNEL LINING DESIGN ASSUMPTIONS**

In contrast to the final design, where old Czech standards were applied, the detailed design is carried out in compliance with the requirements of CSN Eurocodes in force, i.e. the 1990-1992 and 1997 issues. Important assumptions of the lining design comprise the consideration of 100-year minimum working life for the works, the XA1 exposure grade (the width of cracks), REI 180 fire resistance, utilisation of the surface above the tunnel in the future, requirements of the client and the future operator, and, of course, the capabilities of the contractor. With respect to the specific conditions in the Prague environment, requirements for the tunnel structures were gathered as early as the final design phase, in a separate part titled Technical specifications, and were divided according to individual construction parts in compliance with the

Uvažování nových norem oproti ZDS vedlo k cca 5–10% nárůstu množství výztuže v konstrukci.

## 7. ROZPLETOVÉ ÚSEKY

Samostatnou část technického řešení hloubených tunelů komplexu Blanka tvoří tzv. rozpletové úseky, tj. místa tunelu, kde se komunikace průběžného vedení trasy MO napojuje odpojovacími a připojovacími rampami na povrchovou komunikační síť. V části úseku na Letné (napojení na třídu Milady Horákové – křižovatka U Vorlíků) a Tróji (napojení na nový Trojský most – křižovatka Trója) bylo s ohledem na velké rozpětí stropních konstrukcí rozpletových dilatačních dílů a vzhledem k výši trvalého zatížení nad nimi využito dodatečně předepnutých betonových monolitických deskových stropů.

Vlivem odbočení jednotlivých tunelových ramp dosahuje rozpětí stropní desky až cca 26,2 m, proti základní šířce třípruhových profilů 14,5 m, výška zpětného zásypu nad stropem je cca 6,5 m, případně jsou nad stropem umístěny až tři patra podzemních garáží (obr. 6).

V prostoru MÚK U Vorlíků na Letné jsou navrženy celkem dvě přípojné a dvě odbočovací dopravní větve. S ohledem na dělení tunelu na dilatační díly délky 20–50 m, zasahuje zvětšená šířka do 5 těchto dílů. Jednotlivé dilatační díly tunelu jsou tak tvořeny nepravidelnými krabicovými uzavřenými rámy, které mají v počáteční dilatační spáře dva otvory pro vedení hlavní trasy MO a koncové spáře tři otvory (přibývá rampa). Obdobně je navržen i rozpletový úsek jedné odpojovací rampy v Tróji. Stropní deska vždy tvoří spojitý nosník o min. dvou polích.

Základová deska je v rozpletových dilatacích pod střední stěnou tloušťky 1 m, stěny jsou opět tloušťky 0,8 m jako v běžném profilu tunelu, tloušťka stropní desky se pohybuje od 1,3 m v poli do 2,1 m nad střední podporou.

Předpínací výztuž ve stropní desce je navržena z kabelů složených z 19 lan průměru 15,3 mm (0,60") – St 1570/1770 a kotvena systémem DYWIDAG. Všechny kabely jsou vedeny průběžně přes všechny tubusy tunelu a jsou zakotveny na bočních stranách stropní desky. Rozteče kabelů v podélném směru jsou navrženy od 0,5 do 0,7 m. Všechny kabely jsou napínány jednostranně, vždy ze strany delšího rozpětí. Dráhy kabelů jsou půdorysně i výškově

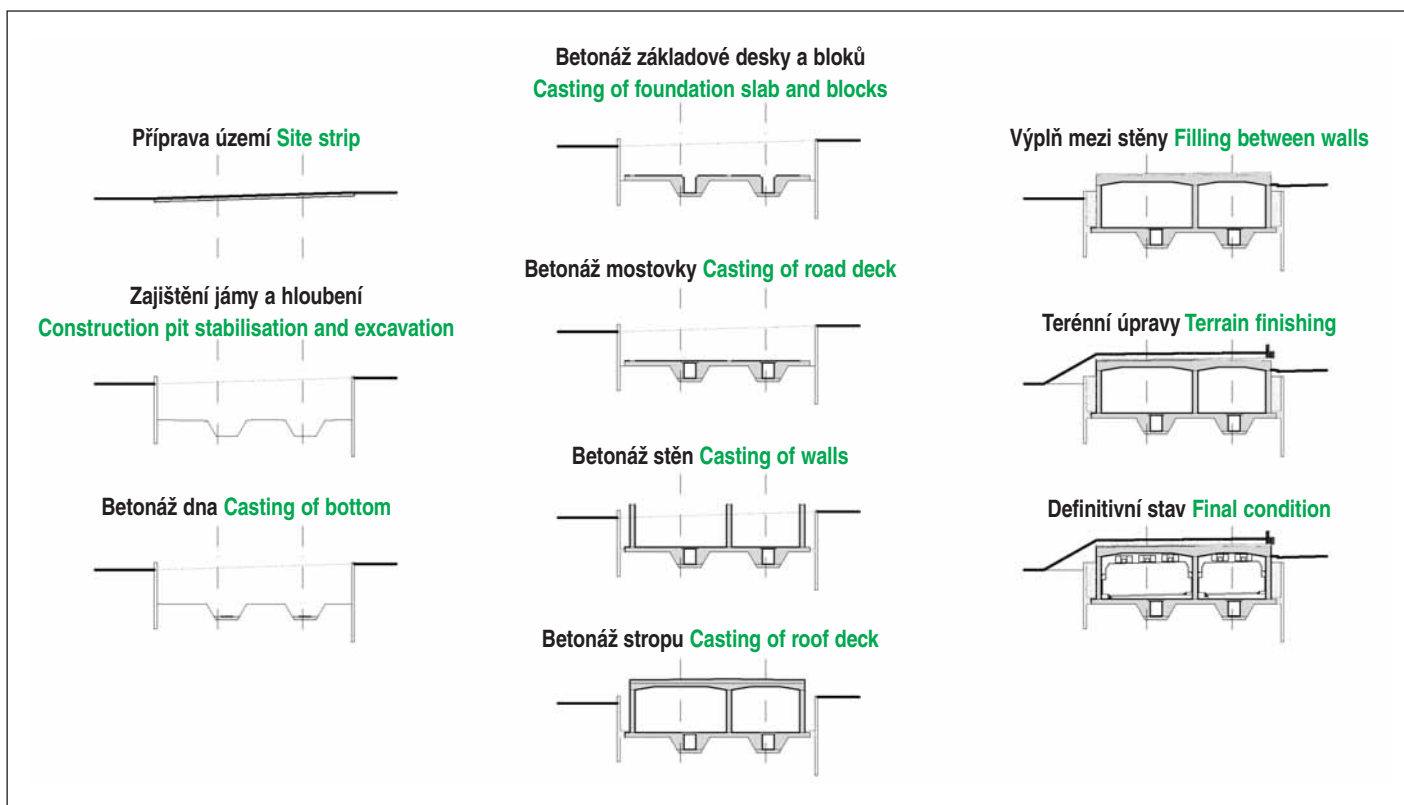
Technical Specifications used by the Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic as a model.

Internal forces and deformations of the lining are calculated by means of numerical models using the Finite Element Method, taking into consideration all real loads, above all the following loads and their combinations:

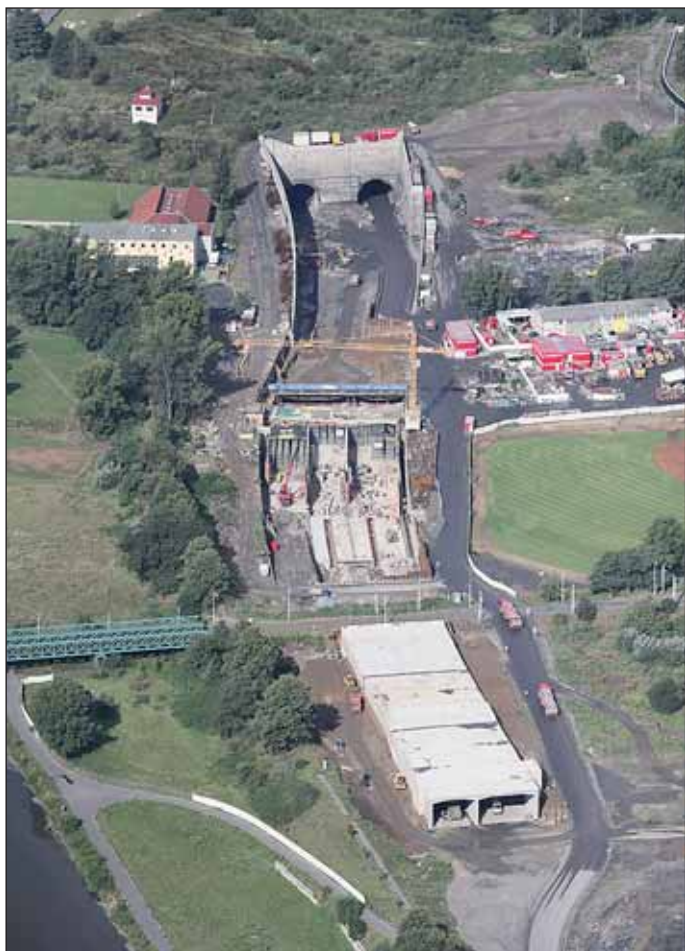
- dead weight,
- ground pressure,
- hydrostatic head from ground water (including pressurisation during a flood – applies to the Troja section),
- shrinkage and creeping of the concrete lining,
- temperature effect (cooling/heating),
- loads induced by traffic above the roof deck (automobiles, trams, movements of a bridge structure),
- equipment loads etc.

With respect to an uncertainty regarding the future use of the ground surface above the cut-and-cover tunnel, a kind of a loading "reserve" is further allowed for; it is introduced in the form of additional 1m of the backfill. It will make contingent minor modifications of the ground surface above the tunnel possible in the future, without a need for strengthening the tunnel lining.

Structural calculations are carried out not only for typical cross sections (taking into consideration the shapes, loads and geological basement, but also for locations where the profiles are loaded in the most unfavourable manner, locations where the roof span is the largest etc. The parts which are the most complicated in terms of space are dealt with separately, using 3D structural models. Apart from the ultimate bearing capacity, the assessments deal with deformations of the tunnel structure, subsidence of the tunnel (or the tunnel sub-grade), stresses in the foundation base and, above all, the width of cracks in concrete. The maximum permitted width of cracks in the tunnel lining were set at 0.4mm for the structures which are exposed neither to external environment nor the tunnel traffic environment; the maximum permitted width of crack of 0.3mm was set for the other cases. The value of accidental eccentricity of reinforcement in concrete of 20mm is taken into account for the purpose of the concrete reinforcement calculation. The fact that the new standards were applied, in contrast with the final design, led to an about 5-10% increase in the amount of reinforcement in the structure.



Obr. 7 Schéma postupu výstavby  
Fig. 7 Construction procedure chart



Obr. 8 Letecký pohled na staveniště Troja (7/2008)  
Fig. 8 Aerial view of the Troja construction site (7/2008)

zakřivené. Beton stropní desky je shodný s betonem v běžném úseku tedy C30/37 s PP vlákny.

## 8. REALIZACE TUNELOVÝCH KONSTRUKCÍ

Výstavba jednotlivých dílů klasických hloubených tunelů ve stavební jámě na Letné započala v únoru 2008 a směřuje postupně od nejzápadnějšího dilatačního dílu směrem k raženému portálu třípruhových tunelů ŠPELC na východ. V současné době je dokončeno v plném profilu tunelu cca 160 m, 5 dilatací. V návaznosti na úpravu dopravního režimu na třídě Milady Horákové a přeložky inženýrských sítí se v lednu 2009 rozvine i výstavba hloubených tunelových ramp.

Naopak proudovou metodu provádění nebylo možné plně rozvinout v úseku hloubených tunelů Troja. Celý úsek je rozdělen do tří dílčích částí, rozdělených tramvajovou tratí do Kobylis a kanalizační stokou DN 2000. Dále je v prostoru stavebních jam umístěna i přístupová trasa pro zásobování prací na navazujících ražených tunelech ŠPELC, výstavba je rovněž ovlivněna vazbou na nový Trojský most. Postupně od září 2007 se tak rozbíhají práce na třech oddělených pracovištích, která budou propojena až po definitivním přeložení tramvaje přes nový most a kanalizační stoky nad strop dokončeného tunelu. V současné době je v plném profilu dokončeno cca 252 m, 7 dilatací hloubeného úseku Troja.

Na obou staveništích předcházela výstavbě konstrukcí hloubených tunelů realizace stavební jámy. Jak v menší části trojského úseku, tak především v rozsáhlé části letenských hloubených tunelů byly zastíženy lokálně nevhodné geologické poměry vyžadující zlepšení podmínek zakládání před realizací vlastních tunelů. Zatímco v trojském úseku se pouze neúnosné podloží v tloušťce cca 1 m nahradilo hutněným šterkem, ve stavební jámě Letná bylo nutné přistoupit k náročnějšímu řešení. K sanaci neúnosného podloží tvořeného vrstvami sprašů až plastické konzistence bylo využito rovněž šterkových podsypů doplněných však geomřížemi, v nejnepríznivějších případech se konstrukce uložila na systém betonových pilot vyvrtaných až na únosné skalní podloží. Tato

## 7. WYE SECTIONS

Wye sections, i.e. locations in the tunnel where the continuous route of the CCR connects to the surface road network through on/off ramps, are a separate part of the design for cut-and-cover tunnels within the Blanka complex of tunnels. Post-tensioned, flat cast-in-situ concrete slabs are used in a part of the Letná section (the connection to Milady Horákové Street – the U Vorlíků intersection) and the Troja section (the connection to the New Troja Bridge – the Troja intersection) with respect to the large span of roof decks of the wye expansion blocks and the height of the permanent load acting on them from the top.

In contrast with the basic width of three-lane cross sections of 14.5m, the spans of the roof decks in wye sections reach up to 26.2m owing to the branching of individual tunnel ramps; the height of the backfill above the roof deck is about 6.5m or there are up to three levels of underground car parks above the roof deck (see Fig. 6).

Two on-ramps and three off-ramps are designed for the area of the U Vorlíků grade-separated intersection. With respect to the division of the tunnel into 20-50m long expansion blocks, the increased width is designed for 5 blocks. Individual tunnel expansion blocks are therefore formed by irregular closed frames, consisting of two boxes at the entrance expansion joint carrying the main CCR roadways, and three boxes at the end joint (one ramp is added). The design of the wye section in Troja, where one off-ramp joins the route, is similar. The roof deck always forms a continuous beam with at least two spans.

The foundation slab in the wye sections is 1m thick under the dividing wall; the walls are 0.8m thick (the same is in the common tunnel profile); the thickness of the roof deck varies from 1.3m (in the centre of the span) to 2.1m (above the middle support).



Obr. 9 Letecký pohled na staveniště Letná (7/2008)  
Fig. 9 Aerial view of the Letná construction site (7/2008)



Obr. 10 Pohled na výstavbu hloubených tunelů Letná (11/2008)  
Fig. 10 A view of the construction of cut-and-cover tunnels in Letná (11/2008)

změna oproti ZDS byla způsobena především zastižením hladiny podzemní vody o cca 3–5 m výše, což vedlo ke zvodnění právě v úrovni základové spáry tunelu. Oproti ZDS došlo rovněž ke zvýšení tloušťek základových desek.

Další realizační práce na stabilizovaném podloží spočívají nejprve ve vytvoření podkladních betonů pro pokládku bentonitových izolací. Ukládání bentonitových rohoží na podkladní betony se provádí standardním způsobem podle technologického postupu výrobce, tedy bez potřeby vodotěsných svarů mezi pásy izolace. Při použití bentonitových rohoží odpadá i jejich další ochrana, kterou by bylo nutné provádět v případě fóliových izolací. Ukládka výtuzje je prováděna přes distanční tělíska přímo na bentonitové rohože. Práce se tak stávají vysoce efektivní při minimálním riziku protržení izolace s následným průsakem do tunelu.

Vlastní výstavba železobetonových konstrukcí tunelu probíhá obvyklým způsobem (obr. 7). Nejprve jsou realizovány desky dna pod instalačními chodbami, poté následuje výstavba bočních bloků chodbe společně se základovými deskami. V další etapě je realizována mostovka (strop instalační chodby), dále stěny tunelu



Obr. 11 Vizualizace konečného stavu křižovatky U Vorlíků  
Fig. 11 Visualisation of the final state of the U Vorlíků intersection

a poslední fází je výstavba stropu tunelu. Stropní deska je s ohledem na její tloušťku (1–1,5 m uprostřed rozpětí a 1,5–2 m v náběžích) poměrně masivní konstrukce, kde se významným způsobem projevují důsledky uvolňování hydratačního tepla na celkovou vnitřní napjatost a celistvost. Z tohoto důvodu, kromě použití betonu s minimálním množstvím cementu a cementu s nižším vývinem hydratačního tepla a delší dobou jeho uvolňování, je stropní deska horizontálně rozdělena na dvě dílčí tloušťky, které jsou betonovány s dvoudenní přestávkou. Tímto postupem se snižují negativní účinky hydratačního tepla, snížilo se teplotní maximum uvnitř konstrukce a současně i teplotní spád mezi vnitřkem a povrchem. Zároveň bylo možné dimenzovat nosníkový rošt bednění stropu na 60 % celkového zatížení, protože zatížení při betonáži druhé dílčí vrstvy pomáhá roznést na jednotlivé podpěrné věže zabetonovaná a již zatvrdlá první vrstva. Podpěrná konstrukce však musí být dimenzovaná na zatížení od celé konstrukce stropu.

The prestressing tendons reinforcing the roof deck consist of 19 strands 15.3mm in diameter (0,60'') – St 1570/1770; they are anchored using the DYWIDAG system. All tendons are led continuously over all boxes of the tunnel cross section; they are anchored in the sides of the roof slab. The longitudinal spacing of 0.5 to 0.7m is designed for the cables. The stressing of all cables is carried out from one side, always from the side on which the span is longer. The cable paths are curved both horizontally and vertically. The concrete for the roof deck is the same as the concrete for a common section, i.e. C30/37 grade with PP fibres.

## 8. CONSTRUCTION OF TUNNEL STRUCTURES

The construction of individual blocks of classical cut-and-cover tunnels in the Letná construction trench started in February 2008; it proceeds from the westernmost expansion block to the east, toward the portal of the ŠPELC mined three-lane tunnels in the Letná construction trench. About 160m (5 expansion blocks) of the full-profile tunnel structure have been completed till now. The construction of cut-and-cover tunnel ramps will start in January 2009, when the traffic regime along Milady Horákové is changed and utility networks relocation is finished.

Conversely, the flow method could not be applied to the full extent to the Troja cut-and-cover tunnel section. The whole section is divided into three parts, which are separated by the tramline for Kobylisy and a DN 2000 trunk sewer. In addition, there is an access road in the construction trenches. It allows the adjacent mined tunnels (ŠPELC) to be supplied with materials. The construction operations are also affected by the relation to the New Troja Bridge. Therefore, the work has commenced gradually, since September 2007, in three separated workplaces; they will be connected when the tramline is diverted to the final location on the New Troja Bridge and the trunk sewer is relocated above the roof deck of the complete tunnel. About 250m of the Troja full-profile cut-and-cover tunnel (7 expansion blocks) have been completed till now.

In both construction sites, the construction of the cut-and-cover tunnel structures was preceded by the excavation of construction trenches. Unfavourable geology, requiring the improvement of foundation conditions before the work on the tunnels themselves, were locally encountered both in the smaller part of the Troja section and, above all, in a substantial part of the Letná cut-and-cover tunnels. Whilst only a 1m thick layer of non-load-bearing sub-base had to be replaced by compacted gravel in the Troja section, a more demanding solution was necessary for the Letná construction trench. The non-load-bearing sub-base consisting of up to plastic-consistency loess was stabilised also using a gravel cushion, which had to be combined with geogrid; in the most unfavourable conditions, the structure was placed on supports formed by a system of piles, which were drilled up to the competent bedrock. This deviation from the final design was necessary because of the fact that the water table was encountered at a level by about 3-5m higher than expected, thus the tunnel foundation base was affected by water saturation. Compared with the final design, the thickness of the foundation slabs was increased.

The subsequent construction work consisted of placing blinding concrete, forming a substrate for the installation of bentonite waterproofing mats. Bentonite mats are placed on blinding concrete by a standard technique, according to the requirements of manufacturer's technical specifications, without a need for watertight joints between the waterproofing mats. When bentonite mats are used, no additional protection, which would be necessary in the case of plastic membranes, is required. Reinforcement bars are placed directly on the bentonite mats, using spacers. Thus the work becomes highly efficient, with the minimum risk of ripping the waterproofing mats and subsequent seepage into the tunnel.

The construction of the reinforced concrete structures themselves is carried out in a usual way (see Fig. 7). First, the bottom slabs under utility ducts are carried out, and then the erection of side blocks of the ducts follows, together with the casting of foundation slabs. The next phases comprise the installation of the road deck (the roof of the utility duct), followed by erection of tunnel walls; the tunnel roof deck is constructed in the last phase. Considering its thickness (a haunched structure 1-1.5m thick in



Obr. 12 Vizualizace konečného stavu rozpletu  
Fig. 12 Visualisation of the final state of a wye structure

Teprve po betonáži stropu může být provedena výplň hutněným zeminám zásypem mezi stěnu tunelu a stěnu stavební jámy, následované terénními úpravami nad tubusem tunelu. Jako poslední etapa provádění bude následovat vytvoření definitivních vrstev vozovky, obkladů, betonových mazanin a nátěrů uvnitř tunelového profilu a na portálových částech.

## 9. ZÁVĚR

Převážná část hloubených tunelů na tunelovém komplexu Blanka bude provedena v letech 2008–2010 (obr. 8, 9, 10). Výstavba brzy započne na úseku cca 140 m dlouhých hloubených tunelů s horní klenbou v portálovém úseku trojské stavební jámy nebo na hloubených tunelech v jámě na Prašném mostě.

Při návrhu a provádění je využíváno zkušeností z výstavby několika posledních tunelových staveb budovaných v ČR, ale i zkušeností ze zahraničí. Zároveň však bylo využito i řady nových prvků řešení. V případě tunelového komplexu Blanka jde o vůbec první využití bentonitových izolací pro tunelové stavby v České republice. Ojedinelé v tunelové výstavbě je rovněž využití předpínaných betonových konstrukcí. I rozpětí běžných železobetonových stropů cca 15 m se zpětným zásypem výšky až 6,5 m není zcela běžné a vyžaduje poměrně mohutné stropní konstrukce dimenzované na základě objektivních statických předpokladů a výpočtů.

Proto je pro ověření předpokladů a výsledků statických výpočtů jakož i provedení konstrukcí jak v průběhu provádění, tak především v etapě životnosti díla navrženo trvalé sledování a měření tunelové konstrukce. Mezi základní typy měření patří rovněž sledování namáhání ostění pomocí strunových vibračních tenzometrů, geodetické měření deformací ostění, sledování hladiny podzemní vody apod. Tato měření prověří v etapě životnosti díla jak kvalitu provedených prací, tak i předpoklady vlastního návrhu.

Zhotovitelem celé stavby je Metrostav a. s., řízením projektu je pověřena divize 2. Výše popsané konstrukce hloubených tunelů jsou prováděné divizí 6. Projektantem a koordinátorem stavby je Satra, spol. s r. o., statická část v případě předpínaných konstrukcí byla provedena firmou Novák & Partner, s. r. o.

Při návrhu technického řešení tunelu byly částečně využity výsledky grantového projektu GAČR č. 103/2008/1691.

ING. PAVEL ŠOUREK, [pavel.sourek@satra.cz](mailto:pavel.sourek@satra.cz),  
SATRA, spol. s r. o.

Recenzoval: Prof. Ing. Josef Aldorf, DrSc.

the middle of the span and 1.5-2m on the sides), the roof deck is a relatively massive structure, where the effects of the hydration heat release on the overall state of internal stress and integrity significantly manifest themselves. For that reason, in addition to the use of minimum cement content concrete and moderate-heat-of-hydration and extended-heat-generation-time cement, the casting of the roof deck is divided horizontally into two parts, where the upper layer is cast after a two-day break. This procedure diminishes the negative effects of hydration heat; the temperature maximum inside the structure and, at the same time, the temperature gradient between the interior and the surface has been reduced. In addition, it was possible to calculate the beam grid supporting the deck form for 60% of the total load because the initial layer of the roof deck, once the concrete has hardened, helps to distribute the loads among individual shoring towers during the casting of the second partial layer.

It is not until the roof deck casting is finished that the compacted backfill of the space between the tunnel wall and the construction trench side can be carried out, to be followed by terrain finishing above the tunnel tube. The last subsequent phase of the work will consist of the placement of final courses of the road, installation of wall cladding, placement of concrete screeds and paint coating inside the tunnel profile and at portals.

## 9. CONCLUSION

The major part of cut-and-cover tunnels within the Blanka complex of tunnels will be constructed in 2008-2010 period of time (see Figures 8, 9, 10). The work will soon start on the about 140m long stretch of cover-and-cut tunnels with the vaulted cross section in the portal section of the Troja construction trench or on cut-and-cover tunnels in the construction trench in the area of Prašný Most.

The design and construction have been carried out using experience from several previous tunnelling projects, which had been implemented in the Czech Republic, as well as foreign experience. However, many new design elements have also been used. It is the case of bentonite waterproofing mats, which have been applied for the first time to tunnel structures in the Czech Republic. The use of pre-stressed concrete structures in tunnel construction is also out of the ordinary. The span of common reinforced concrete of about 15m, under up to 6.5m high backfill, is also not entirely usual; it requires relatively huge roof deck structures, which are designed on the basis of objective structural assumptions and calculations.

For the above reasons, continuous observation and measuring of the tunnel structures is designed for the verification of assumptions and results of structural analyses and verification of the state of the structure both during the work on it and, above all, during its life. The basic measurement types comprise also the observation of stresses in the lining by means of vibrating wire strain gauges, survey of deformations of the lining, observation of the water table etc. These measurements will crosscheck both the quality of the works and the design assumptions during the works life.

The works contractor is Metrostav a.s.; Division 2 of Metrostav a.s. is charged with the project management. The above described cut-and-cover tunnel structures are carried out by Division 6 of Metrostav a.s. Satra, spol. s r. o. is the consulting engineer; the structural analysis of the pre-stressed structures was carried out by Novák & Partner, s. r. o.

The tunnel design was carried out partially using the results of the GACR grant project No. 103/2008/1691.

ING. PAVEL ŠOUREK, [pavel.sourek@satra.cz](mailto:pavel.sourek@satra.cz),  
SATRA, spol. s r. o.

## LITERATURA / REFERENCES

Šourek, P.: Tunelový komplex Blanka – mimořádná stavba nového století, Tunel 3/2007, ČTuK

Šourek, P., Kasal, P., Šístek, M.: Klasické hloubené tunely na stavbě tunelového komplexu Blanka v Praze. Sborník 15. betonářské dny, Hradec Králové 2008, ČBS ČSSI

# DOPRAVNÍ ŘEŠENÍ SILNICE I/42 BRNO, VMO DOBROVSKÉHO

## TRAFFIC SOLUTION FOR THE I/42 ROAD, BRNO, LCCR DOBROVSKÉHO

VLASTIMIL HORÁK

### ÚVOD

Ražba Královopolských tunelů byla v Brně slavnostně zahájena v únoru 2008. Tunely jsou součástí trasy silnice I/42 velkého městského okruhu (VMO) v úseku ulic Žabovřeská–Dobrovského. V článku jsou popsány zásady celkového projekčního přístupu k této značně komplikované stavbě, a to jak u Královopolského tunelu, tak i u všech navazujících dopravních staveb na Králově poli i v Žabovřeskách.

VMO Žabovřeská–Dobrovského je významnou součástí základního komunikačního systému města Brna, silniční sítě ČR (I/42) i mezinárodní silniční sítě (E461).

Úsek má zajišťovat dopravní vztahy mimoměstské vnější, tranzitní a cílové i vnitroměstské (tranzitující přes jednotlivé městské části), a tím odlehčit vnitroměstským komunikacím, které nejsou pro tuto funkci vybaveny technicky ani nemají vhodné okolí.

Z hlediska celoměstské dopravní struktury lze důvody realizace stavby shrnout do následujících bodů:

- Stavba doplní radiálněokružní systém s účelově odstupňovanou funkcí.
- Stavba je dalším krokem k uzavření III. městského okruhu, čímž dojde o odlehčení samostatné části II. městského okruhu v trase Provazníková–Kotlářská–Úvoz.
- Realizace VMO je z celkového pohledu dalším krokem k ochraně městských částí před průjezdnou dopravou (především ochrana jádra města).

### ZÁSADY TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Nosným prvkem celkového řešení jsou dva paralelní dvoupruhové ražené tunely (Královopolské), dlouhé cca 1250 m. Tunel I je veden v ose Žabovřeská–Dobrovského a tunel II paralelně cca 60 m jižněji, v prodloužené ose ul. Pešínovy.

Portál tunelů na žabovřeském předpolí je umístěn v úseku mezi mostem přes VMO v Korejské ulici a stávající lávkou pro pěší přes Žabovřeskou. Královopolský portál je umístěn mezi ulicemi Poděbradovou a Košínovou.

#### Mimoúrovňová křižovatka VMO Žabovřeská–Hradecká–Dobrovského

Tato křižovatka je třípatrová – v její spodní úrovni se nachází trasa VMO. Napojení z tunelů na nižší komunikační síť je řešeno prostřednictvím ulice Korejské obousměrnou středovou rampou na VMO. V meziúrovni je velká okružní křižovatka, do které jsou zapojeny ulice Hradecká, Dobrovského a rampy z VMO západ (Žabovřeská). Nejvíce dopravně zatížený směr západ–sever (VMO Žabovřeská–Hradecká) a tranzitující doprava ve směru jih–sever (z města) jsou převedeny v horní úrovni samostatnými komunikačními větvemi na mostech.

**Křižovatka Hradecká–Královopolská** je rovněž mimoúrovňová. Ve spodní úrovni (zapuštění –3 m pod současným terénem) je ponechána kanalizovaná, světelně řízená křižovatka s úrovnovými přechody pro pěší. V horní úrovni na mostech (+3 m nad současným terénem) je převáděna tranzitující doprava.

Zachování světelně řízené křižovatky Hradecká–Královopolská, vložení velké okružní křižovatky do trasy ulice Hradecké a nová, světelně řízená křižovatka Hradecká–Korejská s pěším provozem (navíc s vazbou na světelně řízenou křižovatku Hradecká–Tábor) vytvoří z ulice Hradecké v tomto úseku komunikaci městského charakteru (od Královopolské se jedná o místní sběrnou komunikaci). Dojde tak k omezení dopravního tlaku na prostor Šumavská a Pod kaštany.

Podél ulice Hradecké–východ je ponechána územní rezerva pro vedení výhledové trasy tramvajového diametru. V napojení

### INTRODUCTION

The celebration on the occasion of the commencement of driving the Královo Pole tunnels took place in Brno, February 2008. The tunnels are part of the I/42 road, on the Large City Circle Road (LCCR), in a section of Žabovřeská and Dobrovského Streets. The paper describes principles of the overall design approach toward this very complicated construction, dealing not only with the Královo Pole tunnels but also with all related structures in Královo Pole and Žabovřesky.

The Žabovřeská–Dobrovského section of the LCCR is an important part of the Basic road system of the City of Brno, the road network of the Czech Republic (I/42) and the international road network (E461).

The purpose of this section is to serve non-city traffic, transit traffic and both terminating and intraurban traffic (transit across individual urban districts), thus to reduce the volume of traffic on intraurban roads, which are not equipped technically and do not have adequate surroundings to be able to fulfil this function.

In terms of the city-wide transportation structure, the reasons for the implementation of this project can be summarised as follows:

- The construction will be a supplement to the radial-circular system, having an objectively differentiated function.
- The construction is another step toward the closure of the City Circle Road III, which will result in relieving traffic congestion on



Obr. 1 Letecký pohled na prostor stavby tunelů  
Fig. 1 Aerial view of the tunnel construction area

tunelů na MÚK Dobrovského–Svitavská radiála (přiblížení tunelových rour do jednoho společného portálu), na královopolském předpolí, jsou navrženy větve a rampy součástí celkového řešení uvedené křižovatky. V prostoru ulic Dobrovského–Slovinská je umístěno technologické centrum tunelů s velínem, rozvodnou a komíny vzduchotechniky tunelů.

## GEOLOGIE

V profilu tunelů je geologický sled relativně velmi monotónní – pokryvné vrstvy sprašových hlín a antropogenních navážek jsou mocnosti 3 až 10 m, ve spodním horizontu s polohami místy zvlněných štěrkových až písčitých teras. Podloží teras je tvořeno neogenními jíly (brněnské tégly) o velké mocnosti několik desítek metrů (skalní podloží nebylo zastíženo ani vrty hloubky přes 60 m). Spodní voda je vázána ve štěrkopískových polohách na svrchním horizontu neogenu ve formě zdrží v lokálních depresích. Konzistence neogenních jílu je tuhá až pevná. Z hlediska plasticity jsou tégly vysoce plastické a ve spojení s podzemní vodou za určitých podmínek silně tlačivé. Výška nadloží u obou tunelů je přibližně stejná a pohybuje se v rozmezí od 6 m do maximální hodnoty cca 21 m. Výškově jsou oba tunely vedeny v neogenních jílech tak, aby byla vždy zajištěna minimální nepropustná výška nadloží neogenních jílu nad výrubem cca 2 až 3 m.

## ZÁSADY URBANISTICKO-ARCHITEKTONICKÉHO ŘEŠENÍ

### Prostor Žabovřeská–Hradecká

Hlavní zásadou urbanistického a architektonického řešení na celém tomto úseku je důsledné oddělení míst s obytnou funkcí od tranzitní dopravy a dopravy VMO. Rozšířeny a detailně řešeny jsou zelené plochy v ulicích Voroněžská, Záhřebská, Hradecká. Jedním z cílů je jejich uspokojivé optické vnímání z vyšších podlaží obytné zástavby. Dalším cílem je v co nejvyšší míře posílit původní pěší trasy včetně bezkolizního a bezpečného provozního propojení mezi jednotlivými funkčními a územními celky.



Obr. 2 Vizualizace portálu Žabovřesky  
Fig. 2 Žabovřesky portal – visualisation

Navrženy jsou rozsáhlé výsadby stromů, popínavých rostlin v kompozicích, které zvýrazní okraje obytných funkčních ploch a zároveň dotvoří návrh celkového stavebního řešení (parkové úpravy ploch rondelu a prostor nad portály tunelů, zelená látka pro pěší, zemní valy, terénní modelace).

### Oblast královopolského portálu

Cílem urbanistického a architektonického řešení je minimalizovat dopad negativních vlivů stavby v průrazu Milíčovy ulice. Snahou projektanta bylo potlačit optické vnímání stavby a zamezit bezprostřední konfrontaci stávající uliční zástavby s navrhovanou dopravní stavbou, konkrétně se jedná o oddálení portálu tunelů od ulice Poděbradova a rozšíření průrazu podél VMO pro provedení nezbytných prostorových úprav včetně vedení pěších tras.

the separate part of the City Circle Road II between Provazníková – Kotlářská – Úvoz Streets.

- The implementation of the LCCR project is, from the general viewpoint, another step toward the protection of municipal districts against through traffic (first of all protection of the city core).

## PRINCIPLES OF THE TECHNICAL SOLUTION

The main element of the overall solution is the pair of parallel, about 1250m long double-lane tunnels (the Královo Pole tunnels). Tunnel I runs on the Žabovřeská Street–Dobrovského Street axis, while Tunnel II leads in parallel, about 60m south, on an extended axis of Pešínova Street.

The portal of the tunnels on the Žabovřesky District side is located in the section between the bridge over the LCCR in Korejská Street and an existing pedestrian bridge over Žabovřeská Street. The Královo Pole District side portal is located between Poděbradova and Košínova Streets.

### Žabovřeská – Hradecká – Dobrovského Streets grade-separated intersection on the LCCR

It is a 3-level intersection, with the LCCR route found on the bottom level. The connection from the tunnels to a lower-class road network is solved through Korejská Street, by means of a bi-directional central ramp on the LCCR. There is a large roundabout intersection on the intermediate level; Hradecká and Dobrovského Streets and ramps from the LCCR west (Žabovřeská Street) are connected to the roundabout. The west-northern direction, which carries the greatest volume of traffic (the LCCR Žabovřeská–Hradecká) and transit traffic in the south-north direction (out of the city) are transferred on the upper level, along separate communication branches on bridges.

The Hradecká–Královopolská Streets intersection is also of the grade-separated type. A channelised, signalised intersection with pedestrian level crossings is left on the lower level (sunk 3m under the current terrain level). Transit traffic is transferred on the upper level, on bridges (+3m above the current terrain level).

The preservation of the Hradecká – Královopolská Streets signalised intersection, insertion of the large roundabout intersection into the Hradecká Street route and the new Hradecká – Korejská Streets signalised intersection carrying pedestrian traffic (moreover with a link to the Hradecká – Tábor Streets signalised intersection) will transform this section of Hradecká Street into an urban-type road (from Královopolská Street it becomes a local distributor road). As a result, the supply pressure on the area of Šumavská and Pod Kašany Streets will be reduced.

An area is kept in reserve along Hradecká Street – East, through which the planned diameter tramline will lead. The road branches and ramps at the connection of the tunnels to the grade-separated intersection Dobrovského Street – Svitavy Radial Road (reduction of the distance between the tunnel tubes at the common portal) on the Královo Pole side are parts of the overall solution for the above-mentioned intersection. A building of the tunnel equipment centre, housing a control room, distribution substation and tunnel ventilation chimneys, is located in the area of Dobrovského and Slovinská Streets.

## GEOLOGY

The geological sequence within the tunnel profiles is relatively very monotonous. It comprises a 3 to 10m thick cover consisting of secondary loess and anthropogenic fills, with layers of water-bearing gravel terraces or sand terraces at the lower level. The subgrade of the terraces consists of Neogene clay (so-called Brno Tegel) layers even several tens of metres thick (the bedrock was not encountered even by over 60m long boreholes). Groundwater is bound in gravel-sand layers resting on the upper Neogene layer, in the form of aquifers in local depressions. The consistency of Neogene clays is stiff to hard. In terms of plasticity, the Tegels are highly plastic and, in connection with groundwater, under certain conditions, heavily squeezing. The height of the overburden is roughly uniform, varying from 6m to the maximum value of about 21m. The vertical alignment of both tunnels is



Obr. 3 Královopolský portál – vizualizace  
Fig. 3 Královo Pole portal – visualisation

### Královopolské tunely

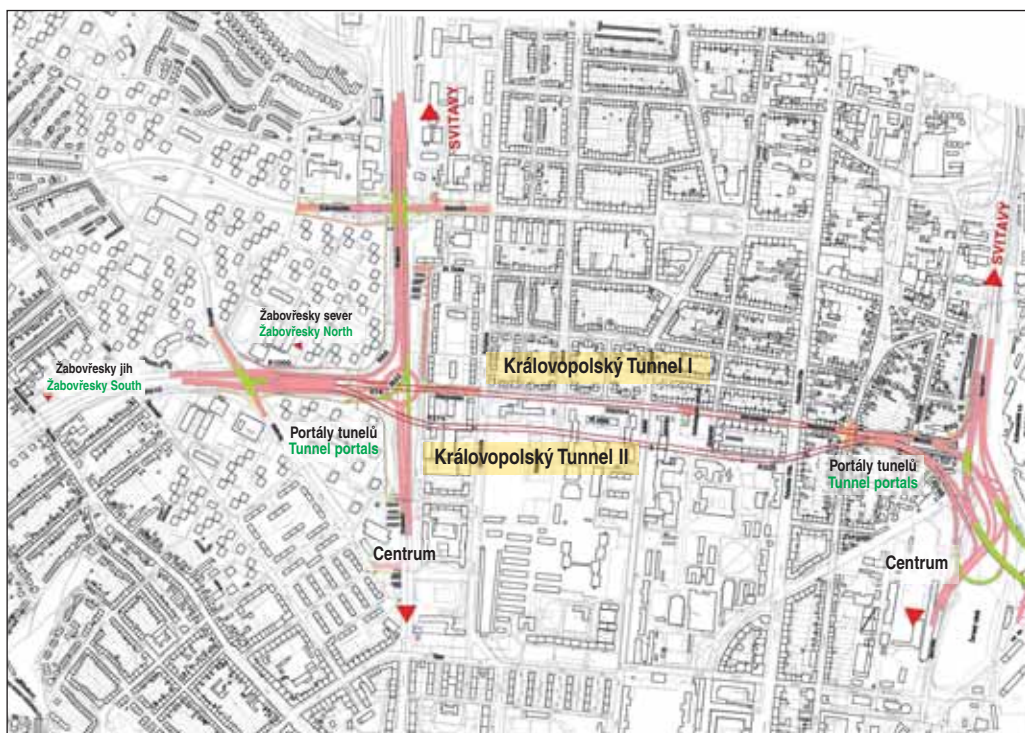
Severní část velkého městského okruhu v Brně (VMO) je umístěna na území městských čtvrtí Královo Pole a Žabovřesky. Je pro ni používáno stručné označení VMO Dobrovského podle názvu ulice, v jejíž ose bude komunikace procházet. Řešený úsek VMO je dlouhý 1,8 km a vede hustě zastavěným územím s obytnou a občanskou zástavbou. Proto je trasa v délce cca 1,2 km vedena tunely. Před oběma portály tunelů na komunikaci VMO navazují dvě významné radiály ve směru od Svitav. Trasa VMO je v této oblasti definována územním plánem již dlouhou dobu. Historický vývoj umístění komunikace v mnoha zpracovaných studiích se ubíral od návrhů povrchového vedení přes estakády, obousměrný hloubený tunel až k současně realizovaným jednosměrným tunelům raženým.

#### Tunel I

Tunel I má celkovou délku 1237 m, z toho 1019 m tvoří ražená část. Hloubené části budované v zapažených stavebních jámách mají délku 168 m v Žabovřeskách a 50 m v Králově Poli.

#### Tunel II

Tunel II má délku celkem 1258 m, z toho ražená část je 1060 m. Hloubené části budované stejnou technologií jako u tunelu I



Obr. 4 Situace Královopolských tunelů  
Fig. 4 Královo Pole tunnels – lay-out

designed with the objective always to maintain a minimum about 2-3m thick layer of the impervious Neogene clay above the excavated opening.

### TOWN PLANNING – ARCHITECTURAL DESIGN PRINCIPLES

#### Žabovřeská–Hradecká Streets area

The main principle of the town planning and architectural design within the entire area is that residential areas are to be consistently separated from transit traffic and traffic on the LCCR. Green areas at Voroněžská, Záhřebská and Hradecká Streets are expanded and dealt with in a detailed manner. One of the objectives is that they should be satisfactorily visually viewed from higher floors of residential buildings. Another objective is to strengthen as much as possible new pedestrian routes, including collisionless and safely operating connections between individual functional units and districts.

The design contains extensive planting of trees and climbers, forming compositions which will emphasize the edges of residential functional areas and, at the same time, will complement the design for the overall architectural and civil design (soft landscaping areas at the roundabout and areas above tunnel portals, a green pedestrian bridge, earth embankments, terrain modelling).

#### Královo Pole portal area

The objective of the town planning and architectural design is to minimise the impact of negative effects of the construction in the area of Milíčova Street. The designer tried to suppress visual perception of the construction and prevent direct confrontation of the existing street development with the transport-related construction which is being designed. Specifically, it increases the distance between the tunnel portals and Poděbradova Street and enlarges the width of the demolition zone along the LCCR allowing necessary improvements of the space, including development of routes for pedestrian paths.

#### Královo Pole tunnels

The northern part of the Large City Circle Road in Brno (LCCR) is located in the area of the Královo Pole and Žabovřesky urban districts. It is simply named the LCCR Dobrovského, after the name of the street on the axis of which the road will run. The LCCR section which has been dealt with by the design is 1.8km long. It passes through a densely developed area with residential and commercial buildings on the surface. For that reason, an about 1.2km long section of the road passes through tunnels. Two important radial roads in the direction of Svitavy are connected to the LCCR in front of both portals. The LCCR alignment in this area has been defined by the urban master plan for quite a long time. Historically, the location for the road, which was dealt with in many analyses, developed from drafts ranging from an at-grade road, through viaducts, a bi-directional cut-and-cover tunnel up to the unidirectional mined tunnels which are currently under construction.

#### Tunel I

Tunnel I is 1237m long in total; the mined part is 1019m long. Cut-and-cover parts, which will be built in diaphragm walled boxes, are 168m and 50m long in Žabovřesky and Královo Pole respectively.

#### Tunel II

Tunnel II is 1258m long in total; the mined part is 1060m long. Cut-and-cover parts, which will be built using the same technique as the technique applied to Tunnel I, in diaphragm walled boxes, are 149m and 49m long in Žabovřesky and Královo Pole respectively.



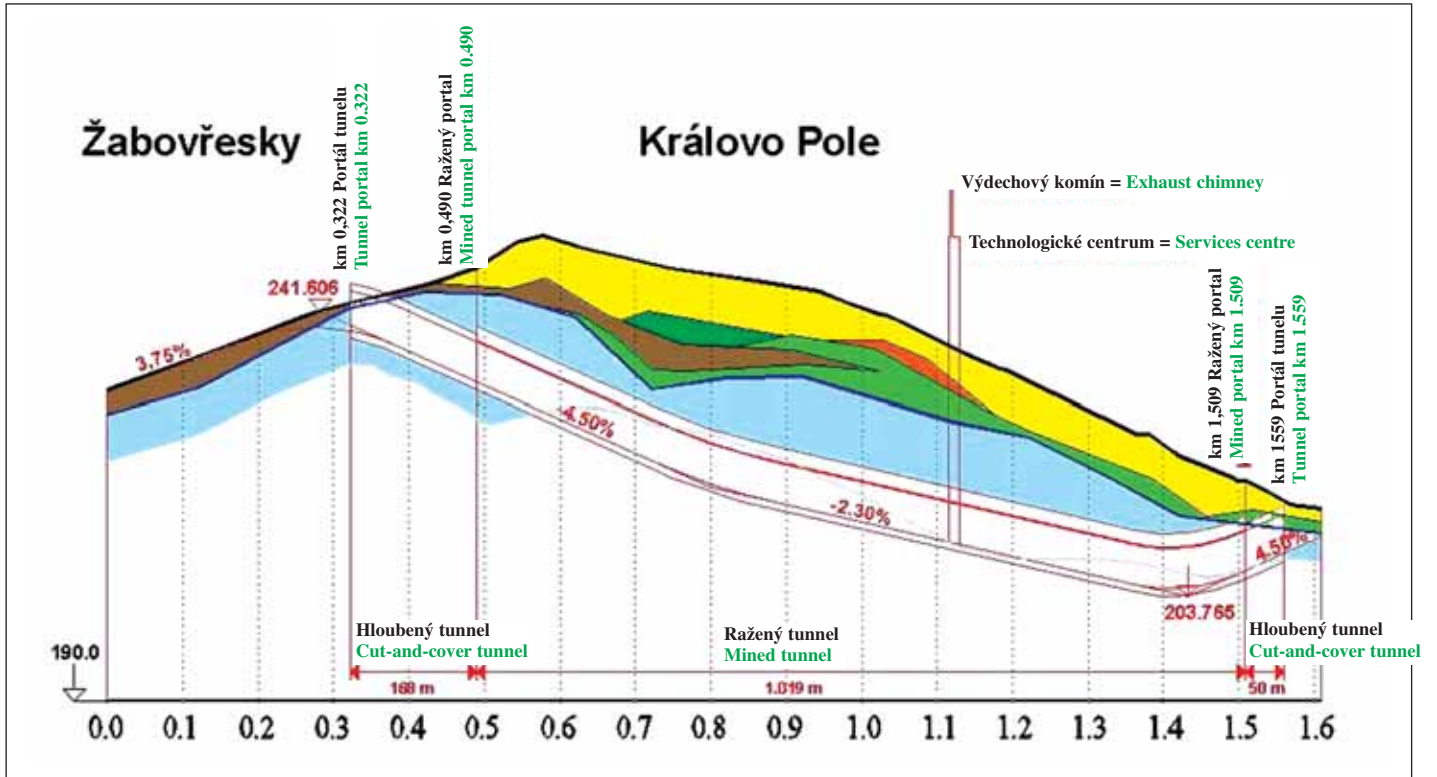
v zapažených jamách mají délku 149 m v Žabovřeskách a 49 m v Králově Poli.

**SMĚROVÉ A VÝŠKOVÉ ŘEŠENÍ TUNELŮ**

Z hlediska směrového řešení je tunel I prakticky v přímé a téměř kopíruje osu povrchové komunikace – ul. Dobrovského. Tunel II, vedený paralelně v odsunutí jižně cca o 70 m, je naproti tomu navržen s několika protisměrnými oblouky. Důvodem je snaha vyhnout se negativním vlivům na povrchovou zástavbu, nebo je alespoň minimalizovat – budovy Telefónica O2, bazény koupaliště „Dobrák“ apod.

**DIRECTIONAL AND HORIZONTAL ALIGNMENT OF THE TUNNELS**

Regarding the horizontal alignment, Tunnel I is virtually straight, nearly copying the axis of the surface road (Dobrovského Street). The alignment of Tunnel II, which runs in parallel, at a distance of about 70m south, is designed with several reverse curves. The reason is an effort to avoid negative effects on surface buildings or, at least, minimise them (the buildings of Telefónica O2, „Dobrák“ swimming pools etc.).



Obr. 5 Podélný profil  
Fig. 5 Longitudinal profile

Výškové řešení obou tunelů je podřízeno technologii ražby v daném prostředí brněnských těglů, nutnosti navázání na předportálové úseky v Králově Poli bez kolize s důležitými páteřními kanalizačními stokami – zatrubněný potok Ponávka I, stoka Ponávka II – a minimalizaci demoličních prací v Králově Poli. Z pohledu tuneláře i budoucího uživatele je podélný profil obou tunelů velmi nevhodný – v obou tunelech se v dolní části vyskytuje údolnicový zakružovací oblouk. Při ražbě i za provozu bude nutno trvale čerpat odpadní vody.

The horizontal alignment of both tunnels has been subjected to the technique of excavating through the given environment formed by the Brno Tegels, the necessity of joining the pre-portal sections in Královo Pole without colliding with important sewer mains (the covered stream of Ponávka I and the Ponávka II sewer main) and minimising the scope of demolitions in Královo Pole District. From the tunnel builder and the future tunnel user point of view, the vertical alignment of both tunnels is very inconvenient – a vertical sag curve is found in the lower part of each tunnel tube. Process water will have to be continually pumped during the excavation and during the tunnel operation.

**KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ VNITŘNÍHO PROSTORU TUNELŮ**

Příčné uspořádání tunelů je dvouprostorové – zahrnuje dopravní prostor a přístropí pro odtah znečištěného vzduchu. Tunelové ostění je dvouplášťové s mezilehlou uzavřenou tlakovou izolací. Primární ostění je navrženo ze stříkaného betonu s ocelovými výztužnými ramenaty (přednostně plostěnné profily), v úsecích s malým nadložím nebo nebezpečím vytváření nepřipustných poklesů na povrchu je horní část klenby doplněna o krycí deštník z mikropilot. Vzhledem ke zjištěné agresivitě spodních vod bude mít primární ostění dočasný charakter, hlavní nosné sekundární ostění bude železobetonové.

**STRUCTURAL DESIGN FOR THE INTERNAL SPACE IN THE TUNNELS**

The cross section of the tunnels comprises two spaces, i.e. the road space and the polluted air extraction space under the tunnel crown. The tunnel lining is a double-shell structure with a closed, pressure resisting intermediate waterproofing system. The primary support consists of shotcrete, steel frames (preferably solid-web girders) and, in shallow cover sections or sections where there is a threat of developing unpermissible settlement of the surface, additional canopy tube pre-support. Because of the aggressive action of groundwater which was determined, the primary lining will have a temporary character. The main, load-bearing secondary lining will be in reinforced concrete.

**PROFIL TUNELŮ – ZÁKLADNÍ TECHNICKÉ ÚDAJE**

Základní šířka jízdních pruhů v tunelu .....	3,50 m;
Světlá podjezdná výška .....	4,50 m;
Světlá šířka mezi obrubníky .....	8,50 m;
Plocha dopravního prostoru .....	57,95 m <sup>2</sup> ;
Prostor pro odsávání znečištěného vzduchu .....	12,0 m <sup>2</sup> ;
Primární ostění tl. 350 mm .....	11,95 m <sup>3</sup> /bm;

**TUNNEL CROSS SECTION – BASIC TECHNICAL DATA**

Basic traffic lane width in the tunnel .....	3.50 m;
Vertical clearance .....	4.50 m;
Curb-to curb width .....	8.50 m;

Sekundární ostění tl. min. 500 mm ..... 32,53 m<sup>3</sup>/bm;  
 Výrubní profil tunelu ..... cca 130 m<sup>2</sup>.

## TECHNOLOGICKÉ CENTRUM

Pro zvolený systém polopříčného odvětrání tunelů a ostatní technologická zařízení je nutno vybudovat odpovídající prostory, zejména pro ventilátory a výdechový objekt, a to uprostřed relativně velmi husté obytné zástavby. Podzemní objekt technologického centra bude mít půdorysné rozměry 14x44 m, hloubka čisté podlahy únikové cesty a nejspodnějšího podlaží je 25,50 m pod terémem. Celkem bude mít technologické centrum pět podzemních a jedno nadzemní podlaží, dva komíny s výškou 25 m nad terémem. Tunel II bude k technologickému centru připojen třemi štolami – únikovou cestou s kabelovým kanálem a dvěma větracími štolami přes samostatnou strojovnu VZT přímo do komínu. Na povrchu budou pouze dva relativně malé přízemní objekty s příjezdovou komunikací a dva komíny výšky 25 m. Uvedené nadzemní objekty budou architektonicky začleněny do budoucí výstavby polyfunkčního objektu VFU.

## ZKUŠENOSTI S RAŽBOU PRŮZKUMNÝCH ŠTOL – PROBLÉMY V OBLASTI S EXTRÉMNĚ NÍZKÝM NADLOŽÍM

Skutečný vliv ražby na povrchovou zástavbu byl ověřován při ražbě průzkumných štol. Před vlastním zahájením ražby tunelů byly v letech 2001 až 2003 vyraženy celkem tři průzkumné štoly o celkové délce přes 2000 m. Štoly jsou součástí ostění tunelů a byly raženy předpokládanou technologií pro velké tunely. V tom spočívá jejich největší význam. Výsledky měření a sledování účinků ražby štol v nejkritičtějších oblastech ukazují oprávněnost jejich provedení.

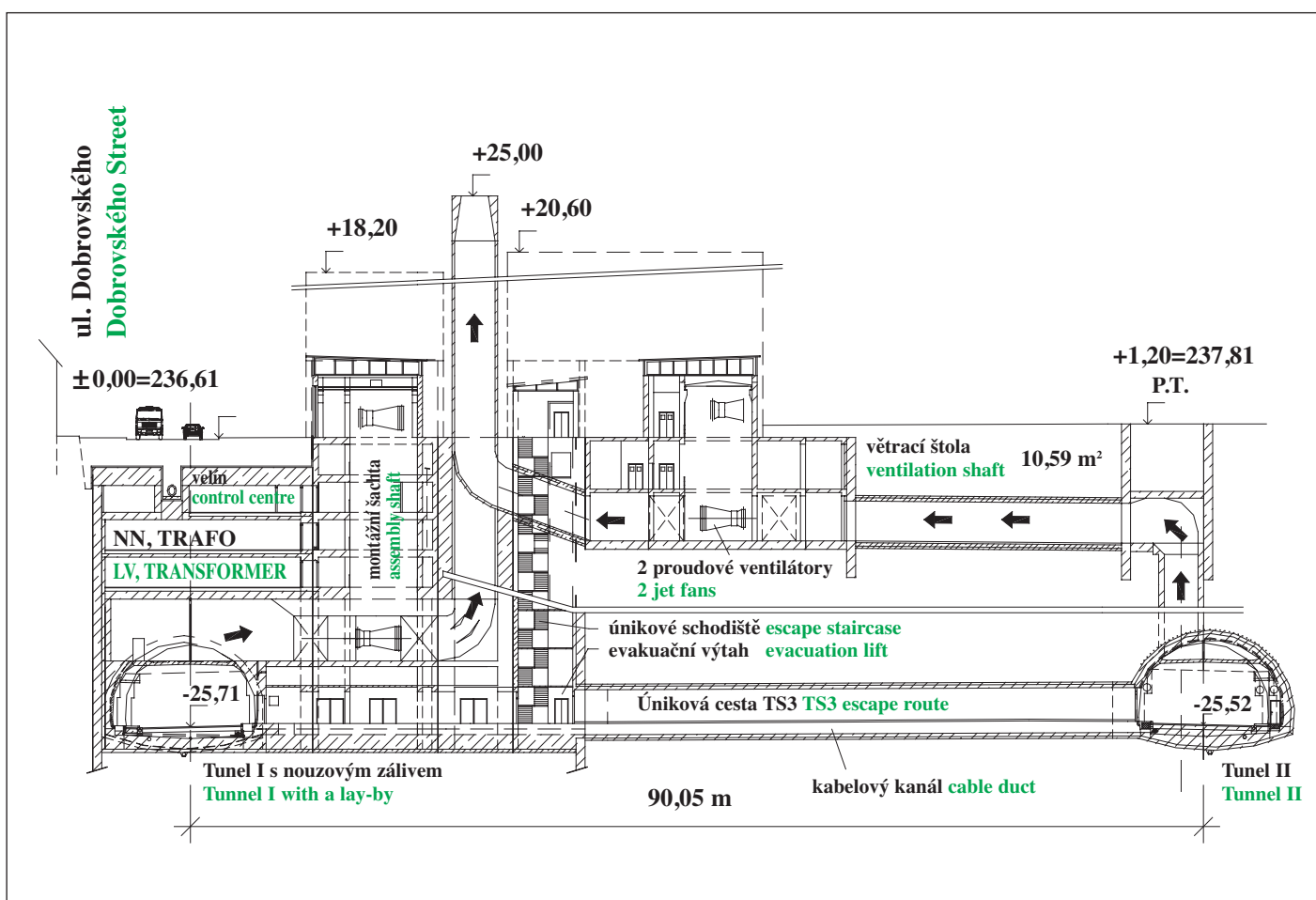
Road space area ..... 57.95 m<sup>2</sup>;  
 Polluted air extraction space area ..... 12.0 m<sup>2</sup>;  
 Primary lining 350 mm thick ..... 11.95 m<sup>2</sup>/lm;  
 Secondary lining, min. 500 mm thick ..... 32.53 m<sup>2</sup>/lm;  
 Excavated area ..... about 130 m<sup>2</sup>.

## EQUIPMENT CENTRE

The selected semi-transverse tunnel ventilation system and the other equipment require adequate spaces, above all for fans and an exhaust structure to be built in the middle of relatively very dense residential development. The ground plan dimensions of the underground structure for the equipment centre will be 14x44m, the depth of the finish floor of the escape route and the lowest level under the ground surface is 25.50m. In total, the equipment centre will have five underground levels and one above ground level, and two chimneys 25m high above the ground surface. Tunnel II will be connected to the equipment centre through three adits – an escape path with a cable channel and two ventilation adits running via a separate ventilation plant room directly to the chimney. There will be only two relatively small ground-floor structures with an access road, and two chimneys 25m high on the surface. The above-mentioned surface structures will be architectonically incorporated into the future development of a polyfunctional building for the University of Veterinary and Pharmaceutical Sciences.

## EXPERIENCE GAINED DURING THE EXCAVATION OF EXPLORATORY GALLERIES – PROBLEMS ENCOUNTERED IN THE EXTREMELY SHALLOW COVER AREA

The actual effect of the tunnel excavation on surface buildings was verified as early as the excavation of exploration galleries. A total of three exploration galleries at a total length over 2000m were driven in 2001 through 2003, prior to the commencement of the tunnel excavation itself. The galleries are part of the tunnel lining; they were driven using the technique which was expected for the large tunnels. This is



Obr. 6 Příčný řez vzduchotechnickým centrem s únikovou chodbou a větrací štolou  
 Fig. 6 Cross section through the ventilation centre with an escape adit and ventilation adit

V příportálové oblasti Královo Pole, v délce ražby cca 50 až 80 m, mají oba tunely velmi nízké nadloží o mocnosti cca 5 až 8 m. Tunel I je veden přibližně v ose ulice, nad tunelem II se nachází zástavba až třípodlažních nepodsklepených obytných budov. V tomto prostoru vznikly nad štolami IIA a IIB nejzávažnější problémy z hlediska poklesů a deformací na budovách, na jejichž příčiny nebylo možné v projektu reagovat. Oproti původním předpokladům zde došlo k významnému nárůstu maximálního poklesu cca o 120 %, kde maximální měřený pokles budovy činí 56 mm a náklony budov překračovaly stanovené kritické meze. Příčiny lze shrnout do těchto bodů:

- velmi nízké nadloží;
- zastížení nesignalizované deprese v horizontu neogenních jílu, vyplněné vodonosnými vrstvami štěrku, s doprovodem neočekávaných a trvalých výrazných výronů vody do výrubu štoly IIA;
- nástavba domů na třípodlažní z původních jednopodlažních přímo nad tunelem II v Poděbradově ulici s nadložím pouhých 5 metrů byla povolena a provedena jen několik měsíců před zahájením ražby;
- zhotovitelé si v počátečních metrech ražby ověřovali potřebné technologie a postupy pro ražbu v daném prostředí.

Přes výše uvedené problémy se po přijetí dodatečných technických opatření a zvýšeným úsilím všech zainteresovaných stran podařilo kritickou lokalitou projít bez dalších výraznějších nepříznivých projevů.

Ražbu štoly IB, vedené zhruba v ose ulice, nedoprovázely prakticky žádné nepříznivé poklesy. Deformace zde nepřekročily hodnoty původních předpokladů.

## ZÁVĚR

Hustá povrchová zástavba se souvisejícími inženýrskými sítěmi a dopravními komunikacemi na povrchu a v podmínkách brněnských neogenních jílu (téglů) řadí stavbu Královopolských tunelů mezi zcela ojedinělá inženýrská díla nemající v České republice obdoby.

Způsob ražby, členění výrubu a vyztužování stříkaného betonu primárního ostění speciálně pro tuto stavbu vyvinutými tuhými prvky HEBREX jsou použity poprvé v České republice. Součástí projektu je i podrobná pasportizace nadzemních objektů v trase obou tunelových rour, obsahující pasporty ve formě soudněznaleckých posudků cca 260 domů. Monitoring vlivů stavby (zejména ražby tunelů) je vůbec nejrozsáhlejší, jaký kdy byl v České republice prováděn.

Dlouhá přestávka mezi ražbou štol a teprve letos zahájenou ražbou tunelů byla zapříčiněna velkými problémy již při zpracovávání a projednávání projektové dokumentace, zejména kvůli občanským a „ekologickým“ iniciativám při získání 15 stavebních povolení, které doprovázelo několik soudních procesů, z nichž některé nejsou dodnes uzavřeny.

## DODAVATELSKÝ SYSTÉM

Generální projektant: Inženýrské sdružení firem AMBERG Engineering Brno, a. s.,

PK OSSENDORF, s. r. o., a DOSING – Dopravoprojekt Brno group, s. r. o.

(IS VMO Dobrovského).

Investor: ŘSD ČR, Statutární město Brno a SFDI

Generální zhotovitel: „Sdružení VMO Dobrovského B“, jehož členy jsou OHL ŽS, a. s. (vedoucí účastník sdružení), Metrostav a. s., a Subterra, a. s.

**ING. VLASTIMIL HORÁK, vhorak@amberg.cz,  
AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.**

*Recenzoval: Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.*

Článek byl převzat z časopisu Zakládání staveb s laskavým souhlasem jeho vydavatele a s drobnými autorskými změnami.

the most important fact as far as the galleries are concerned. The results of measurements and observation of the effects of the excavation of the galleries in the most critical areas have proved that the excavation of the galleries was justified.

In the Královo Pole portal area, within an about 50 to 80m long section, the cover of both tunnels is very shallow, about 5 – 8m thick. Tunnel I leads approximately on the street axis, while up to three-storey, basementless residential buildings are found above Tunnel II. The most serious problems in terms of the settlement and deformations of buildings were encountered above the exploration galleries in this area. The design could not react to their causes. In contrast with the original assumptions, the maximum settlement values significantly increased, approximately by 120%, with the maximum measured subsidence of the building amounting to 56mm and the tilt of the building exceeding the set out critical limits. The causes can be summarised in the following points:

- a very shallow cover;
- an non-signalled depression in the Neogene clay horizon, which was filled with gravel aquifers; unexpected, permanent inflows into the gallery IIA excavation were encountered;
- The construction of additional stories on top of originally single-storey buildings directly above Tunnel II, forming 3-storey structures in Poděbradova Street, where the cover was a mere 5m thick. It received building permits and was carried out only several months before the commencement of the excavation;
- The contractors verified the excavation technique and procedures for the given environment during the excavation of initial metres of the tunnel.

Despite the above-mentioned problems, the critical location was successfully passed through without other adverse manifestations after implementation of adequate technical measures and owing to increased efforts of all parties to the project.

The excavation of Gallery I, passing roughly on the axis of the street, was not accompanied virtually by any adverse settlement. In this location, deformations did not exceed the originally anticipated values.

## CONCLUSION

The dense surface development with the related utility networks and roads on the surface, combined with the conditions created by the Neogene Brno Clays (Tegels), rank the construction of the Královo Pole tunnels among absolutely unique engineering project, which has had no equivalent in the Czech Republic.

The excavation method, excavation sequence and the primary lining shotcrete reinforcing by the stiff elements HEBREX which were developed specially for this project, have been used for the first time in the Czech Republic. Part of the design is also a detailed condition survey of the surface buildings found along the alignment of both tunnel tubes, containing reports in the form of expert opinions on approximately 260 buildings. The monitoring of the impacts of the construction (above all the tunnel excavation) is the most extensive which has ever been conducted in the Czech Republic.

The long break between the excavation of the galleries and the excavation of tunnels, which commenced as late as this year, was caused by serious problems which were encountered already during the work on and negotiations over the design, first of all owing to civic and environmental initiatives during the process of obtaining 15 building permits, which was accompanied by several law-suits, of which several have not been concluded yet.

## PARTIES TO THE PROJECT

General Designer: Engineering consortium consisting of AMBERG Engineering Brno, a. s.,

PK OSSENDORF, s. r. o., and DOSING – Dopravoprojekt Brno group, s. r. o.

(IS VMO Dobrovského).

Employer: The Directorate of Roads and Motorways of the Czech Republic, the corporate town of Brno and the State Fund for Transport Infrastructure

General Contractor: „Sdružení VMO Dobrovského B“ consortium consisting of OHL ŽS, a.s. (the leading member of the consortium), Metrostav a. s. and Subterra a. s.

**ING. VLASTIMIL HORÁK, vhorak@amberg.cz,  
AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.**

# KRÁLOVOPOLSKÝ TUNEL V BRNĚ Z POHLEDU PROJEKTANTA KRALOVO POLE TUNNEL IN BRNO FROM DESIGNER POINT OF VIEW

VLASTIMIL HORÁK



Obr. 1 Provizorní portál Královo Pole  
Fig. 1 Královo Pole temporary portal

Základní informativní údaje o celé stavbě VMO Dobrovského jsou uvedeny na jiném místě tohoto časopisu, proto zde nejsou dále uváděny a článek je věnován plně pouze raženému tunelu.

Výstavba části městského okruhu označované VMO Dobrovského, jejíž součástí je i Královo-polský tunel (sice nesprávně, ale často též označovaný pracovním názvem tunel Dobrovského), byla oficiálně zahájena již v roce 2006. V důsledku několika táhlých soudních pří (některé kauzy nejsou ani do dnešního dne uzavřeny) byla bohužel ta nejdůležitější z patnácti vydaných stavebních povolení nepravomocná. S vlastní ražbou tunelu mohli tak zhotovitelé začít až teprve v lednu roku 2008. V druhé polovině roku 2007 bylo Obvodním báňským úřadem v Brně nařízeno dodatečné vyztužení stávajících průzkumných štol, jejichž stavebně-technický stav již neodpovídal bezpečnostním požadavkům. Štoly byly navrženy a provedeny v letech 2001 až 2003 s předpokladem zahájení výstavby tunelových rour maximálně do dvou let od ukončení ražby štol. Investor i zhotovitelé tak mohli využít tohoto správného aktu Obvodního báňského úřadu v Brně, který nepodléhá stavebnímu zákonu, a zahájit přestrojování (vyztužování) štol již plně v souladu s projektovou dokumentací pro tunely. Přestože stáří průzkumných štol bylo již daleko za předpokládanou životností, byla převážná část ostění štol až překvapivě ve velmi dobrém stavu. Tímto způsobem byla alespoň zčásti eliminována vzniklá časová ztráta 18 měsíců, po které nesměla být ražba tunelů zahájena.

V souladu s původními předpoklady projektanta o využití stávajícího ostění štol jako nosného prvku velkého tunelu bylo takto vyztuženo cca 100 m průzkumných štol IIA a IIB. Současně s tím se ze stávajících štol prováděla pomocná opatření pro budoucí ražbu kaloty – chemické a zpevňující injektáže zvodnělých kvarterních souvrství, která jsou v oblasti provizorního královo-polského portálu v délce cca 80 m profilem kaloty zastížena.

Doba, po kterou se nesměla zahájit ražba, neznamenala ale pro nikoho z účastníků výstavby čas pro nějaké zahálení. Byla velmi intenzivně využita k širokým diskusím o technologii ražby, nasazení strojů, o způsobu a formě vystrojování výrubu primárním ostěním, byla posuzována z nejrůznějších pohledů prognóza poklesů a vlivů ražby na povrchovou zástavbu. Výsledkem těchto diskusí a v neposlední řadě díky vstřícnému přístupu investora k eliminaci možných rizik pak byl tzv. **souhrn kompenzačních opatření** pro eliminaci vlivů ražby na povrchovou zástavbu, který obsahoval následující prvky:

- Mírná úprava tvaru výrubu – zvětšení zaklenutí spodní klenby pro zvýšení její tuhosti.
- Vyztužení primárního ostění ze sřítkaného betonu svařovanými vyztužnými prvky HEBREX, navrženými projektantem speciálně pro tuto stavbu jako alternativa k ohýbaným válcovaným profilům HEB. Název HEBREX

Basic information on the whole Dobrovského Large City Circle Road (LCCR) project is presented in another place in this magazine, therefore it is not further presented in this paper, which is fully dedicated to the mined tunnel.

The construction of the part of the Dobrovského Large City Circle Road, with the Královo Pole tunnel (which is often, incorrectly, referred to using a working name of the Dobrovského tunnel) being a part of it, officially commenced as early as 2006. Unfortunately, the most important of the fifteen building permits which had been issued did not become legally valid as a result of several lengthy litigation cases (some of the cases have not been concluded yet). The members of the contractor consortium were not allowed to start the tunnel construction work until January 2008. In the second half of 2007, the Regional Bureau of Mines in Brno ordered that existing exploratory galleries, the technical condition of which ceased to meet safety requirements, be provided with additional support. The galleries had been designed and excavated in 2001 to 2003, with an assumption that the construction of the tunnel tubes would start not later than two years after the completion of the excavation of the galleries. Thus the owner and the contractor consortium could use this administrative action of the Regional Bureau of Mines in Brno, which is an authority which does not come under the Building Law, to start to strengthen the excavation support in the galleries, in full compliance with the tunnel design. In spite of the fact that the age of the exploratory galleries was far beyond the assumed life span, the majority of the lining was in a surprisingly good condition. Owing to this finding, the time loss of 18 months during which the tunnel excavation had been prevented from commencing, was at least partially eliminated.

About 100m of exploratory galleries IIA and IIB were stabilised in this way, in accordance with the original assumptions of the designer regarding the use of the support of the existing galleries as a structural element of the large tunnel. Concurrently with this work, additional measures designed for the future top heading excavation were implemented, namely chemical and stabilisation grouting in the water-bearing Quaternary formation which was encountered by the top heading in the Královo Pole temporary portal area, along a length of about 80m.

The time for which the excavation was not allowed to start was not a time for idling for any of the parties to the project. It was very intensely used for wide discussions about the excavation technique, the tunnelling equipment to be used, and the method and form of installation of primary support; the prognosis of settlements and effects of the excavation on existing buildings was assessed from various viewpoints. All prominent experts and specialists in tunnel construction actively participated in the discussion. Their names, such as Aldorf, Barták, Blindow or Eisenstein, certainly do not need to be introduced. Fierce and passionate discussions were held about the philosophy and approach toward calculations, mathematical modelling, deformations both underground and at the surface, and current experience and capabilities of the members of the contractor consortium. Owing to the accommodating approach of the employer toward the elimination of potential risks, these discussions resulted in the so-called **Summary of Compensation Measures**, designed to eliminate the excavation effects on surface buildings. It comprised the following actions:

- Moderate modification of the geometry of the excavated profile – increasing the height of the inverted vault with the aim of increasing its rigidity.
- Reinforcing the shotcrete primary lining with welded elements HEBREX, which were developed by the designer especially for this particular project as an alternative to HEB rolled-steel arches. The name HEBREX (abbreviated to HBX) originated as a compound word consisting of the marking for rolled-steel sections HEB and the usual marking of standard steel lattice arches BRETEX, which are commonly used as primary support. The HBX support elements join favourable properties of rolled-steel sections (high flexural rigidity and immediate capacity to carry loads without being embedded in shotcrete, a long deformation path) and lattice girders (good bond between shotcrete and the girders). In addition, the HBXs allow savings in the steel consumption compared with HEB rolled-steel elements, even though not too significant (about 10-15%). Even a standard locksmith's shop equipped with suitable, easy to produce fixtures can cope with the production, in contrast with precision bending of massive rolled-steel HEB sections, which can be carried out only by several companies in Europe.
- Modifying the distances between partial headings – maximum reduction, even at the expense of multiply increasing the volume of the repeatedly

(zkráceně též HBX) vznikl jako složenina z označení pro válcované nosníky HEB a z běžně používaného pojmenování BRETEX pro standardně používanou prostorovou svařovanou výztuž primáru. Tyto výztužné prvky HBX v sobě spojují příznivé vlastnosti válcovaných profilů (velká ohybová tuhost a okamžitá únosnost i bez zastríkáni betonem, dlouhá deformační dráha) a příhradových nosníků (dobrá soudržnost se stríkaným betonem). Ne příliš výrazně, ale přece jen šetří HBX hmotnost oceli oproti válcovaným prvkům HEB (cca 10–15 %). Jejich výrobu zvládne standardní zámečnická dílna s vhodnými a snadno vyrobitelnými přípravky. Na rozdíl od přesného ohýbání masivních válcovaných nosníků HEB, které „umí“ jen několik firem v Evropě.

- Úprava délky rozfárání dílčích čeleb – maximální zkrácení i za cenu několikašobného zvýšení objemu opakovaně přemísťovaného recyklátu pro nájezdovou rampu do kaloty.
- Doplnění clonicích stěn z pilířů tryskové injektáže podél zástavby na ulici Dobrovského téměř na celou délku ulice.
- Kompenzační injektáž pro speciálně vybrané ohrožené objekty – je navržena a prováděna pro celkem 26 nadzemních vícepodlažních objektů. Jde o největší rozsah této technologie, jaký kdy byl v České republice (v Evropě?) prováděn.
- Vzhledem k různosti technického stavu ostění průzkumných štol (degradace vlivem času, způsob a kvalita provedení) a provedeným průzkumům a znaleckým posudkům bylo s ohledem na minimalizaci rizik dohodnuto nahradit stávající ostění štol v plném rozsahu primárním ostěním novým, stejným jako při novorazbách (s výjimkou již hotového zesílení štol IIa, IIb v úseku prvních 100 m).
- Optimalizace tvaru primárního ostění tunelu s ohledem na očekávané deformace a tolerance v provádění montovaného ostění z prvků HBX.

V souvislosti s výše uvedenými přijatými kompenzačními opatřeními muselo proběhnout několik nových stavebních řízení, tentokrát již bez protestů a odporu občanských iniciativ či ekologických hnutí. Veškeré úpravy schváleného projektu tunelů musely být navrženy tak, aby nezavdaly sebemenší příčinu ke zpochybnění vydaného stavebního povolení, o jehož právoplatnosti v té době jednal správní soud. Vše bylo oběma stranami soudního sporu bedlivě sledováno.

## RAŽBA TUNELU – PŘEDPOKLADY A SKUTEČNOST

Navržený způsob ražby s horizontálním a vertikálním členěním výrubu o celkové ploše 130 m<sup>2</sup> na šest dílčích čeleb (A až F) s plochami od 14 m<sup>2</sup> do 25 m<sup>2</sup> a s okamžitým uzavíráním každého dílčího výrubu po každém kroku délky 1 m a následným bouráním vnitřních výztuh byl v ČR použit poprvé. Do dílčích výrubů nelze použít těžkou techniku – tunelbagr, ale je nutné nasadit menší a samozřejmě méně výkonné stroje. Krok ražby byl ve všech dílčích výrubech předepsán striktně jeden metr, pouze poslední část výrubu v počvě je možné provádět v krocích po čtyřech metrech. Rovněž tuhá výztuž v primárním ostění s hmotností nejtěžších prvků přes 450 kg byla důvodem k obavám zhotovitelů o realitě této metody a dosažení projektem předpokládaných měsíčních postupů 40 až 50 m. Tunel I razí OHL ŽS, a. s., a tunel II razí SUBTERRA, a. s. V prvních cca 80 m tunelů od provizorního portálu bylo dosahováno zhruba polovičních měsíčních výkonů – ražba byla zpomalována zvodněnými kvartérními sedimenty, které bylo nutné zpevnit injektážemi. Nikdo nechtěl logicky přistoupit na riziko možného vykomínování na povrch při nadloží pouhých 5 až 8 m, protkaného hustou sítí kabelů, potrubí, kanalizací, plynovodů a vodovodů a s obytnou zástavbou na povrchu. Rovněž mikropilotové deštníky prováděné z kaloty každých 8 m celkový postup zpomalovaly. Při ražbě pod příčnou Palackého třídou s hustým silničním provozem včetně tramvajů (jedno z nejkritičtějších míst ražby tunelu) poprvé po cca 120 m přesáhla výška nadloží výšku výrubu (!), plný profil tunelu byl již ražen v neogenních jílech a bylo možné vypustit mikropilotové deštníky. Postup ražby se logicky zrychlil a v srpnu 2008 bylo poprvé překročeno 45 m a v listopadu 2008 dokonce 50 m plného uzavřeného profilu tunelu za měsíc.

Bourání vnitřních výztuh ze stríkaného betonu s tuhou výztuží se ukázalo jako největší problém nikoli z hlediska času, jak se očekávalo, ale z hlediska hluku a vibrací, které se v daném geologickém prostředí brněnských tégů velmi dobře šíří a jsou obyvatelstvem velmi negativně vnímány již hluboko pod povolenými hygienickými limity. Stejně tak po rozhodnutí nahrazovat stávající ostění štol ostěním novým je nutno jej vybourat, čímž se objem bouracích prací výrazně zvětšil. Po vyzkoušení několika různých způsobů rozpojování železobetonu a několika variant postupů se v současnosti stávající ostění štol bourá systémem příčných předřezů diamantovou pilou, předbouráním příčných „šliců“ a následným vylamováním dílních profilů K24. Vnitřní horní žebra se stríhají (drtí) nůžkami na beton a teprve poté (po uvolnění tlakového napětí v těchto žebrech) nastupuje klasické bourací kladivo na bagrovém výložníku. Bourání v nočních hodinách vibračními či příklepovými mechanismy není dovoleno.

Původní předpoklad o využití až 60 % neogenních jílu jako druhotné suroviny např. pro výrobu cihel nebyl a pravděpodobně ani nebude vzhledem k příliš vysokým požadavkům na čistotu jílu splněn.



Obr. 2 Výztužné prvky HEBREX  
Fig. 2 HEBREX reinforcement elements

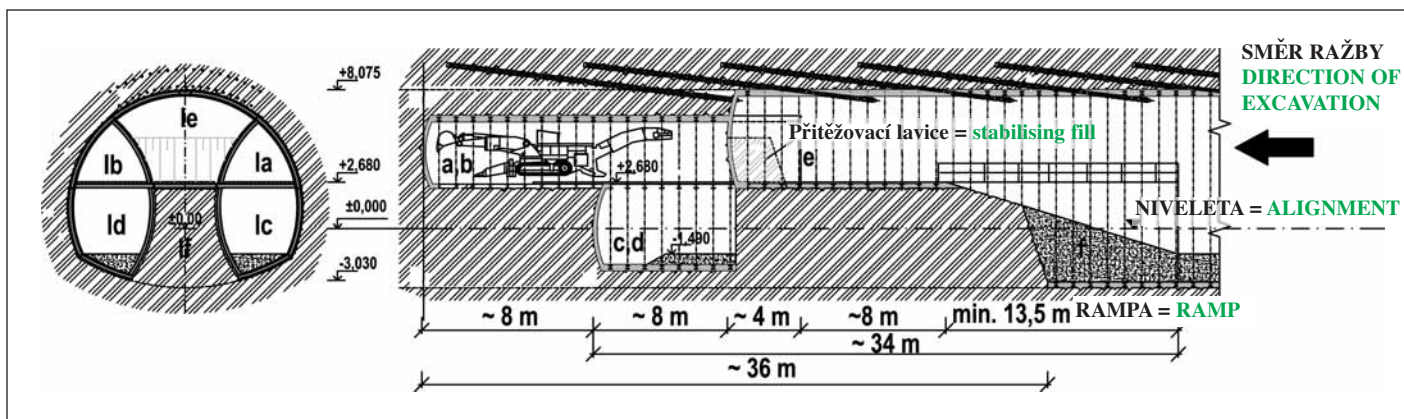
moved recycled muck, which was used for creating a drive-up ramp to the top heading.

- Addition of cut-off walls consisting of jet grouted pillars alongside the buildings in Dobrovského Street, covering nearly the whole street length.
- Compensation grouting for specially selected buildings – it has been designed and carried out for a total of 26 multi-storey buildings. The scope of this operation is the largest-ever in the Czech Republic (Europe?).
- Because of the varying structural condition of the lining of the exploration galleries (degradation with time, technique and, at last but not least, quality of workmanship) and results of surveys and expert opinions, with the aim of minimising risks, the decision was made that the existing lining of the galleries be in full extent replaced by a new primary lining, the same as the lining for the newly excavated tunnels (with the exception of the completely strengthened galleries IIa and IIb in the initial 100m long section).
- Optimising the geometry of the primary lining of the tunnel with respect to the anticipated deformations and the tolerances permitted for the installation of the assembly of the HBX arches.

Several new building permission proceedings had to take place in the context of the above-mentioned measures. They passed without new protests and resistance of civic initiatives or environmental activists. All modifications of the approved tunnel design had to be designed in a way which would not give merest cause for contesting the issued building permit, the validity of which was at that time a subject of legal proceedings. Everything was under scrutiny by both parties to the litigation.

## TUNNEL EXCAVATION – ASSUMPTIONS AND REALITY

The proposed excavation sequence, consisting of six partial headings (A through F) which divide the total excavated area of 130m<sup>2</sup> into areas ranging from 14 m<sup>2</sup> to 25 m<sup>2</sup>, where each partial excavation is immediately closed when the particular 1.0m long round has been completed and inner supports are subsequently broken out, has been used for the first time in the Czech Republic. Heavy equipment – a tunnel excavator – cannot be used at the partial headings. Smaller machines must be used; of course, their capacity is lower. One-meter long excavation rounds were strictly prescribed for all partial headings, with the exception of the last part of the excavation, the invert, where 4m long rounds are allowed. The rigid supports in the primary lining, with the heaviest elements weighing over 450kg, were another reason why the contractors doubted whether this method was realistic and whether the anticipated monthly advance rates of 40 – 50m could be achieved. Tunnel I has been driven by OHL ŽS a.s., while Tunnel II has been excavated by SUBTERRA a.s. The monthly advance rates in the initial about 80m long section of the excavation (measured from the portal) were roughly a half of the anticipated rates; the rates were reduced owing to water-bearing Quaternary sediments, which had to be stabilised by grouting. Logically, nobody was willing to take the risk of a potential “daylight” collapse of the 5-8m high overburden, which contained dense networks of cables, pipelines, sewers, gas pipelines and had residential buildings on its surface. Canopy tube pre-supports, which were installed from the top heading every 8 metres, also reduced the overall excavation advance rates. The height of the overburden exceeded, for the first time when about 120m of excavation had been completed, the height of the excavated opening (!) during the excavation under transverse Palackého Street, carrying dense road traffic including trams (one of the most critical points of the tunnel excavation); the full-profile excavation, passing through the Neogene clays, started. It was therefore possible to omit the canopy tube pre-support. Logically, the advance rates were increased; the monthly advance rate of the excavation of the full-profile tunnel exceeded, for the first time, 45m in August 2008 and even 50m in November 2008.



Obr. 3 Schéma postupu ražby

Fig. 3 Excavation sequence scheme

Pro zrychlení postupu ražeb jsou zkoušeny a za pečlivého sledování deformací a vlivů ražby na povrch testovány varianty postupu ražby s dvojkroky v profilech C, D, osmimetrové kroky v části F – v počtvě a variantní vzdálenosti dílčích čeleb. To vše umožňuje observační metoda, která je v tomto prostředí prakticky jedinou možností.

Podzemní voda, která působila největší obtíže při ražbě průzkumných štol v tunelu II, byla naopak výrazně „nepříjemnější“ při ražbě v tunelu I. Přítom v průzkumné štoli IB (tunel I) se vyskytovala před otevřením profilu velkého tunelu spíše symbolicky. Zvodnělé vrstvy byly sanovány v každé tunelové rouři jiným zhotovitelem a rozdílnými chemickými suspenzemi. Srovnání účinnosti a efektivity těchto injektáží je samozřejmě předmětem širokých diskusí a bylo by jisté vhodným samostatným tématem pro odbornou veřejnost. Podstatné je, že na tomto tunelu zpevňující injektáže svoji pozitivní úlohu splnily. Důkazem je skutečnost, že ražby obou tunelových rour prošly těmito zvodněnými úseky s minimálním nadložím a pod zástavbou prakticky bez problémů.

Mikropilotové dešťníky v kalotách byly prováděny v délkách 17 m, účinná délka je 8 m a přesah 3 m. Technologie vrtání se ztracenou výpažnicí, resp. AT systém, předepsané v zadávací dokumentaci byla nahrazena upravenou a zdokonalenou metodou vrtání (poprvé použitou u tunelu Březno) se speciálně upravenými ztracenými šnekovými korunkami, trubkami délky 17 m bez nadstavování a přímo s cementovým výplachem, který stěnu vrtů v jíl „maže“, zmenšuje odpor a přímo tvoří zálivku. Tímto způsobem bylo možno 19 mikropilot v kalotě osadit za jedinou 12hodinovou směnu.

Ke konci listopadu bylo v tunelu I vyraženo v plném profilu 230 m (průměrný výkon 29 bm/měsíc) a v tunelu II 340 m (průměrný výkon 31 m/měsíc) z celkové délky cca 1060 m v každé tunelové rouři.

## DEFORMACE A CHOVÁNÍ PRIMÁRU – PŘEDPOKLADY A SKUTEČNOST

Chování primárního ostění a zejména spolupůsobení tuhé výztuže se stříkaným betonem a výsledná tuhost ostění byly zcela jednoznačně nejdiskutovanější otázkou. V zadávací dokumentaci byly projektantem prognózovány radiální relativní deformace primáru v hodnotách od 40 mm do 60 mm, což bylo v diskusích před zahájením ražeb některými odborníky označováno za podhodnocené. Rezervu na deformace a tolerance musel projektant zvětšit optimalizací tvaru primáru a polohou výztuže z původních 60 mm až na 120 mm. Výsledné



Obr. 4 Hlavy MKP dešťníků

Fig. 4 Heads of canopy tube pre-support



Obr. 5 Vrtačka MKP dešťníků s lafetou dl. 17 m

Fig. 5 Canopy tube pre-support drilling rig; 17m long boom

The breaking of the inner support, consisting of shotcrete with rigid frames proved to be the biggest problem not in terms of time, as expected, but in terms of noise and vibrations, which very well propagate through the given geological environment consisting of the Brno clay (so called Brno Tegel) and are very negatively perceived, even at levels which are deep under allowable sanitary limits. In addition, the volume of the demolition operations significantly increased after the decision that the existing lining of the galleries be replaced by a new lining because the existing lining had to be broken out. Several differing methods for the breaking of reinforced concrete and several variants of the procedures have been tried; currently, the existing lining of the galleries is demolished using a system of transverse pre-cuts by a diamond saw, pre-cutting transverse slots in the lining and subsequently picking of K24 colliery frames out. Inner upper ribs are cut by the concrete demolition shears and then, when the compression stress has been released, a traditional impact breaker mounted on an excavator boom takes up the job. Demolishing by vibration or percussion equipment is not allowed.

The original assumption that up to 60 per cent of the Neogene clay would be usable as a secondary raw material, for example for manufacturing bricks, has not been and probably will not be fulfilled owing to too high requirements for the purity of the clays.

With the aim of accelerating the excavation advance rates, testing is underway under thorough observation of deformations and effects of the excavation on the ground surface. It is focused on variants of the excavation procedure allowing the advance of profiles C and D to be doubled, eight-meter advances for part F – in the invert, and variants in the distances between partial headings. All of this is possible owing to the observational method, which is virtually the only option for the given ground environment.

Ground water, which caused greatest problems during the excavation of exploration galleries for Tunnel II, was, in contrast, much more “unpleasant” during the excavation of Tunnel I. It was surprising because, before the opening of the large tunnel, it appeared in the profile of Exploration Gallery IB (Tunnel I) rather symbolically. Water saturated layers were dealt with in each of the tunnel tubes by another contractor, using different chemical suspensions. The comparison of efficiency and effectiveness of these grouting procedures is, of course, a subject of wide discussions, and it would certainly be a separate topic for the professional public. It is important that the stabilisation grouting fulfilled its role at this tunnel. This is proved by the fact that the excavation of both tunnel tubes passed through the water-bearing stretches, under a minimum cover and with existing buildings on the surface, virtually without problems.

hodnoty konvergenčních měření po ukliďnění a po odečtení celkových poklesů (zaboření) dílčích profilů tunelového ostění nedosahují ani oněch prognózovaných 40 mm (ke konci listopadu). Ostění vytvořené z prvků HBX a stříkaného betonu se sítěmi se chová velmi „korektně“ a vykazuje spíše vyšší než projektem předpokládanou tuhost.

Předpoklady projektu o největších deformacích v počvě (zvedání) se zatím nenaplnily. Jednak nebylo ještě dosaženo maximálního nadloží a jednak je měření bodů v počvě přesypané recyklatem tloušťky až 1,30 m velmi komplikované a stále se precizuje nevhodnější způsob osazování, měření a zejména ochrany těchto bodů před zničením stavbou.

Nenaplnily se rovněž obavy z nedostatečné přesnosti osazování jednotlivých dílů HBX. Prakticky celý profil tunelu je totiž závislý na přesnosti osazení výztuže v prvních dvou dílčích výrubech A, B a následné možnosti korekce v dalších výrubech podložkami mezi přírubami a atypickými klenákovými dílci jsou již jen minimální. Projektem předepsaná přesnost polohy osazení všech dílců HBX  $\pm 25$  mm je u drtivé většiny rámu dodržena. Zde je nutné oprávněně vyzdvihnout skvělou práci geodetů v obou tunelových rourách.

Obavy z nedostatečného zastríkáni rubových přírub HBX a vzniku volných prostorů za těmito prvky, do kterých se bude vtlačet neogenní jíl, se naplnily pouze z menší části. Při provádění výrubů E, F jsou totiž tyto rubové příruby odkrývány a je možné kvalitu zaplnění stříkaným betonem snadno vizuálně ověřit. Pouze z menší části a nikdy ne v celé délce prvku jsou příruby na rubu ne plně kryty betonem. Bylo pozorováno, že pokud dochází ke vzniku stínů, nikdy se nejedná o souvislý jev po celé délce prvku a nikdy ne na plnou šířku příruby. Pokud je správně proveden základní stabilizační nástřik tl. 40 mm na homině, vznikají tak pouze nesouvislé „dutinky“ uzavřené mezi stabilizačním nástřikem a přírubou. Na tuhost a chování primáru nemá toto nedostříkáni zatím žádný negativní vliv. Přesto musí být na kvalitu zastríkáni kladen velký důraz a nelze tyto nedostatky přehlížet.

Předpoklady projektu, vycházející z časového průběhu relativních i absolutních deformací ostění štol (80 % sedání proběhlo v průběhu dvou měsíců a zbývajících 20 % v období až 18 měsíců) se u velkých tunelů rovněž zcela nenaplnily. Prakticky již po dvou až třech týdnech po uzavření plného profilu primáru nastává výrazné uklidnění deformací na primáru a dále probíhá (a to pouze v některých měřených profilech) velmi pomalý plíživý pohyb o rychlosti 1 až 2 mm za měsíc, přičemž převládající je jednoznačné sedání celého profilu. Relativní radiální složka deformací je po měsíci od uzavření plného profilu prakticky uklidněná s nulovými přírůstků. Je zde patrný zásadní rozdíl v chování malých profilů průzkumných štol s relativně poddajným ostěním a velkým profilem tunelu s relativně mnohem tužším ostěním. Průzkumné štoly se z hlediska absolutní polohy po několika málo měsících od vyrazení prakticky nepohnuly, ale zato se deformovalo jejich poddajné ostění. U velkých tunelů naopak brzy dochází k uklidnění relativních deformací a v některých profilech k celkovému a zřejmě dlouhodobému sedání celého profilu. Globálnější vyhodnocení bude možné provést samozřejmě až po delší době a úplném uklidnění všech deformací.

## VLIVY NA POVRCH A ZÁSTAVBU – PŘEDPOKLADY A SKUTEČNOST

Další z nejvíce diskutovaných otázek – poklesová kotlina. Nenaplnily se obavy a katastrofické předpovědi některých oponentů projektu o poklesové kotlině dosahující až 200 mm na rozdíl od projektem prognózovaným max. 110 mm.

U objektů Poděbradova 26 a 28, stojících přímo nad tunelem II s nadložím cca 5 až 6 m, (v objektu 26 bez bázne a strachu sídlí vedení stavby) byl naměřen od ražby tunelů maximální pokles cca 40 mm. Připočteme-li k tomu naměřené maximum na tomto domě od ražby průzkumných štol 58 mm, dostaneme se reálně k hodnotě oněch prognózovaných 100 mm. A odečteme-li sednutí objektu 28 od nástavby dvou podlaží těsně před začátkem ražby štol v hodnotě cca 20 mm, jsme určitě pod 100 mm. Dalším kritickým objektem z hlediska sedání je několikopodlažní dům Palackého 28, u něhož byl znaleckým posudkem konstatován havarijný stav již v 90. letech minulého století. Po ražbě štol, která pro něj znamenala asi poslední kapku, byl objekt vystěhován a nyní je neobývaný. Od ražby štol bylo naměřeno cca 46 mm, od dobírky plného profilu tunelu maximálně 76 mm, tj. celkem 122 mm. Prognózaná hodnota je překročena o pouhých cca 10 %.

Ke konci listopadu bylo ještě příliš brzy vyhodnocovat celkový tvar poklesové kotliny na již vyražených úsecích, protože dotvarování stále probíhá. Oproti předpokladům je však poklesová kotlina prozatím výrazně užší. Lze ovšem očekávat v průběhu času její pomalé „zploštění“ a tím i rozšíření.

U nadzemní zástavby a ražbou tunelů způsobených poruch se projevuje především kvalita a provedení nosných konstrukcí objektů. Špatně provedené dilatace, nedostatečné, špatné nebo vůbec žádné vodorovné ztužení objektů, nejrušnější přístavby a přílepků na budovách bez dodržení statických zásad, se při nerovnoměrných poklesech od ražby markantně a nemilosrdně projevují. Pokud tyto stavební a konstrukční vady domů nebyly odhaleny již v prvotní

The canopy tube pre-support which was installed in the top headings was 17m long, with the effective length of 8m and overlaps of 3m. The cased drilling technique, or the AT system, which was prescribed by the final design, was replaced by a modified and improved drilling method (which had been used for the first time at the Březno tunnel), using specially modified sacrificial auger drill bits and 17m long (unjointed) tubes, installed using cement flush, which lubricates the walls of boreholes in the clay, thus reduces friction and directly acts as the grout. It was possible, owing to this method, to install 19 tubes in the top heading per a single 12-hour shift (!).

As of the end of November 2008, the full-profile excavation of Tunnel I and Tunnel II has been completed at a length of 230m (average monthly advance rate of 29m) and 340m (31m per month on average) respectively, of the total length of each tunnel tube of about 1060m.

## DEFORMATIONS OF THE PRIMARY LINING AND ITS BEHAVIOUR – ASSUMPTIONS AND REALITY

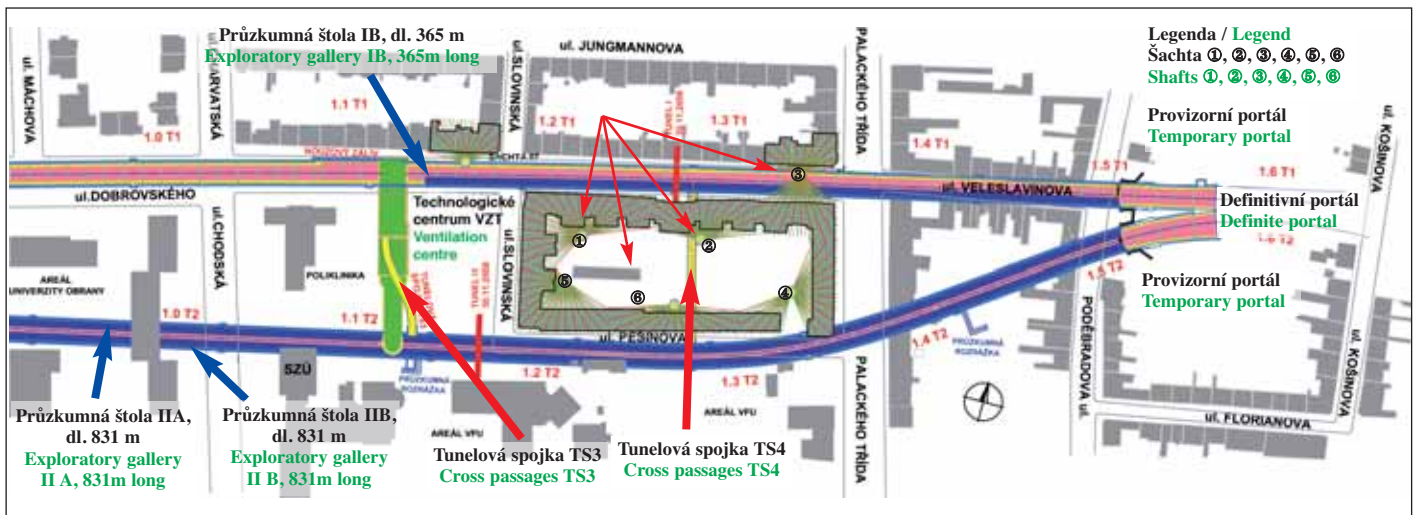
The behaviour of the primary lining and, first of all, the composite action of the rigid reinforcement and shotcrete and the resultant strength of the lining were unambiguously the most discussed issues. In the final design (tender documents), the designer predicted the values of radial deformations of the primary lining to reach 40 to 60mm. During discussions before the commencement of the tunnel excavation, some experts considered these values to be underestimated. The designer had to increase the margin for deformations and tolerance from the original 60mm to 120mm by modifying the geometry of the primary lining and the position of the reinforcement. The resulting values of convergence measurements, after deducting the total subsidence (sinking) of the partial profiles of the tunnel lining, even have not reached the predicted 40mm (as of the end of November). The lining consisting of the HBX elements, shotcrete and welded mesh behaves very “correctly”, exhibiting rather higher rigidity than assumed by the design.

Till now, the design assumptions regarding the largest deformations to be encountered at the bottom (the heaving) have not been fulfilled. Firstly, the maximum height of the overburden has not been reached yet, secondly, measuring the points at the tunnel bottom, which are backfilled by the recycled muck layer up to 1.30m thick, is very complicated; the most suitable method for the installation, measurement and, first of all, protection of the points against damage, is still being perfected.

Nor the fears that the accuracy of the installation of the HBX elements would be insufficient became reality. Virtually the whole tunnel profile depends on the accuracy of the installation of the reinforcement in initial two partial headings A and B; only minimum possibilities of subsequent correction in the other partial headings by means of pads between flanges and atypical keystone elements remain. The design accuracy of the installation of all HBX elements of  $\pm 25$ mm has been maintained in the overwhelming majority of the supporting frames. At this point it necessary to justifiably praise the excellent work of surveyors in the two tunnel tubes.

The fears that the outer flanges of the HBX girders would be insufficiently embedded in shotcrete and free spaces would originate behind the elements, became reality only in a smaller part. The quality of the filling with shotcrete is easy to verify subsequently, during the work on headings E and F, where the outer flanges are uncovered. The covering of the flanges on the outer side is not complete only on a smaller proportion of the length, never throughout the length of the element. It was observed that if shadows originate, it is never a continuous phenomenon taking place throughout the length of the element and it never affects the whole width of the flange. If the basic 40mm thick stabilisation spray is applied properly on the excavation surface, only discontinuous voids originate, which are closed between the stabilisation sprayed-on concrete and the flange. The rigidity and behaviour of the primary lining has not been negatively affected by gaps in shotcrete yet. Despite this fact, great stress must be placed on the quality of encapsulating the frames in concrete and imperfections must not be overlooked.

Nor the design assumptions, which are based on the time behaviour of relative and absolute deformations of the lining of the exploration galleries (80% of settlement developed during two months and only the remaining 20% in the period up to 18 months) became fully reality in the case of the large tunnels. Virtually as early as three weeks after closing the full primary lining ring, deformations of the primary lining become significantly stabilised; then an only very slow, creeping movement continues (only in some of the measurement stations) at a rate of 1 – 2mm per month, with the settlement of the whole profile prevailing. The relative radial component of the deformations becomes virtually stabilised, with zero increments, one month after the closing of the full profile. The fundamental difference in the behaviour of small profiles of exploration galleries with relatively yielding liners and a large tunnel profile with a relatively much more rigid liner is obvious. On the one hand, in terms of the absolute position several months after the excavation, the exploration galleries virtually did not move, on the other hand, the yielding lining of the galleries deformed. Regarding the large tunnels, relative deformations soon stabilise, whilst the whole profile subsides, which is



Obr. 6 Situace Královo Pole  
Fig. 6 Královo Pole layout

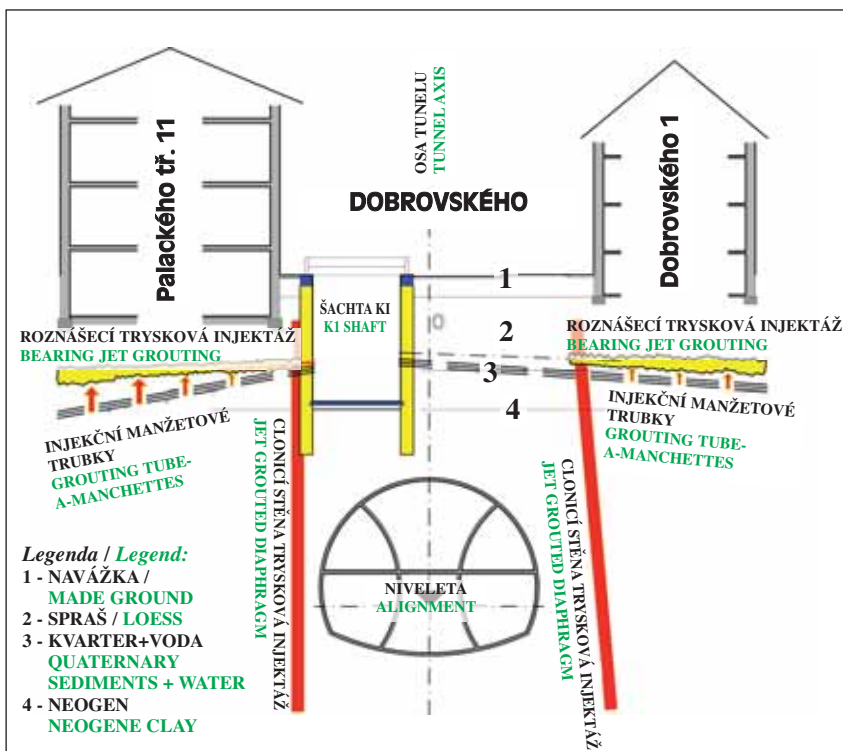
pasportizaci a podchyceny v projektu dodatečným ztužením, projevují se teď velmi výrazně.

V zadávací dokumentaci byla přijatá zásada a přístup k dodatečnému ztužování v tom smyslu, že dotčené domy nad tunely v poklesové kotlině nelze staticky vyztužit do tuhých bloků, a proto budou „ztužovány“ fixačními tahly, pomocnými rámy v místech otvorů apod., jejichž cílem je eliminace rizika bezprostřední havárie či kolapsu nosných systémů. Dnes se ukazuje toto rozhodnutí v podstatě jako správné. Ke konci listopadu prakticky nebylo nutné dodatečně jakékoli domy ztužovat či jinak zajišťovat.

Jako velmi účinné opatření se ukazují s tunelem souběžné clonící stěny z pilířů tryskové injektáže snižující maximální pokles a zejména náklony objektů vně těchto clon v významných cca 30 %.

### KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽ

Pro kompenzaci sedání u 26 vybraných objektů bylo nutné vybudovat sedm injektážních šachet hloubky cca 8 m a průměru cca 6 m. Jako pažení těchto jam bylo využito v místních poměrech již ověřené tryskové injektáže. Pod kompenzovanými objekty byly ještě vytvořeny roznášecí „desky“ rovněž ve formě vodorovné tryskové injektáže. Vrtý pro kompenzaci jsou provedeny v délkách do 30 m a v několika etážích nad sebou. Vystrojení manžetovými



Obr. 7 Injektážní šachta KI; clonící stěny z tryskové injektáže  
Fig. 7 Grouting shaft KI; jet-grouted cut-off walls

probably a long-term phenomenon. Of course, a more global assessment will be possible only after a longer time and after total stabilisation of all deformations.

### EFFECTS ON GROUND SURFACE AND EXISTING BUILDINGS – ASSUMPTIONS AND REALITY

Another of the most discussed issues is the settlement trough. The fears and catastrophic predictions of some design opponents that the depth of the settlement trough would reach even 200mm, as opposed to maximum 110mm, which was predicted by the designer, have not become reality.

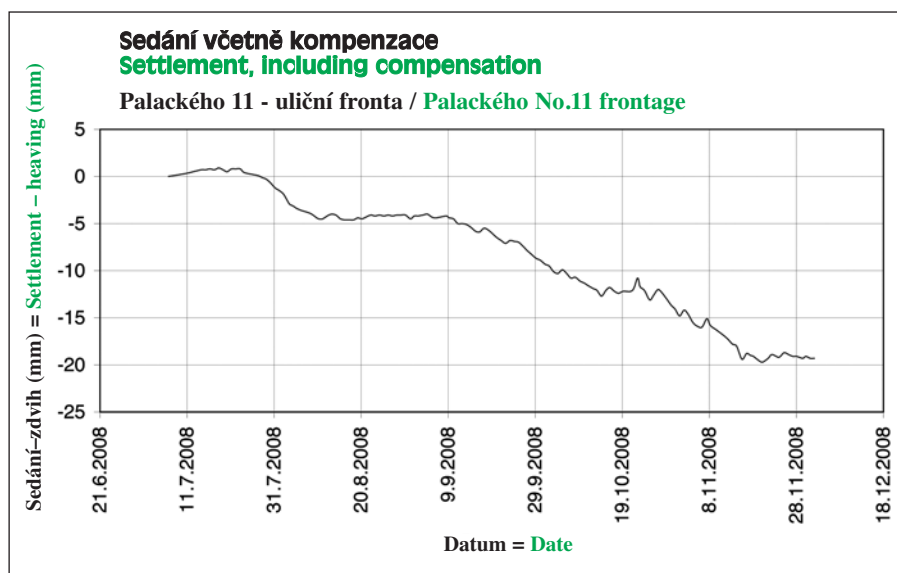
The maximum settlement which has been measured on buildings No. 26 and 28 in Poděbradova Street, which are found directly above Tunnel II (the building No. 26 is bravely used as a seat of the construction management), where the overburden is about 5 – 6m high, reached about 40mm. If we add the maximum of 58mm which had been measured on this building after the excavation of the exploration galleries, we will get to a realistic value of the predicted 100mm. Moreover, if we subtract the settlement of the building No. 28 in the value of about 20mm, which developed after the construction of additional two floors on top of the building just before the commencement of the excavation of the exploratory galleries, we will certainly be below the 100mm. There is another critical building in terms of settlement, the multi-storey building No. 28 in Palackého Street. The catastrophic condition of this building was described in an expert opinion which was carried out in the 1990s. After the excavation of the galleries, which probably had meant the last straw for it, the building was evacuated and today it is uninhabited. About 46mm have been measured since the excavation of the galleries, while maximum 76mm have been measured since the completion of the full profile excavation; this makes up a total of 122mm. The predicted value has been exceeded roughly by a mere 10%.

It is still too soon now, at the end of November, to assess the overall shape of the settlement trough along the completed excavation sections; the creep is still in progress. As opposed to assumptions, the settlement trough is, for the time being, significantly narrower. Although, slow “flattening”, thus also widening, of the trough can be expected during the course of time.

Regarding surface buildings and defects caused by the tunnel excavation, the most important is quality and workmanship of load-bearing structures. Poor quality of expansion joints, insufficient, poor or completely missing horizontal bracing of buildings or various structural annexes and attachments to buildings breaching structural principles, markedly and unmercifully manifest themselves when differential settlement occurs. The construction and structural faults of buildings which had not been identified as early as the initial condition survey and dealt with in the design by means of additional stiffening are manifesting themselves very markedly now.

A principle and approach was adopted in the final design (tender documentation) regarding the additional stiffening that it was impossible to stiffen the affected buildings in the settlement trough above the tunnels so that they formed rigid blocks; therefore they would be “stiffened” by means of fixing tie-rods, supporting frames in wall openings etc., which are to eliminate the risk of immediate failure or collapse of load-bearing systems. Today, this decision turns out to be basically correct. As of the end of November, there is no need for additional stiffening or other way of supporting the buildings.





Obr. 8 Měření nivelace na objektu zvedaném kompenzační injektáží

Fig. 8 Levelling of points on a building being heaved by compensation grouting

ocelovými trubkami umožňuje mnohonásobnou opakovatelnost injektování. Do současné doby byly některé trubky použity pro injektáž až 20 krát (!). Pro kontinuální měření objektů na fasádách každou hodinu je nasazeno devět totálních geodetických stanic, orientovaných na síť pevných geodetických bodů situovaných mimo poklesovou kotlinu.

Důležitým prvkem pro nasazení této metody byl injektážní pokus na jednom z vykoupených a neobývaných domů, při kterém se ověřily základní parametry kompenzací – délky a rozteče vrtů, schopnost řízeného zdvihu v požadované rychlosti a velikosti, spotřeba injektážních směsí, způsob měření a vazba naměřených hodnot na vlastní řízenou injektáž. Nasazení této metody bude určitě předmětem samostatné publikace a více odborných článků či přednášek firmy Zakládání staveb, a. s., která tyto kompenzace provádí.

## MONITORING VLIVŮ STAVBY

I tato součást výstavby Královopolského tunelu je dosud nejrozsáhlejší v České republice. Několik stručných údajů o rozsahu:

- Soudně znalecké posudky a pasportizace 262 nadzemních objektů.
- Měření, kontroly a pravidelné prohlídky u více než 150 nadzemních objektů (z toho 110 objektů bylo před zahájením ražby dodatečně vyztuženo).
- Konvergence a geodetická kontrolní měření v tunelech á 15 až 20 m.
- Kontrolní geodetická měření všech budovaných stavebních konstrukcí včetně tunelů.
- Geologický sled u všech zemních prací – ražba, stavební jámy, veškeré vrty, výkopy.
- Měření poklesové kotliny na terénu ve 14 vybraných profilech šířky 75 m od osy tunelů.
- Inklinometry v terénu i pažících konstrukcích stavebních jam délky až 45 m.
- Extenzometrická měření z povrchu kolem ražených podzemních děl.
- Deformetrická a náklonoměrná měření nadzemních objektů.
- Revize a prohlídky podzemních sítí, zejména kanalizací.
- Kontroly plynovodních sítí a přípojek včetně měření možných úniků plynu v ohrožených objektech i na venkovním prostranství.
- Měření hluku a vibrací ve vnějších i vnitřních prostorech objektů v zóně ohrožení.

Systém přenosu a distribuce dat na serveru BARAB již zřejmě překonal počáteční dětské nemoci, známé jeho uživatelům z dřívějších nasazení, a ukazuje se jako plnohodnotný nástroj observační metody pro všechny účastníky výstavby. Zejména u této rozsáhlé stavby jsou i v jejím průběhu doladovány a precizovány vstupy, výstupy, grafické zpracování apod. I systém monitoringu je ve své podstatě observační metoda a neustále se vyvíjí.

## ZÁVĚR

Ke konci listopadu, kdy tento článek vznikl, lze z pohledu projektanta konstatovat hřejivý fakt, že stavba tunelu i v tak náročných podmínkách městské zástavby a nepřívětivé geologie je realizovatelná bez zásadnějších problémů.

ING. VLASTIMIL HORÁK, vhorak@amberg.cz,  
AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.

Recenzoval: Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

Cut-off walls consisting of jet grouted pillars, running in parallel with the tunnel, have proved to be a very effective measure reducing the maximum settlement and, above all, the tilting of the buildings found on the outer side of the walls (by significant 30%).

## COMPENSATION GROUTING

The compensation of the settlement of 26 selected buildings required 7 grouting shafts about 8m deep and 6m in diameter to be established. The shafts were braced by means of jet grouted columns, which had acquitted themselves in the local conditions. In addition, "spread footing" was formed by jet grouting under the buildings to be stabilised by the compensation grouting. The compensation grouting boreholes are 30m long, drilled at several horizontal levels. The steel tube-a-manchettes which were used for the casing allow multiple repetition of the grouting. Till now, some of the tubes have been used for the grouting up to twenty times (!). Nine total survey stations are installed to continually (every hour) measure façades of the buildings. The total stations are oriented to a network of fix survey points, which are located outside the settlement trough.

An element important for the application of this method was a grouting trial, which was conducted on one of the buy-out and unhabited buildings. The trial verified basic parameters of the compensation grouting, i.e. lengths and spacing of boreholes, capability of heaving buildings at a required rate and magnitude, in a controlled manner, the consumption of injection grout, the measurement method and relationship between the measured values and the controlled grouting itself. The application of this method will certainly become a subject of a separate publication and more technical papers or lectures given by Zakládání staveb a.s., which is the sub-contractor for the compensation operations.

## MONITORING OF CONSTRUCTION IMPACTS

Even this part of the Královo Pole tunnel construction operations is the largest ever in the Czech Republic. Some brief data on the scope:

- Opinions of officially appointed experts and the condition survey covering 262 surface buildings
- Measurements, checks and regular inspections covering over 150 surface buildings (of those, 110 buildings were additionally stiffened before the excavation commencement)
- Convergence measurements and survey in tunnels every 15 – 20m.
- Check survey of all structures being built, inclusive of the tunnels.
- Geological observation of all earth-moving operations – the tunnel excavation, construction trenches, all drilling and trenching
- Surface measurements of the settlement trough in fourteen selected stations, up to the distance of 75 metres from the axis of the tunnels.
- Inklinometers up to 45m long, installed in the terrain and construction trench bracing structures.
- Extensometer measurements from the surface, around mined underground workings.
- Measurements of deformations and tilt of surface buildings.
- Checks and inspections of underground networks, first of all sewers.
- Checks on gas distribution networks and house services, including measurement of potential leaks of gas, both in endangered buildings and outdoor spaces.
- Noise and vibration measurements in the interiors and outside the buildings found within the endangered zone.

The BARAB data transmission and distribution system has obviously overcome the initial childhood diseases, which are known to the users from the previous applications; it turns out to be a sterling tool for all parties to the construction where the observation method is used. It is so namely in the case of this large construction, where inputs, outputs, graphical presentations etc. are refined even during the course of the construction. Even the monitoring system is in its substance an observational method, which continually develops.

## CONCLUSION

At the end of November, when this paper is being prepared, a heartwarming fact can be stated from designer viewpoint that the tunnel construction is viable without more significant problems even under so complicated conditions created by urban development and adverse geology.

ING. VLASTIMIL HORÁK, vhorak@amberg.cz,  
AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.

# STATICKÝ VÝPOČET A NÁVRH DEFINITIVNÍCH OSTĚNÍ Z PROSTÉHO BETONU

## ANALYSIS AND DESIGN OF UNREINFORCED FINAL TUNNEL LININGS

BRUNO MATTLE, MAX JOHN

### ÚVOD

Na konci 19. století bylo v Alpách i jinde v Evropě vybudováno mnoho železničních tunelů, které byly často vystrojovány masivní obezdívkou. V dnešní době se staví další železniční a dálniční tunely, některé z nich pak i sledují stejné trasy. Tyto moderní tunely se nyní razí úspěšnějšími metodami a jejich ostění se obvykle skládá z primárního (vnitřního) ostění z betonových prefabrikovaných dílců nebo stříkaného betonu a definitivního betonového ostění. Z konstrukčního hlediska je situace stejná jako před sto lety. Uvažujeme-li o starých zděných tunelových ostěních, jež prokázala svou stabilitu po dobu delší než jedno století, musíme si položit otázku, jaký druh definitivního ostění je potřebný dnes, přihlédneme-li k aspektům stability, použitelnosti, trvanlivosti a ekonomiky.

Na základě kladných zkušeností s použitím definitivních tunelových ostění z prostého betonu, které byly získány během uplynulých desetiletí, mají rakouští investoři sklon vyhýbat se používání vyztuženého definitivního ostění tunelů. Přitom existují návody, jak rozhodovat o tom, zda má být tunelové ostění vyztužené či nikoli. Neexistují však konkrétní směrnice, podle kterých by byly prováděny statické výpočty.

### SMĚRNICE

#### Rakousko

Rakouské směrnice pro navrhování pozemních komunikací RVS 09.01.04, Beton pro definitivní tunelová ostění [1] obsahuje několik pravidel, týkajících se betonové směsi, pevnosti betonu, doby pro odbednění atd. Navíc tato směrnice doporučuje použití ostění s výztuží anebo bez výztuže, jak je patrné z následující tabulky:

S výztuží	BEZ výztuže
tunely bez rubové drenáže (tlak vody)	tunely s rubovou drenáží
městské tunely s rubovou drenáží i bez ní (nízké nadloží)	s vodotěsnou fólií všeobecně
příportálové úseky tunelů s rubovou drenáží i bez ní	
hloubené tunely všeobecně	

Pokud mezi primárním a definitivním ostěním tunelu s rubovou drenáží není vodotěsná fólie a je potřeba, aby ostění samo bylo vodotěsné, je zapotřebí použít výztuž do betonu.

Rakouská směrnice pro navrhování vysokorychlostních železničních tratí [2] neobsahuje žádná pravidla týkající se vyztužování definitivních ostění tunelů.

#### Německo

Předpis ZTV-Ing [3] (doplňující technická ustanovení, zejména pro silniční tunely), kapitola 5, bod 7:

Obecně mají být definitivní ostění tunelů vyztužená. V případě příznivých okolností však mohou být definitivní ostění tunelů i bez výztuže.

Pojem „příznivé okolnosti“ není blíže definován. Pokud mezi primárním a definitivním ostěním tunelu není vodotěsná fólie, musí být definitivní ostění vodotěsné, a tedy vyztužené.

Předpis Ril 853 [4] (směrnice pro navrhování, stavbu a údržbu železničních tunelů):

Bod 853.4004 (8) obsahuje požadavek, že trhliny v definitivním ostění z prostého betonu se musí injektovat tehdy, překročí-li šířka trhliny určitou mez. Z tohoto požadavku plyne, že se nevyztužená definitivní ostění tunelů akceptují, i když ve směrnici nejsou obsažena žádná pravidla pro určení podmínek, kdy se smějí použít.

Pracovní skupina Nevyztužená ostění tunelů, která je součástí výboru pro podzemní stavby (DAUB), doporučuje navrhovat tunelová ostění z prostého betonu ve standardních úsecích silničních tunelů ražených v pevné hornině a s nepříliš vysokým nadložím. Ve všech ostatních případech se musí použít nevyztuženého ostění pečlivě přezkoumat

### INTRODUCTION

At the end of the 19th century several railway tunnels were constructed through the Alps and elsewhere in Europe. These tunnels often were supported by strong masonry tunnel linings. Nowadays further railway and motorway tunnels are built, often following the same routes. These modern tunnels are now driven with more economic techniques and are usually supported by an initial (inner) lining made of precast concrete segments or shotcrete and a final concrete lining. From a structural point of view the situation is the same as a hundred years ago. Considering these old masonry tunnel linings which have proven stability for more than a century we need to ask ourselves what kind of final tunnel lining is required today taking into account stability, serviceability, durability and economic aspects.

Based on positive experience in using unreinforced concrete final tunnel linings gathered within the last decades Austrian clients tend to avoid reinforcement in final tunnel linings. Meanwhile guidelines for the decision whether a tunnel lining shall be reinforced or not exist, however specific structural design concepts are not available.

### GUIDELINES

#### Austria

The Austrian guidelines for road design RVS 09.01.04, "Concrete for final tunnel linings" [1] includes several rules regarding the concrete mixture, concrete strength, the time for stripping the formwork etc. In addition this guideline suggests the use of reinforced / unreinforced linings as shown in the table below:

WITH reinforcement	WITHOUT reinforcement
undrained tunnels (water pressure)	drained tunnels with waterproof membrane in general
drained and undrained city tunnels (low overburden)	
portals of drained and undrained tunnels	
cut & cover tunnels in general	

In case there is no waterproof membrane between initial and final lining of a drained tunnel and the lining itself needs to be waterproof, reinforcement is required.

The Austrian guideline for the design of highspeed railway lines [2] does not include any rules regarding the reinforcement of final tunnel linings.

#### Germany

ZTV-Ing [3] (additional technical regulations, mainly for road tunnels) section 5, item 7:

In general final tunnel linings shall be reinforced. In case of favourable circumstances final tunnel linings may also be unreinforced.

The "favourable circumstances" are not defined closer. In case there is no waterproof membrane between initial and final tunnel lining, the tunnel lining shall be waterproof and thus reinforced.

Ril 853 [4] (guideline for the design, construction and maintenance of railway tunnels):

Item 853.4004 (8) includes the regulation that cracks in unreinforced final tunnel linings shall be grouted in case the crack width exceeds a certain size. With this hint unreinforced final tunnel linings are accepted even though no regulations are included in which cases they may be used.

The work group "Unreinforced Tunnel Linings" as part of the committee for subsurface construction (DAUB) recommends unreinforced concrete tunnel linings for standard segments of road tunnels in solid rock with not too high overburden. In all other cases the use of an unreinforced lining shall be reviewed carefully considering structural design, economical aspects as well as the significance of cracks.

s ohledem na statické posouzení, ekonomické aspekty a též na závažnost vzniklých trhlin.

## POVAHA DEFINITIVNÍCH TUNELOVÝCH OSTĚNÍ BEZ VÝZTUŽE

Kromě horninového masivu je beton nevyztužených definitivních tunelových ostění jediným nosným konstrukčním prvkem. V závislosti na tvaru příčného řezu tunelu, kombinacích zatížení a vlastnostech horninového masivu mohou vzniknout v ostění tahová napětí. Ta mohou být výsledkem vnitřních sil vznikajících buď v důsledku ochlazování betonu, smršťování a teplotních změn, nebo v důsledku externích zatížení, jako jsou vlastní tíha, zatížení horninou apod. V porovnání se železobetonovými ostěnicemi mohou tato napětí vést k širším trhlinám a stabilitním problémům.

I když pevnost betonu v tahu se pohybuje kolem 10 % pevnosti v tlaku, normy obecně nedovolují ve statickém výpočtu s tahovou pevností betonu počítat (např. DIN 1045-1, 10.2(2)) [5].

V Eurokódu 2 (EN 1992-1-1) [6] jsou obsaženy metody navrhování prostého betonu. Tato norma doporučuje, aby se při odvozování výpočtových hodnot pevností betonu používaly hodnoty součinitelů  $\alpha_{cc}$  a  $\alpha_{ct}$  o 20 % nižší ve srovnání s železobetonem, zatímco německá norma DIN 1045-1 [5] a rakouská norma ÖN B 4701 [7] doporučují používat vyšších parciálních součinitelů spolehlivosti betonu (1,8 namísto 1,5).

## VÝPOČTOVÉ METODY A FILOZOFIE NÁVRHU

V dnešní době se definitivní ostění z prostého betonu počítají pomocí numerických metod. Model ostění je možno řešit pomocí soustavy prutových prvků nebo jako kontinuum ve stavu rovinné deformace. Pro standardní úseky se obvykle nevyžadují trojrozměrné analýzy. Okolní horninový masiv je nutno považovat za stabilizující prvek. Toho je možno docílit aplikací pružinových prvků na pruty nebo spojitého uložení prutů anebo modelováním okolní horniny jako kontinua.

### Mezní stav únosnosti

#### Výpočet podle teorie pružnosti

Nejjednodušším postupem je výpočet vnitřních sil za předpokladu pružného chování betonu. Zatížení mají být aplikována ve výpočtových hodnotách, včetně příslušných parciálních součinitelů spolehlivosti zatížení, neboť vzhledem k nelineárnímu kontaktu s okolní horninou se jedná o nelineární výpočet. Po stanovení vnitřních sil se provede posouzení podle příslušných norem.

Pro kombinaci normálové síly a ohybového momentu platí:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{h_w}\right) \quad \text{EN 1992-1-1, 12.6.1(12.2)} \quad [6]$$

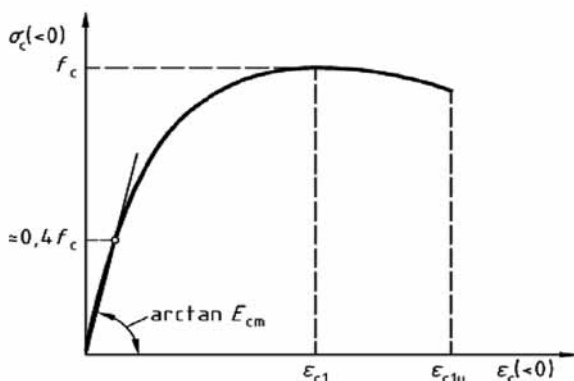
Pro namáhání smykem platí:

$$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc}} \leq f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad \text{EN 1992-1-1, 12.6.3(12.5)} \quad [6]$$

Tento postup povede k cíli pouze v případě, že ohybové momenty jsou malé ve srovnání s normálovými silami (malé excentricity).

#### Nelineární výpočet se středními hodnotami vlastností betonu

V těchto výpočtech má uvažování nelineárního chování betonu především objasnit tahové porušení betonu. Požadované parametry se mohou čerpat z příslušných norem. Materiálový model by neměl brát v úvahu ani pevnost betonu v tahu, ani účinky tahového zpevnění, jinak by v ostění vycházela tahová napětí a posouzení by mohlo být nesprávné.



Obr. 1 Pracovní diagram betonu

Fig. 1 Constitutive behaviour of concrete

## NATURE OF UNREINFORCED FINAL TUNNEL LININGS

Beside the rock mass the concrete of unreinforced final tunnel linings is the only load bearing structural element. Depending on the cross sectional geometry, the load combinations and the properties of the rock mass tensile stresses may occur in the lining. These may either result from internal forces due to concrete cooling, shrinkage and temperature changes or from external loads like self weight, ground load etc. Compared to reinforced tunnel linings these stresses may lead to wider cracks and to stability problems.

Although concrete shows tensile strength in the range of 10% of its compressive strength the common standards do in general not allow for considering the tensile strength in the structural design (e.g. DIN 1045-1, 10.2(2)) [5].

In Eurocode 2 (EN 1992-1-1) [6] methods for designing unreinforced concrete are included. The code suggests using lower values  $\alpha_{cc}$  and  $\alpha_{ct}$  compared to reinforced concrete for deriving the design values of concrete strength by 20 % while the German standard DIN 1045-1 [5] and the Austrian standard ÖN B 4701 [7] suggest using higher partial safety factors for concrete (1.8 instead of 1.5).

## ANALYSIS METHODS AND DESIGN PHILOSOPHY

Nowadays unreinforced final tunnel linings are analysed by using numerical methods. The lining may be modelled using beam elements or plane strain continuum elements. Three dimensional analyses are usually not required for standard segments. The surrounding ground needs to be considered as stabilising element. This can either be done by applying spring elements to the beams or continuous bedding of the beams or by modelling the surrounding rock as continuum.

### Ultimate limit state

#### Elastic analysis

The simplest approach is to analyse the internal forces by applying elastic material behaviour to the concrete. The loads shall be applied as factored loads including the relevant partial safety factor as the analysis is nonlinear due to the nonlinear contact to the surrounding ground. After the determination of the internal forces design checks are carried out according to relevant standards.

For combined axial force and bending moment:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd} = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e}{h_w}\right) \quad \text{EN 1992-1-1, 12.6.1(12.2)} \quad [6]$$

Shear Force

$$\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc}} \leq f_{cvt} = \sqrt{f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad \text{EN 1992-1-1, 12.6.3(12.5)} \quad [6]$$

This approach will only lead to success in case bending moments are quite small compared to axial forces (small eccentricities).

#### Nonlinear analysis with mean concrete properties

With these analyses the nonlinear material behaviour of the concrete is considered especially to account for tensile failure of the concrete. The required parameters can be taken from relevant standards. The material law shall neither consider the tensile strength of the concrete nor tension stiffening effects as otherwise tensile stresses in the lining would be determined and design checks might fail.

The loads shall be applied as factored loads including the relevant partial safety factors.

The design checks shall follow the same rules as mentioned above.

See fig. 1

#### Nonlinear analysis with reduced concrete properties

Using a material law for concrete which is based on the mean values of the concrete strength but reduced by a material safety factor includes both the determination of the internal forces and the design check. The loads shall be applied as factored loads including the relevant partial safety factors.

In case the numerical analysis results in a stable solution and the allowable strain according to the relevant standards is not exceeded the design check is done. The material law shall not consider any tensile strength and tension stiffening effects of the concrete.

Zatížení budou aplikována jako výpočtová zatížení včetně příslušných parciálních součinitelů spolehlivosti.

Posouzení se budou řídit stejnými pravidly jako ta již výše uvedená (obr. 1).

#### Nelineární výpočet s redukovanými hodnotami vlastností betonu

Použití materiálového modelu betonu, založeného na charakteristických hodnotách pevností betonu redukovaných součiniteli spolehlivosti materiálu, zahrnuje jak stanovení vnitřních sil, tak i posouzení. Zatížení budou aplikována jako výpočtová zatížení včetně příslušných parciálních součinitelů spolehlivosti.

V případě, že numerický výpočet vede ke stabilnímu řešení a nejsou překročeny příslušnými normami povolené deformace, bude provedeno posouzení. Materiálový model nemá brát v úvahu pevnost v tahu a účinky tahových zpevnění betonu.

#### Mezní stav použitelnosti

Aby se zajistily spolehlivé výsledky, bude výpočet podle mezního stavu použitelnosti proveden s uvažováním nelineárního chování betonu, zohledňující i tahové porušení a vliv tahového zpevnění. Parametry materiálu budou zvoleny jakožto střední hodnoty a parciální součinitelé spolehlivosti zatížení budou uvažovány hodnotou 1,0.

Kritérii pro mezní stav použitelnosti mohou být:

- Deformace ostění
- Hloubka trhliny / zbývající oblast průřezu neporušená trhlinou
- Šířka trhliny
- Pootočení průřezu v místě trhliny

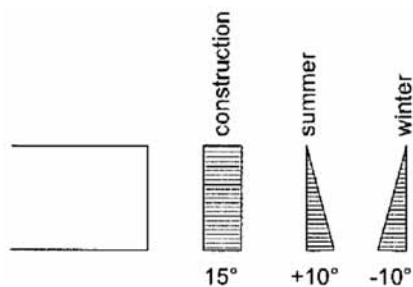
Metody výpočtu šířky trhlin, pootočení průřezu v místě trhliny a hloubky trhlin nejsou v případě prostého betonu předepsány normami. Doporučení se dají nalézt v příslušných člácích [8].

#### ZATÍŽENÍ A OVLIVŇUJÍCÍ FAKTORY

##### Zatížení

Hlavní zatížení jsou:

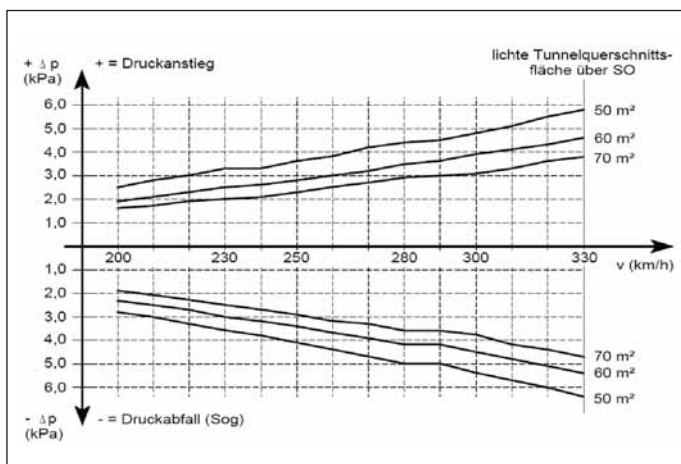
- Vlastní tíha ostění
- Smršťování betonu
- Teplotní změny



Obr. 2 Typické teplotní změny

Fig. 2 Typical temperature changes

- Změny tlaku vzduchu způsobené dopravou (jednokolejně železniční tunely)



Obr. 3 Změny tlaku vzduchu podle Ril 853 [4]

Fig. 3 Air pressure changes according to Ril 853 [4]

#### Serviceability limit state

In order to provide reliable results investigations for the serviceability limit state shall be carried out by considering nonlinear behaviour of the concrete including tensile failure and tension stiffening. The material parameters shall be chosen as mean values and for the load the partial safety factors shall be considered as 1.0.

Criteria for the serviceability state may be:

- Lining deformation
- Depth of crack / remaining uncracked section
- Crack width
- Crack rotation

Methods for analysing crack width, crack rotation and depth of crack are not standardised of unreinforced concrete. Suggestions can be found in relevant papers [8].

#### LOADINGS AND FACTORS OF INFLUENCE

##### Loadings

The main loadings are:

- Self weight of the lining
- Shrinkage of concrete
- Temperature changes
- Air pressure changes due to traffic (monorail railway tunnels)
- Traffic loads
- Ground load (rock blocks, ground pressure etc.)
- Seismic loads (results in ovalisation of the cross section)
- Explosion loads (internal pressure)

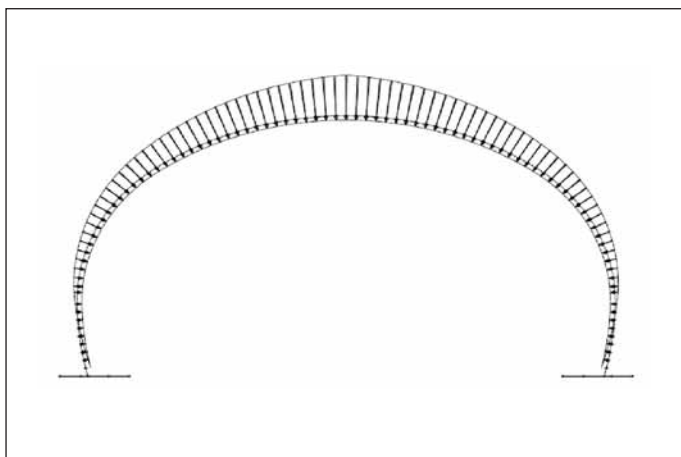
In the table below typical internal forces are shown for some load cases mentioned above. They have been analysed using a beam analysis model as described above using linear and non linear material behaviour for concrete.

See fig. 5

While the load combinations with high axial forces lead to fast convergence in the numerical analysis and thus can usually be proved easily, the load combinations with less axial force, especially self weight + winter often hardly lead to a stable solution and result in big cracks in the crown.













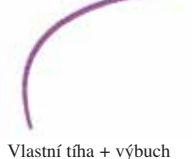

#### Influence of surrounding ground and membrane

The final tunnel linings are usually separated by a waterproofing layer from the initial lining and from the surrounding ground. Nevertheless the surrounding ground supports the lining as long as the lining deformations tend outwards. The stiffer the surrounding ground the stronger is the support. In case of a soft waterproofing system its stiffness needs to be considered. At the Gotthard Base Tunnel this effect has shown to be relevant. Assuming a rock mass with Young's modulus of  $E = 500 \text{ MN/m}^3$  the modulus of subgrade reaction  $k$  which is derived from  $k = E/r$ , with  $r$  being the tunnel radius may be in the range of  $75 \text{ MN/m}^3$ . Taking into account the stiffness of the waterproofing system for



Obr. 4 Typické rozdělení horninového tlaku

Fig. 4 Typical distribution of ground pressure

Normálové síly Axial forces	Ohybové momenty lineární Bending moments linear	Ohybové momenty nelineární Bending moments nonlinear
 Vlastní tíha ostění Self weight of the lining		
 Vlastní tíha + zima Self weight + winter		
 Vlastní tíha + léto Self weight + summer		
 Vlastní tíha+ horninový tlak Self weight + ground load		
 Vlastní tíha + výbuch Self weight + explosion		Nekonverguje, jelikož normálová síla je tahová No convergence as axial force is a tensile force

Obr. 5 Vnitřní síly  
Fig. 5 Internal forces

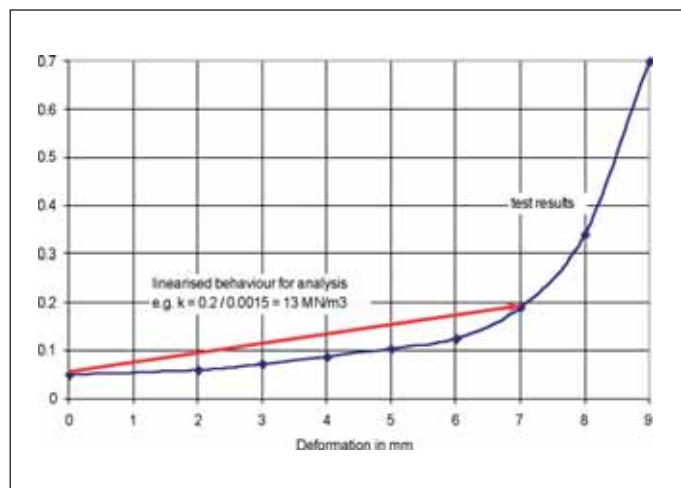
- Zatížení dopravou
- Zatížení horninou nebo zeminou (bloky horniny, horninový tlak atd.) – obr. 4
- Seismická zatížení (vedou ke zploštění příčného řezu)
- Zatížení výbuchem (vnitřní tlak)

V následující tabulce jsou uvedeny průběhy vnitřních sil typické pro některé z výše uvedených případů zatížení. Byly vypočítány pomocí prutového modelu, jak je popsáno v bodě 4, za předpokladu lineárního a nelineárního chování betonu (obr. 5).

Zatímco kombinace zatížení s velkými normálovými silami vedou v numerickém výpočtu k rychlé konvergenci a dají se tedy obvykle snadno vypočítat, kombinace zatížení s menšími normálovými silami, obzvláště pak kombinace vlastní tíha + ochlazení v zimě, často jen s těžší vedou ke stabilnímu řešení a mají za následek velké trhliny ve vrcholu klenby.

### Vliv okolní horniny a izolační fólie

Definitivní tunelová ostění jsou obvykle oddělena od primárního ostění a od okolní horniny vrstvou vodotěsné izolace. Nicméně pokud deformace ostění směřují ven z profilu, okolní hornina ostění podpírá. Čím je okolní hornina tužší, tím je opora silnější. V případě měkkého izolačního systému se musí zohlednit i jeho tuhost. U bazového tunelu Gotthard se tento účinek ukázal jako významný. Předpokládáme-li horninový masiv s Youngovým modulem pružnosti  $E = 500 \text{ MN/m}^3$ , koeficient ložnosti masivu  $k$ , který se odvodí ze vztahu  $k = E/r$ , kde  $r$  je poloměr tunelu, se může pohybovat kolem  $75 \text{ MN/m}^3$ . Vezmeme-li v úvahu tuhost



Obr. 6 Závislost zatížení a deformace izolačního systému  
Fig. 6 Load-deformation behaviour of a waterproofing system

the relevant stress range as shown in the figure below, the total stiffness amounts to:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_{\text{rock}}} + \frac{1}{k_{\text{member}}} \Rightarrow k = 11 \text{ MN/m}^3 \text{ which is just 15 \% of the rock mass stiffness.}$$

### EXAMPLES

#### Tunnel Strengen Austria

The Tunnel Strengen is a twin tube motorway tunnel in western Austria with a length of about 6 km and has been driven mainly through Quarzphyllit. In the middle section of the tunnel huge deformations during tunnel drive have been recognised. In order to decide whether an unreinforced final tunnel lining is suitable to sustain the high expected ground loads numerical investigations have been carried out.

See fig. 7

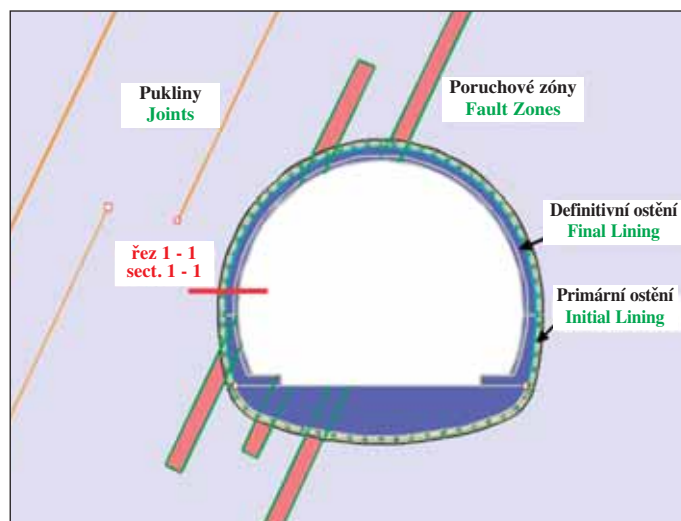
Although the deformation behaviour has been quite non symmetric it could be shown that after deterioration of rock bolts and shotcrete hardly any bending moments are to be expected in the final lining and thus an unreinforced lining is adequate.

See fig. 8

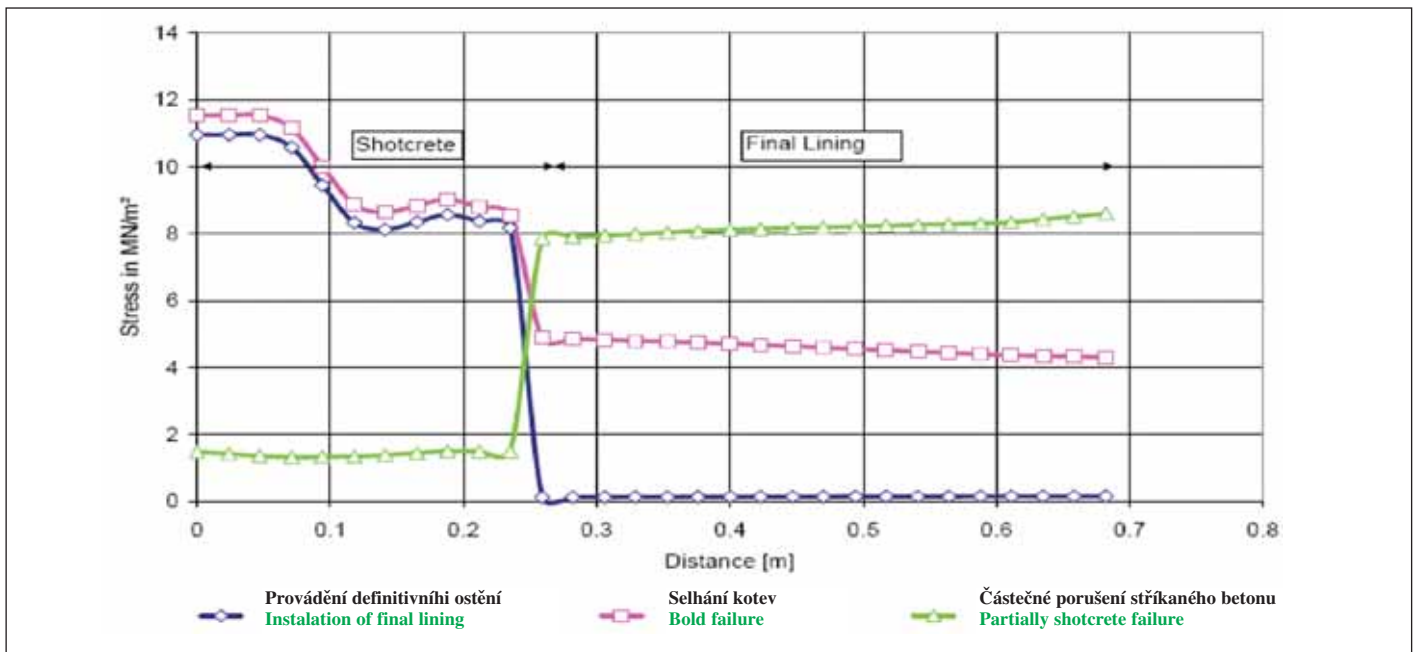
About one year after completing the final tunnel lining all existing cracks have been recorded. Cracks have been found in about 20 % of the segments. They are located mainly in the crown; the crack width is below 0.3 mm for the major number of the cracks.

There has no correlation been found between the huge deformations during tunnel drive and the cracks in the final tunnel lining.

See fig. 9



Obr. 7 Výpočetní model tunelu Strengen  
Fig. 7 Analysis model Tunnel Strengen



Obr. 8 Napětí v příčném řezu 1-1 podle obr. 7 mezi primárním a definitivním ostěním  
Fig. 8 Stresses in cross section 1-1 acc. to fig. 7 through the initial and final tunnel lining

izolačního systému v příslušném oboru napětí, jak je znázorněno na následujícím obrázku, výsledná tuhost bude mít hodnotu:

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_{\text{rock}}} + \frac{1}{k_{\text{membr}}} \Rightarrow k = 11 \text{ MN/m}^3, \text{ což je pouze 15 \% tuhosti horninového masivu.}$$

## PŘÍKLADY

### Tunel Strengen v Rakousku

Tunel Strengen je dvoutroubový dálniční tunel v západním Rakousku, dlouhý asi 6 km. Byl ražen především v kvarcitickém fylitu. Ve středním úseku tunelu byly v průběhu ražby zjištěny velké deformace. Aby bylo možno rozhodnout, zda tunelové ostění z prostého betonu dokáže přenášet očekávaná velká zatížení horninovým tlakem, byly provedeny numerické analýzy (obr. 7).

Ačkoliv deformační chování bylo značně nesymetrické, ukázalo se, že po degradaci kotev a stříkaného betonu se v definitivním ostění neočekávají žádné významné ohybové momenty a nevytlužené ostění je postačující (obr. 8).

### Gotthard Base Tunnel, Switzerland

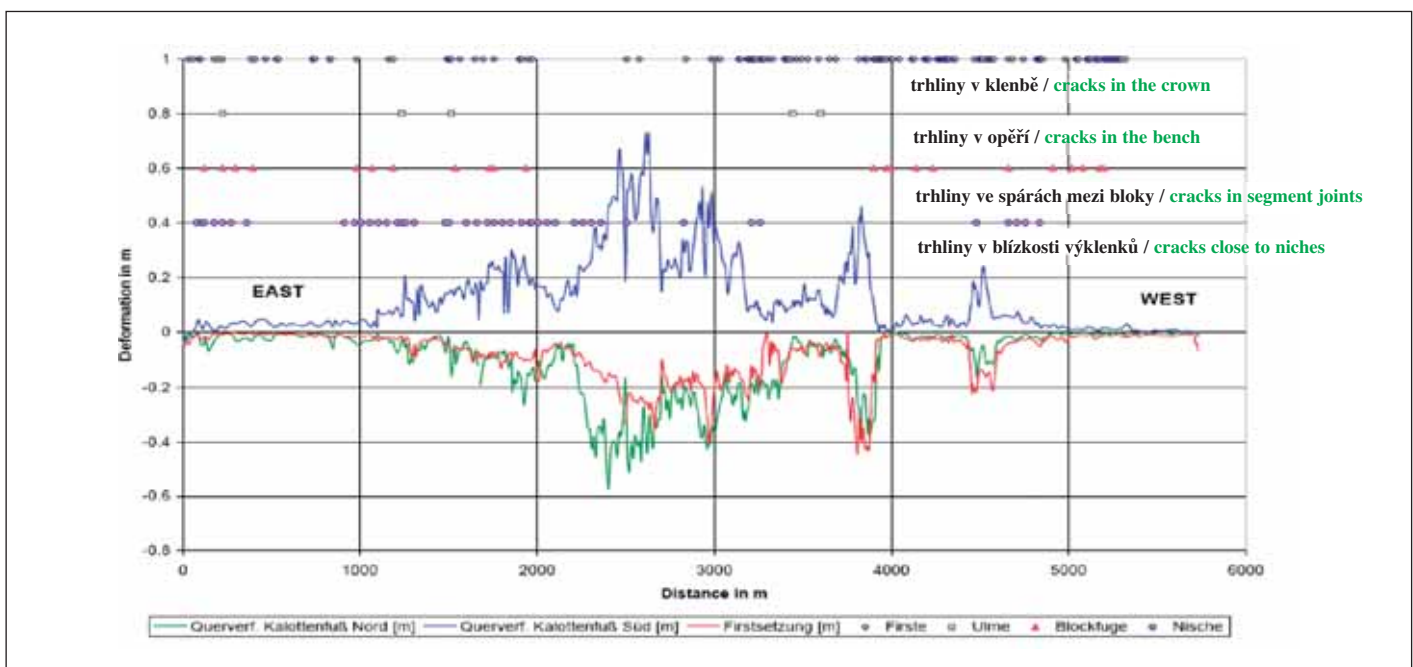
For the Gotthard Base tunnel in Switzerland which is built as mono track - twin tunnel system with a length of about 52 km it is expected that about 85 % of the standard segments are unreinforced. Junction segments, segments in difficult geological locations and segments with non standard cross sections will be reinforced.

### Roppen Motorway Tunnel, Austria

The Roppen Motorway Tunnel on the highway A12 with a length of about 5 km has been built in 1990. The final lining consists of unreinforced concrete. A site inspection in 2007 has shown that there are cracks mainly in the crown. The crack width is mainly below 1 mm and does not yield to any structural problems.

See fig. 10

Since 2006 the second tube of the Tunnel Roppen has been under construction. The final lining will be an unreinforced concrete lining.



Obr. 9 Rozdělení deformací v průběhu ražeb tunelu a trhlin v definitivním ostěním  
Fig. 9 Distribution of deformations during tunnel drive and cracks in the final lining

Asi rok po dokončení definitivního ostění tunelu byly zaznamenány všechny existující trhliny. Trhliny byly zjištěny asi ve 20 % bloků betonáže. Nacházejí se hlavně ve vrcholu klenby; šířka většiny trhlín je do 0,3 mm.

Mezi velkými deformacemi v průběhu ražeb tunelu a trhlinami v definitivním tunelovém ostění nebyla zjištěna žádná korelace (obr. 9).

### Bázový tunel Gotthard, Švýcarsko

V případě bázového tunelu Gotthard ve Švýcarsku, který se buduje jako systém se dvěma jednokolejnými tunelovými troubami o délce přibližně 52 km, se předpokládá, že asi 85 % standardních bloků betonáže bude z nevytuzeného betonu. Bloky ostění v místě křížení, bloky v obtížných geologických podmínkách a bloky s nestandardními příčnými řezy budou ze železobetonu.

### Dálniční tunel Roppen, Rakousko

Dálniční tunel Roppen na dálnici A12 o délce přibližně 5 km byl vybudován v roce 1990. Definitivní ostění je z prostého betonu. Prohlídka stavby v roce 2007 ukázala, že trhliny jsou hlavně ve vrcholu klenby. Šířka trhlín je převážně menší než 1 mm a nezpůsobuje žádné statické problémy (obr. 10).

Od roku 2006 je ve výstavbě druhá trouba tunelu Roppen. Definitivní ostění bude z prostého betonu.

### Brennerský bázový tunel – Itálie

Brennerský bázový tunel je navržen jako systém se dvěma jednokolejnými tunelovými troubami o celkové délce přibližně 55 km, procházejícími pod rakousko-italskými hranicemi. Na rakouské straně bázového tunelu Brenner (asi 29 km) se ve standardních blocích definitivního ostění počítá s použitím prostého betonu. V nestandardních blocích (křížení, velké profily, bloky v obtížných geologických podmínkách) bude použito železobetonové ostění.

### DOPORUČENÍ

Na základě výše popsaných skutečností se doporučuje vyšetřovat možnost použití prostého betonu pro definitivní tunelová ostění v případě, že:

- tunel je ražený, nikoli hloubený
- tunel je odvodněný (bez hydrostatického tlaku)
- definitivní betonové ostění nemusí být vodotěsné
- trhliny v definitivním ostění o šířce do 1 mm jsou přípustné
- trhliny v definitivním ostění o šířce větší než 1 mm se dají injektovat
- nadloží tunelu je vyšší než 15 m
- statické výpočty mohou prokázat stabilitu při uvážení kombinací zatížení se zatížením horninou i bez něj
- seismické vlivy jsou zanedbatelné
- vnitřní tlak vzduchu, vyvolaný dopravou, je menší než 5 až 10 kPa (podle velikosti příčného řezu)

Rozhodne-li se o použití definitivního ostění z prostého betonu, musí se vzít v úvahu doporučení týkající se délky bloků betonáže, doby pro odbednění, teploty čerstvého betonu atd., tak jak jsou obsažena v [1].

DIPL.-ING. BRUNO MATTLE, [bruno.mattle@gec.co.at](mailto:bruno.mattle@gec.co.at),  
GEC ZT GmbH,

DIPL.-ING. DR. MAX JOHN, [max.john@aon.at](mailto:max.john@aon.at), INNSBRUCK

Recenzoval: Ing. Libor Mařík



Obr. 10 Trhliny ve vrcholu klenby tunelu Roppen  
Fig. 10 Crack in the crown of Roppen tunnel

### Brenner Base Tunnel, Austria – Italy

The Brenner Base Tunnel is designed as mono track - twin tunnel system with a total length of about 55 km underpassing the border between Austria and Italy. On the Austrian side of the Brenner Base Tunnel (about 29 km) it is intended to use unreinforced concrete for the standard segments of the final lining. Non standard segments (junctions, big cross sections, segments in difficult geological sections) will be reinforced.

### RECOMMENDATIONS

Based on the descriptions above it is recommended to investigate the use of unreinforced concrete final tunnel linings in case:

- the tunnel is mined and not cut & cover
- the tunnel is drained
- the final concrete lining has not to be waterproof
- cracks in the final lining with a crack width of about 1 mm are acceptable
- cracks in the final lining with a crack width of more than 1 mm can be grouted
- the overburden above the tunnel crown is more than 15 m
- design calculations can prove stability considering load combinations with and without ground load
- seismic effects are neglectable
- internal air pressure from traffic is less than 5 to 10 kPa (depending on the size of the cross section)

If it is decided to use an unreinforced final tunnel lining recommendations regarding segment length, time for stripping the formwork, fresh concrete temperatures etc. as included in [1] shall be considered.

DIPL.-ING. BRUNO MATTLE, [bruno.mattle@gec.co.at](mailto:bruno.mattle@gec.co.at),  
GEC ZT GmbH,  
DIPL.-ING. DR. MAX JOHN, [max.john@aon.at](mailto:max.john@aon.at),  
INNSBRUCK

### LITERATURA / REFERENCES

- [1] Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik Arbeitsgruppe Beton im Tunnelbau RVS 09.01.43 (9.34), Innenschalenbeton 1. 5. 2004
- [2] HL-AG, ÖBB, BEG Richtlinie für das Entwerfen von Bahnanlagen Hochleistungsstrecken Květen 2002
- [3] ZTV-Ing Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten Dtl 5, Tunnelbau Stand 01/03
- [4] DB Netz – Deutsche Bahn Gruppe Richtlinie 853 Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten 1. 6. 2002
- [5] DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Dtl 1 Bemessung und Konstruktion Červenec 2001
- [6] Eurocode 2 (EN 1992-1-1) Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontagwerken Dtl 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau 1. 11. 2005
- [7] ÖNORM B 4701 Betonbauwerke EUROCODE-nahe Berechnung, Bemessung und konstruktive Durchbildung 1. 11. 2002
- [8] Pöttler Rudolf Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau – Standsicherheit und Verformung im Rissbereich Beton- und Stahlbetonbau, číslo 6/1993

# BEZBATERIOVÉ ZÁLOŽNÍ ZDROJE PRO OBJEKTY DOPRAVNÍ INFRASTRUKTURY

## NON-BATTERY BACKUP POWER SUPPLY FOR TRANSPORTATION INFRASTRUCTURE FACILITIES

KAREL KUČTA

### ÚVOD

V minulém roce se čtenáři mohli seznámit s technologií dálničního tunelu Klimkovice včetně energetické části. Zabezpečené napájení elektrickou energií tunelu je předmětem tohoto článku.

### SPECIFICKÉ POŽADAVKY NA NAPÁJENÍ ELEKTRICKOU ENERGIÍ U DÁLNIČNÍCH TUNELŮ

Dálniční tunely patří do kritické infrastruktury, definované Bezpečnostní radou ČR v roce 2002. Pro zabezpečení dodávky elektrické energie v objektech kritické infrastruktury se používá kombinace krátkodobého a dlouhodobého záložního zdroje elektrické energie, pro kterou se používá termín *energocentrum*.

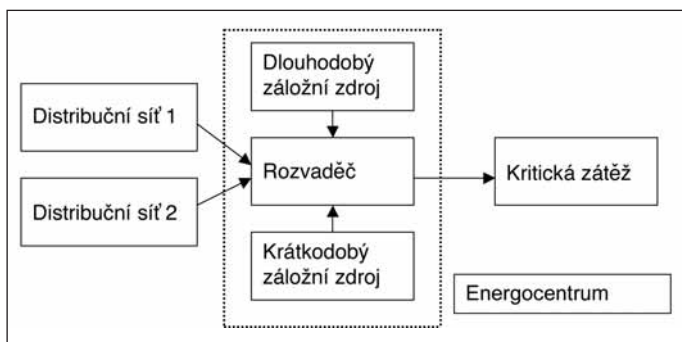
Dálniční tunely musí být realizovány v souladu s TP 98, kde je jednoznačný požadavek na napájení technologie tunelu ze dvou nezávislých zdrojů v prvním stupni jistění. V praxi to znamená, že napájení tunelu musí být realizováno ze dvou nezávislých rozveden na úrovni 110 kV a vyšší. Pokud tento požadavek nelze splnit (což je i případ tunelu Klimkovice, kde jsou sice dva přívozy 22 kV, ale z jedné rozvodny 110 kV), musí být tunel vybaven záložním zdrojem – energocentrem. Výsledné uspořádání je na obr. 1.

Z požadavku na dlouhodobou nezávislost objektu na dodávce elektrické energie z veřejné sítě vyplývá dominantní role dlouhodobého záložního zdroje v energocentru. Typickým dlouhodobým záložním zdrojem, který asi nebude v dohledné době nahrazen, je dieselgenerátor. Je to spolehlivý stroj s jednoduchou údržbou a s možností doplňování palivové nádrže za provozu. Moderní konstrukce a elektronické řízení zajišťují i splnění stále přísnějších emisních limitů při rozumné míře spotřeby paliva. Jeho jediný handicap, a sice schopnost dodávat energii až po několika sekundách po startu, kompenzuje krátkodobý záložní zdroj, který pracuje on-line a má takovou kapacitu, aby zabezpečil napájení zátěže s dostatečnou rezervou do té doby, než je dieselgenerátor schopen zátěž převzít sám.

### AKUMULÁTOROVÉ UPS

Jako akumulátor energie v krátkodobém záložním zdroji (obvykle nazývaném UPS – Uninterruptible Power Source) byly používány olověné baterie.

Olověné akumulátory se právě v objektech dopravní infrastruktury (železniční i silniční) v minulosti používaly i jako dlouhodobý zdroj elektrické energie. Akumulátorová sada o potřebné kapacitě byla, a stále je ve výbavě většiny železničních stanic. Najdeme je i v elektrárnách a v dalších provozech.



Obr. 1 Energocentrum

### INTRODUCTION

Last year, readers could get acquainted with the equipment of the Klimkovice tunnel, including electrical installations and the power supply system. The power supply system is the topic of this paper.

### SPECIFIC REQUIREMENTS FOR MOTORWAY TUNNEL POWER SUPPLIES

Motorway tunnels belong in the critical infrastructure which was defined by the National Safety Council of the Czech Republic in 2002. A combination of short-term and long-term backup power sources, which is termed energocentre, is used to secure power supplies in facilities of the critical infrastructure.

Motorway tunnels must be carried out in compliance with TP98 specifications, where there is an unambiguous requirement for supplying tunnel equipment from two independent sources, providing the first degree protection. In practice, this means that the tunnel must be supplied from two independent substations at the 110kV level or higher. If this requirement cannot be met (which is the case of the Klimkovice tunnel, where there are two 22kV feeders but both of them come from one 110kV substation), the tunnel must be equipped with a backup source – an energocentre. The resulting arrangement is shown in Fig. 1.

It follows from the requirement for long-term independence of the facility on power supplies from public network that the role of a long-term backup source in the energocentre is crucial. A diesel generating set is a typical long-term backup power source, which probably is not going to be replaced in the foreseeable future. It is a reliable machine, simple to maintain, allowing fuelling up under the machine operation. A modern design and electronic control are a guarantee that the ever stricter emission limits will be complied with, whilst the fuel consumption rate will remain reasonable. The only handicap of the machine is its ability to start to supply power only several seconds after the start up; it is compensated for by a short-term backup source, which operates on-line and the capacity of which is sufficient to guarantee the power supply for the equipment with a sufficient margin till the moment when the diesel generating set is capable of taking the load by itself.

### ACCUMULATOR-BASED UPS

Lead batteries were used as power accumulators in the short-term backup source set (usually called the UPS - Uninterruptible Power Source).

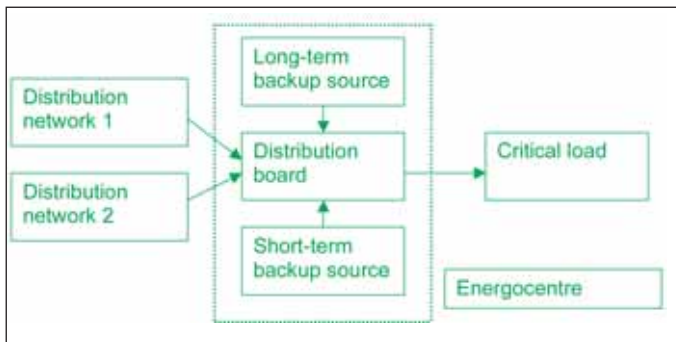
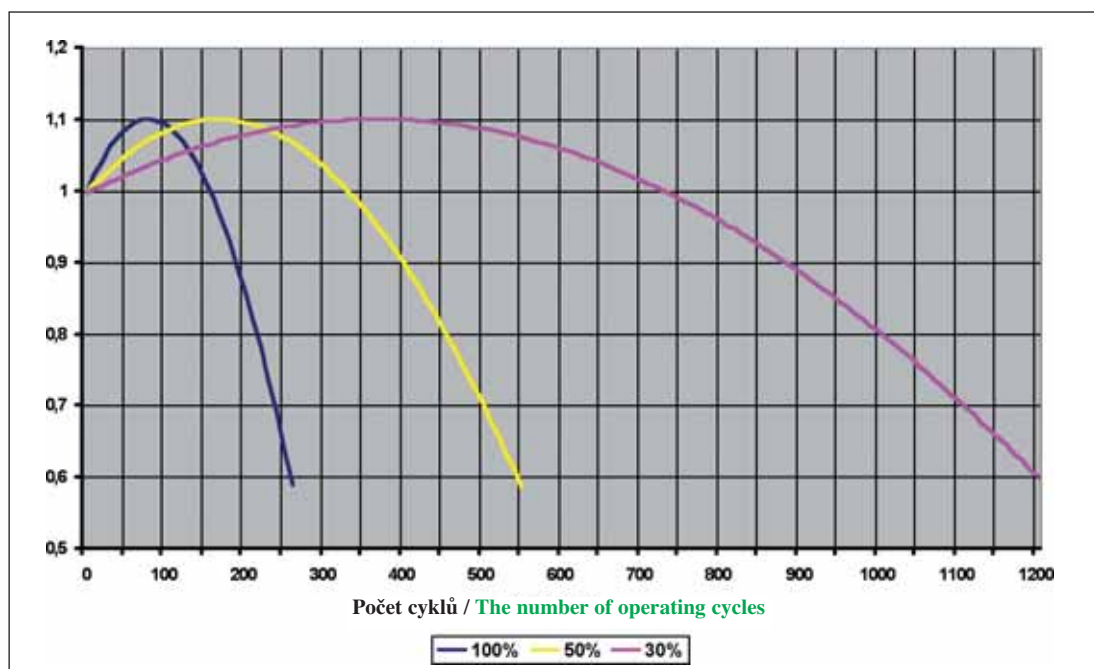


Fig. 1 Energocentre





Obr. 2 Závislost kapacity baterie na počtu provozních cyklů (graf je převzat z katalogu firmy Yuntong Power, obdobné charakteristiky udává většina výrobců)

Fig. 2 Dependency of the battery capacity on the number of operating cycles (the graph was borrowed from Yuntong Power catalogue, similar characteristics are offered by the majority of manufacturers)

Spolehlivostní analýzy, které se pro zabezpečené napájení objektů kritické infrastruktury zpracovávají, vedou k jednoznačnému závěru: kritickým prvkem energocentra z hlediska spolehlivosti jsou baterie, a to nejen ve zdroji UPS nebo ve staničním uspořádání, ale i startovací baterie dieselgenerátoru.

Shrňme krátce hlavní nevýhody baterií:

- Mají omezenou životnost, udávanou nejen časově (tři, pět, případně deset let), ale také počtem provozních cyklů vybití/nabití. Na obr. 2 je typická závislost kapacity baterie na počtu provozních cyklů s ohledem na hloubku vybití. Z obrázku vyplývá, jak je nebezpečné vybití baterie „na doraz“.
- Životnost baterie má určitou analogii s provozem osobního automobilu, kdy se preventivní servisní prohlídka realizuje po ujetí určitého počtu km nebo za určitý čas – podle toho, co nastane dříve.
- Baterie tvoří nejtěžší, nejrozměnější a nejdražší součást energocentra.
- Řazení článků do série (napětí DC meziobvodu je cca 400 V a skládáme je ze 2 V článků) je z hlediska provozní spolehlivosti velmi citlivé. Porucha jednoho článku způsobí kolaps celého řetězce, a tedy i zdroje UPS.
- Vnitřní stav baterie lze obtížně diagnostikovat. Systémy pro kontrolu jednotlivých článků udávají stav baterie v daném okamžiku bez predikce dalšího vývoje. Navíc tyto systémy zvyšují cenu zařízení.
- Po skončení životnosti baterií je problémem jejich ekologická likvidace. Technologie pro likvidaci použitých baterií jsou známy, ale náklady na likvidaci se promítají do provozních nákladů.
- Baterie pro svůj provoz potřebují prostředí s konstantní teplotou 20–22 °C, jinak jejich životnost prudce klesá, viz obr. 3. Pro jejich provoz je nutná klimatizace, která výrazně snižuje již tak nízkou účinnost zdrojů UPS.

## BEZBATERIOVÉ – ROTAČNÍ – UPS

Rotační UPS představují alternativu krátkodobého záložního zdroje, kde akumulátorem energie je roztočený setrvačnick. Kvůli výše uvedeným nedostatkům akumulátorových UPS se již v minulosti u kritických aplikací používaly mechanické záložní zdroje elektrické energie (no-break systémy). Spolehlivé, ale rozměrné a těžké nízkotáčkové stroje měly však omezené možnosti použití.

S nástupem moderních technologií bylo možné tyto stroje „odlehčit“, vybavit elektronikou a vstoupit s nimi do nového tisíciletí.

## BEZBATERIOVÉ NAPÁJECÍ SYSTÉMY

Představitelem těchto řešení je právě energocentrum NZ2®, použité k napájení technologie tunelů na dálnicích D8 a D47.

Lead accumulators used to be used in the past in transportation infrastructure facilities (railways and roads) even as long-term power sources. Adequate capacity accumulator sets have still been parts of equipment of most of railway stations. We can find them even in power stations and other plants.

The reliability analyses on safe power supplies which have been carried out for critical infrastructure facilities have led to an unambiguous conclusion: batteries are the critical element of an energocentre in terms of reliability, not only batteries in a UPS source or in a station set, but also starter batteries in a diesel generating set.

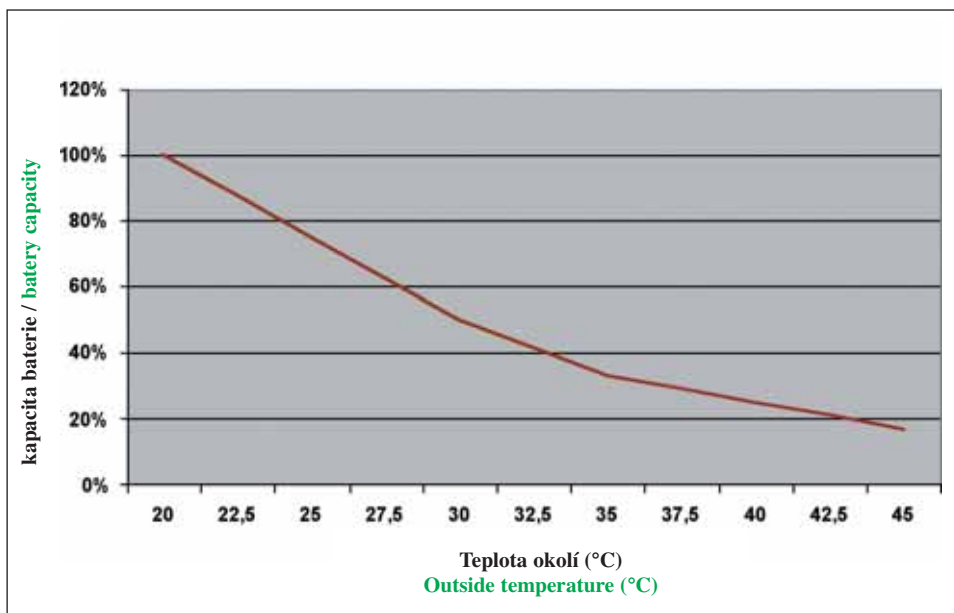
Let us summarise the main set-backs of batteries:

- Their life-span, which is denoted not only in terms of time (three, five or ten years) but also by means of the number of charge/discharge operating cycles, is limited. Fig. 2 shows a typical dependence of battery capacity on the number of operating cycles, taking into consideration the degree of battery discharge. It follows from the picture how much the complete discharging of batteries is dangerous.
- There is a certain analogy between the battery life-span and the operation of a car, where a preventive service examination is carried out when a certain mileage or a certain time has passed, whichever case comes first.
- Batteries form the heaviest, most sizeable and most expensive part of the energocentre.
- The serial arrangement of cells (DC voltage in an intermediate circuit is about 400V; it is assembled from 2V cells) is very sensitive in terms of operational reliability. A failure of one cell causes a collapse of the entire chain, thus also of the UPS source.
- Internal condition of a battery is hard to diagnose. Systems for control of individual cells indicate the current condition of a battery, without prediction of the further development. In addition, these systems increase the cost of the equipment.
- Environmentally friendly disposal of batteries at the end of their life-time poses a problem. Technologies for disposal of used batteries are known, but the cost of the disposal is projected into operating costs.
- Batteries need to be operated in a constant temperature environment (20-22°C), otherwise their life-span steeply diminishes (see Fig. 3). Air conditioning, which is necessary for the operation, significantly reduces the inherently low efficiency of UPS sources.

## NON-BATTERY (ROTATION) UPS SYSTEMS

Rotation UPSs represent an alternative of a short-term power source, where a rotating fly-wheel acts as the power accumulator. Because of the above-mentioned drawbacks of accumulator-based UPSs, mechanical backup power sources (no-break systems) were used for critical applications even in the past. However, the possibilities to use the reliable, but sizeable and heavy, low speed machines were limited.

With the onset of modern technologies, it has become possible to make these machines “lighter”, equip them with electronics and enter the new millennium with them.



Obr. 3 Závislost kapacity baterie na teplotě okolí (zdroj: Elektrotechnický magazín 6/2008)

Fig. 3 Dependency of the battery capacity on the ambient temperature (source: Elektrotechnický magazín 6/2008)

Principiální schéma energocentra NZ<sup>2</sup>® je na obr. 4. Pokud je energetická síť v pořádku, prochází energie ze sítě přímo do zátěže. Současně je přes AC/AC měnič napájen setrvačnick. Setrvačnick je v podstatě elektrický točivý stroj, který je v normální situaci v motorovém režimu a je udržován na jmenovitých otáčkách 7700 ot/min. Vzhledem k minimalizaci ztrát je rotor uložen ve vakuu a namísto zavěšení v ložiscích je nadnášen magnetickým polem statoru. Setrvačnick, spolu s měničem AC/AC, vakuovou pumpou a dalšími obvody, je umístěn v Modulu nepřetržitého napájení (MNN – někdy nesprávně nazývaný RUPS).

V okamžiku ztráty napětí v síti je napájení zátěže okamžitě zajištěno ze setrvačnicku, který v té chvíli změnil svůj pracovní režim na generátorový. Napětí ze statoru setrvačnicku je měničem AC/AC transformováno na požadovanou úroveň 3x400 V/50 Hz.

Statisticky je dokázáno, že 96–98 % všech výpadků elektrické energie skončí do 2 sekund. Jsou to veškeré krátkodobé poruchy a technologické výpadky v přenosové síti, způsobené přepojováním linek VVN, a které v dílci energetického zákona č. 458 / 2000 Sb. a navazujících předpisů vlastně poruchami nejsou (i když jejich vliv na provoz většiny technologií může být fatální). Z tohoto důvodu se provoz energocentra NZ<sup>2</sup>® v prvních sekundách výpadku nemění, a pokud dojde k obnovení dodávky elektrické energie, je zátěž dále napájena ze sítě a setrvačnick je přes AC/AC měnič „dobit“ na jmenovité otáčky.

Trvá-li výpadek v síti déle (lze programově zvolit čas např. 2 sekundy, nebo stupeň poklesu vybití setrvačnicku např. na 80 %), je vydán impuls ke startu dieselgenerátoru. Diagnostický systém vyhodnotí, zda došlo k nárůstu otáček z nulové hodnoty. Pokud se tak nestane, je to v naprosté většině případů z důvodu poruchy startovací baterie. Proto energocentrum umožňuje náhradní start dieselgenerátoru provést přímo ze setrvačnicku. Dieselgenerátor během 3–6 sekund dosáhne jmenovité otáčky a provede se synchronizace jeho výstupního napětí s napětím na zátěži.

Po synchronizaci napětí dojde během několika vteřin k převzetí zátěže dieselgenerátorem. Zároveň je přes AC/AC měnič znovu roztáčen setrvačnick na jmenovité otáčky. Energocentrum NZ<sup>2</sup>® je připraveno k zabezpečení spotřebičů při dalším výpadku rozvodné sítě.

## ŘEŠENÍ PROVOZNÍ SPOLEHLIVOSTI ENERGOCENTER

Jak již bylo uvedeno, součástí projektů energocenter u kritických aplikací je spolehlivostní analýza. Protože energocentra nepatří mezi výrobky, kde lze zpracovávat přesné statistiky (energocenter NZ<sup>2</sup>® je v současné době instalováno asi 50), byl pro analýzu spolehlivosti zpracován matematický model a metodou Markovovských řetězců byla řešena pravděpodobnost různých stavů energocentra.

Většina dodavatelů energocenter uvádí provozní spolehlivost prostřednictvím parametru dostupnost (A), v jednodušších aplikacích pak formou parametru MTBF (střední doba mezi poruchami). Ani jeden

## NON-BATTERY POWER SUPPLY SYSTEMS

Energocentre NZ<sup>2</sup>®, which has been used for supplying tunnel equipment on the D8 and D47 motorways, is a representative of this technology.

A principal chart of the Energocentre NZ<sup>2</sup>® is shown in Fig. 4. If the electrical network is in order, energy passes directly from the network to the equipment. At the same time, a flywheel is supplied via an AC to AC converter. The flywheel is, in substance, an electric rotary machine, which is in a motor regime under normal conditions, and is maintained rotating at a nominal speed of 7700 rev/min. With the aim of minimising losses, the rotor is in a vacuum and levitates in a magnetic field generated by the stator, instead of being suspended on bearings. The flywheel together with the AC to AC converter, a vacuum pump and other circuits are installed in the Uninterruptible Power Supply Module (sometimes incorrectly referred to as the Rotation UPS).

At the moment when the voltage in the network drops, the power supply for equipment is instantaneously provided from the flywheel, which, at that moment, switches its operating regime to power generation. The voltage from the flywheel stator is converted by the AC to AC converter to the required 3x400V/50Hz level.

It has been statistically proved that 96–98 % of all power failures are over within 2 seconds. They comprise all short-term breaks and technological failures within the transmission network caused by EHV line switching. As a matter of fact, these breaks and failures are not failures in the meaning of the Energy Law No. 458/2000 Coll. and related regulations (even though their impact on operation of the majority of equipment may be fatal). For that reason the operation of the Energocentre NZ<sup>2</sup>® does not change during the initial seconds of a failure and, if the power supply is resumed, power for equipment is further supplied from the network; the flywheel is “recharged” to the nominal speed via the AC to AC converter.

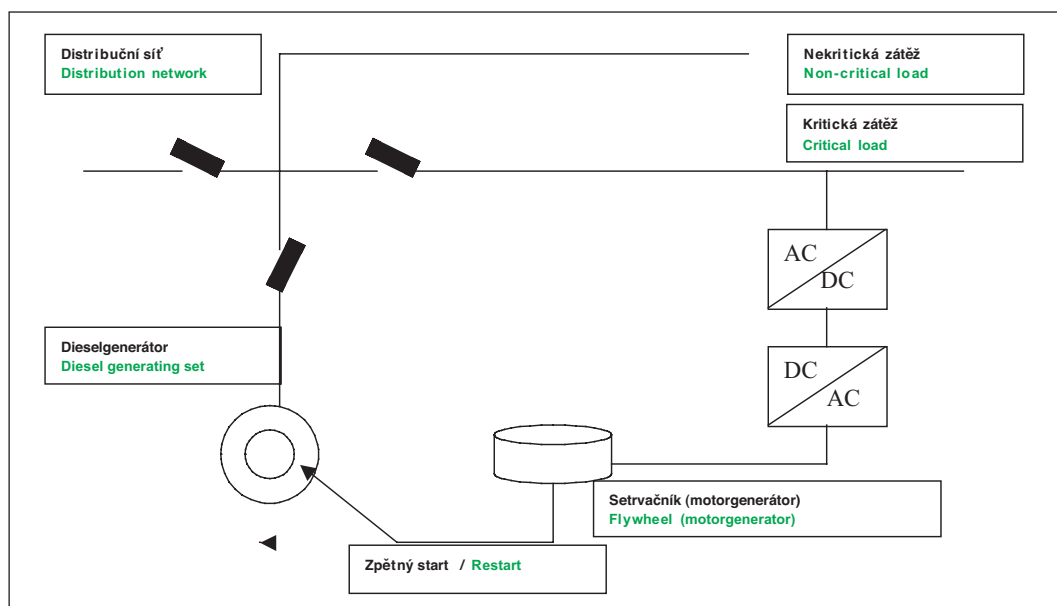
If the network failure takes longer (it is possible to programme the time for e.g. 2 seconds, or the degree of the “discharge” of the flywheel e.g. to 80 %), an impulse to start up is sent to the diesel generating set. A diagnostic system analyses whether the speed rose from zero. If this does not happen, it is so, in the absolute majority of cases, a result of a failure of the starting battery. For that reason, the Energocentre allows a substitute start to be carried out directly from the flywheel. The diesel generating set reaches the nominal speed within 3 – 6 seconds and the output voltage is synchronised with the voltage supplied to the equipment.

After the voltage synchronisation, the diesel generating set takes over the load within several seconds. At the same time, the flywheel starts again to rotate to achieve the nominal speed. The Energocentre NZ<sup>2</sup>® is prepared to supply power to the equipment during another failure of the distribution network.

## SOLUTION TO OPERATING RELIABILITY OF ENERGOCENTRES

As mentioned above, a reliability analysis is part of designs for energocentres in cases of critical applications. Because energocentres do not belong among the products for which exact statistics can be carried out (currently there are about 50 Energocentres NZ<sup>2</sup>® in operation), a mathematical model was developed for the reliability analysis, and the probabilities of various states of the Energocentre was solved by the Markov chain method.

The majority of energocentre suppliers present the operating reliability by means of an availability parameter (A), for simpler applications mostly in the form of the MTBF parameter (Mean Time Between Failures). Neither of these parameters describes operating reliability unambiguously. Regarding the availability



Obr. 4 Principiální schéma energocentra NZ2®

Fig. 4 Block diagram of Energocentre NZ2®

z těchto parametrů nepopisuje provozní spolehlivost jednoznačně. V případě dostupnosti se jedná pouze o poměrnou veličinu (která sice velmi přesně popisuje opravitelnost systému, ale je v čase konstantní), parametr MTBF zase nelze použít pro opravované systémy. Ukazuje se, že pro komplexní posouzení provozní spolehlivosti je třeba použít spolehlivostní funkci  $R(t)$  ve spojení s dostupností. Tato funkce má v čase  $t=0$  hodnotu 1 a s časem její hodnota klesá (u elektrotechnických systémů obvykle podle exponenciálního rozdělení). Spolehlivostní funkce  $R(t)$  tak jednoznačně definuje spolehlivost (jistotu bezporuchového provozu) pro konkrétní časový okamžik a zároveň míru jistoty udržení zařízení v provozu.

Spolehlivostní analýzy energocentra NZ2® přinesly následující závěry:

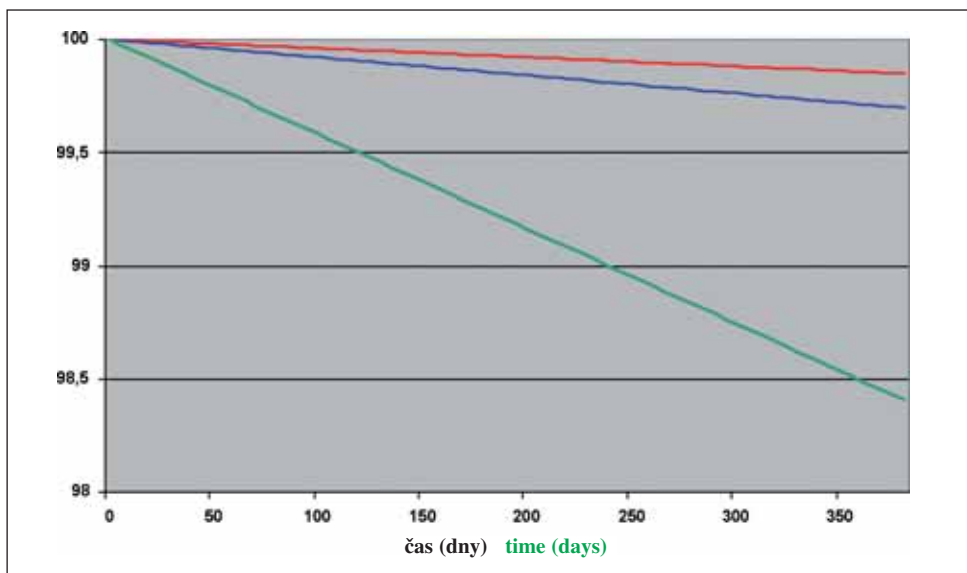
- Klíčovým zařízením v energocentru je dieselgenerátor. Na jeho schopnosti nastartovat a dodávat energii do zátěže závisí funkce celého energocentra. Proto je třeba při projektu energocentra volit kvalitní a osvědčené výrobky. Při konstrukci energocentra lze dělat vždy nějaké kompromisy, např. při volbě rozvaděčů, kontejnerů, komunikačních systémů atd. Volba dieselgenerátoru by ale měla být bez kompromisů.
- Pro garanci schopnosti startu dieselgenerátoru je velmi důležitý obvod zpětného startu. Spolehlivostní analýzy prokázaly, že tento redundantní zdroj energie pro startér, postavený na odlišné technologii než původní chemická baterie, zvyšuje provozní spolehlivost přibližně o jeden řád.
- Další možnou příčinou selhání dieselgenerátoru je nízká hladina paliva ve vstřikovacím systému dieselgenerátoru při jeho delší nečinnosti. Tato příčina je eliminována instalací čerpadla, které v pravidelných intervalech dočerpává palivo z nádrže do motoru.
- Skutečnost, že ke startu dieselgenerátoru dochází při každém delším výpadku elektrické energie, znamená, že ke změně schématu (a tedy k přepínání kontaktních prvků) dochází tak často, jak časté jsou výpadky. Opotřebenění těchto kontaktních prvků tedy závisí i na spolehlivosti sítě v dané lokalitě. Naštěstí většina kvalitních dodavatelů garantuje životnost spínacích prvků v desítkách tisíc sepnutí a v průběhu technické životnosti energocentra (20 let) k jejich výměně nedochází. Ve výpočtu spolehlivosti se ale tato skutečnost projevuje. Proto je při spolehlivostní analýze nutno znát stav sítě v místě instalace. Dodavatel elektrické energie je povinen podle již zmíněného energetického zákona tyto údaje poskytnout.
- Na spolehlivý provoz energocentra má vliv i činnost dalších navazujících systémů. Energoentrum je součástí velmi rozsáhlého technologického systému, a je-li autonomnost funkce energocentra potlačena, může při poruše řídicích systémů tunelu dojít i k výpadku napájení. Při uvádění do provozu je nutné ověřit chování systému ve všech možných provozních stavech, aby se předešlo nečekaným událostem za běžného provozu.

parameter, it is only a relative quantity (which, on the one hand, describes very exactly the repairability of the system, on the other hand, is constant during the time); in contrast, the MTBF parameter cannot be used for systems being repaired. It has turned out that the reliability function  $R(t)$  must be used in combination with the availability to arrive at a comprehensive assessment of the operating reliability. This function has the value of 1 at the time  $t=0$ , and this value decreases with time (in the case of electrotechnical systems usually following an exponential distribution). Thus the reliability function  $R(t)$  unambiguously defines reliability (the certainty of a failure-free operation) for a particular moment and, at the same time, defines the ratio of

certainty that the equipment will be maintained operating.

The reliability analyses of the Energocentre NZ2® yielded the following conclusions:

- The critical facility in an energocentre is a diesel generating set. The functioning of the whole energocentre depends on its capability to get started and supply power. This is why it is necessary when an energocentre is being designed to choose well-tried, good quality trademarks and not to be lured by significantly lower prices offered by some manufacturers. When an energocentre is to be reconstructed, it is always possible to make some compromises, for example when selecting distribution boards, containers, communications systems etc. Nevertheless, the selection of a diesel generating set should always be without compromises.
- The restart circuit is very important in terms of guaranteeing the ability of the diesel generating set to be started. Reliability analyses proved that this redundant source of power for the starter, which is based on a technology differing from the original chemical battery, increases the operating reliability roughly by one order.
- Another possible cause of a diesel generating set failure is a low level of fuel in the diesel generating set injection system during a longer standstill period. This cause is eliminated by installing a pump which adds fuel from the tank to the motor.
- The fact that a diesel generating set starting up takes place during any longer power failure means that the change in the scheme (therefore also switching between contact elements) happens as frequently as the failures take place. The wear of these contact elements even depends on the reliability of the electric network in the given location. Fortunately, the majority of trademark manufacturers guarantee the life span of contact elements in tens of thousands of contact makings; they usually do not have to be replaced during the technical life of the energocentre (20 years). Nevertheless, this fact is allowed for in the calculation of reliability. It is therefore necessary for the reliability analysis to know the condition of the network in the installation location. According to the requirements of the above-mentioned Energy Law, the electricity supplier is obliged to provide this information.
- The reliability of an energocentre operation is also affected by the functioning of other related systems. The energocentre is part of a very extensive system of equipment and, if the autonomy of the energocentre function is reduced, a power failure may take place when a failure of the control systems occurs. It is necessary during the commissioning to verify the behaviour of the system during all possible operating states so that unexpected events in common operation are prevented.



Obr. 5 Průběh spolehlivostní funkce  $R(t)$  (zdroj: inSophy, s. r. o., program PZ-IN)

Fig. 5 Behaviour of the reliability function  $R(t)$  (source: inSophy, s. r. o., program PZ-IN)

● Vliv na spolehlivost provozu energocentra má i lidský faktor. K jeho omezení pomůže kvalitní diagnostický a monitorovací systém, který včas (nejlépe dříve než obsluha) odhalí stavy, které přímo ohrožují schopnost startu dieselgenerátoru. Je to např. porucha dobíječe startovací baterie, porucha předehřevu olejové lázně, dálková signalizace stavu přepínače režimů (obsluha je povinná jednou za měsíc provést manuálně kontrolní start, a pokud zapomeneme přepínač režimů vrátit do původní polohy, žádný povel zvemčí dieselgenerátor nenastartuje), je také možné si stáhnout seznam mimotolerantních stavů sítě z vnitřní paměti modulu MNN atd.

Výsledky spolehlivostní analýzy jsou na obr. 5. Grafy znázorňují průběh spolehlivostní funkce  $R(t)$  pro první rok provozu energocentra. Červená křivka je spolehlivostní funkce pro energocentrum NZ2®, zelená je pro energocentrum s bateriovým zdrojem UPS. Modrá křivka je rovněž pro energocentrum s bateriemi, ale pro uspořádání zdrojů UPS 1+1, tj. 100% redundance. Je zřejmé, že paralelně-redundantní uspořádání zdrojů UPS výrazně zvyšuje provozní spolehlivost (téměř na úroveň energocentra NZ2®), ovšem za cenu vyšších investičních nákladů, klimatizovaných prostor pro baterie atd.

#### SOUČASNÉ INSTALACE ENERGOCENTER NZ2® V DÁLNIČNÍCH TUNELECH

Energocentra NZ2® jsou dnes instalována na třech dálničních tunelech v ČR. Každá instalace má své specifické provozní i projekční podmínky:

- Tunel Liboucheč D8: dieselgenerátor v kontejneru před jižním portálem, ostatní části energocentra NZ2® ve strojovně v portálu
- Tunel Panenská D8, jižní portál: celé energocentrum NZ2® ve strojovně v portálu
- Tunel Panenská D8, severní portál: celé energocentrum NZ2® ve strojovně v portálu
- Tunel Klimkovice D47: celé energocentrum NZ2® v kontejneru ve vrchlíku nad tunelem

Další instalace energocenter NZ2® se připravují.

ING. KAREL KUČHTA, CSc., karel.kuchta@p-z.cz,  
PHOENIX-ZEPPELIN, spol. s r. o., Energetické systémy

Recenzoval: Prof. Ing. Pavel Příbyl, CSc.

- Even the human factor influences the reliability of an energocentre. A quality diagnostic and monitoring system, which promptly (preferably sooner than the operator) reveals the states which directly threaten the ability of the diesel generating set to start up, helps to curb the influence. Such the states comprise, for instance, a failure of a starter battery trickle charger, a failure of the oil bath pre-heating system, remote signalling of the state of the mode switch (operators are obliged to carry out a manual checking start once in a month; if they forget to return the mode switch to the original position, no command from the outside will start the diesel generating set); it is even possible to download a list of out of tolerance conditions of the network from the internal

storage of the Uninterruptible Power Supply Module, etc.

Results of a reliability analysis are presented in Fig. 5. The graphs demonstrate the behaviour of the reliability function  $R(t)$  during the first year of the energocentre operation. The red curve is for the reliability function for the Energocentre NZ2®, whilst the green one is for the energocentre equipped with a UPS battery power source. The blue curve is also for the energocentre with batteries, but it is for the 1+1 arrangement of UPS sources, which means 100% redundancy. It is obvious that the parallel-redundant arrangement of UPSs significantly increases operating reliability (nearly to the level of the Energocentre NZ2®), of course, it is at the expense of higher investment costs, necessity for air-conditioned spaces for batteries, etc.

#### CURRENT INSTALLATIONS OF ENERGOCENTRES NZ2® IN MOTORWAY TUNNELS

Energocentres NZ2® are currently installed in three motorway tunnels in the Czech Republic. Each of the installations has its own specific operating and design conditions:

- Liboucheč tunnel on the D8 motorway: diesel generating set in a container in front of the southern portal, the other parts of the Energocentre NZ2® in the generator room, which is embedded in the portal wall
- Panenská tunnel on the D8 motorway, southern portal: the whole Energocentre NZ2® in the generator room, which is embedded in the portal wall
- Panenská tunnel on the D8 motorway, northern portal: the whole Energocentre NZ2® in the generator room, which is embedded in the portal wall
- Klimkovice tunnel on the D47 motorway: the whole Energocentre NZ2® is in a container installed in the calotte, above the tunnel

Other installations of Energocentre NZ2® are under preparation.

ING. KAREL KUČHTA, CSc., karel.kuchta@p-z.cz,  
PHOENIX-ZEPPELIN, spol. s r. o., Energetické systémy

#### LITERATURA / REFERENCES

1. Komenda, O.: Analytické vyhodnocení provozní spolehlivosti energocentra NZ2® Praha 2006
2. Energocentrum NZ2®, Firemní dokumenty Phoenix-Zeppelin, viz též www.p-z.cz.
3. Kuchta, K., Komenda, O., Štefka, D.: Zvyšování provozní spolehlivosti napájecích systémů pro IT objekty a technologie, Sborník 8. konference Information Security Summit, Praha 2007
4. TP 98 – Technologické vybavení tunelů pozemních komunikací (Technické Podmínky)
5. Folwarczny, L.: Vytýpování subjektů v MSZK k připravenému nasazení elektrocentrály EC 250, Sborník semináře Náhradní zdroje elektrické energie nové generace, Ostrava, 2005

## OZNÁMENÍ

ARCADIS Geotechnika a. s., ČaS výbor MZZS ve spolupráci s ČGtS a s patronací ÚTAM AV ČR

**pořádají ve dnech 20. a 21. května 2009  
v budově Akademie věd ČR, Praha 1, Národní třída 3  
PRAŽSKÉ GEOTECHNICKÉ DNY 2009**

**Středa 20. 5. 2009**

Dopoledne: odborný seminář **Vyztužené zemní konstrukce**

Odpoledne: 17. Pražská geotechnická přednáška:

**Interakce horninového prostředí s podzemními stavbami - vývoj navrhování**

(Prof. Ing. Dr. Zdeněk Eisenstein, DrSc.)

Předání ceny akademika Quido Záruby pro mladé inženýrské geology a geotechniky a vystoupení oceněného geotechnika. Součástí prvního dne PGD bude doprovodná výstavka odborných firem

**Čtvrtek 21. 5. 2009**

Workshop: **Povrchové projevy při podzemních stavbách**

**Úvod do problematiky a moderování workshopu:** Prof. Ing. Dr. Zdeněk Eisenstein, DrSc. a Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc.

*Pozvánky včetně podrobného programu a závazných přihlášek budou rozesílány na začátku května 2009.*

*Kontaktní adresa: ARCADIS Geotechnika a. s. (Ing. M. Frombergerová),  
tel.: 234 654 101, fax: 234 654 102, e-mail: sekretariat@arcadisgt.cz*

[www.arcadisgt.cz](http://www.arcadisgt.cz)

 **ARCADIS** GEOTECHNIKA



## OZNÁMENÍ

ARCADIS Geotechnika a. s., Česká asociace inženýrských geologů  
a Česká geotechnická společnost

**vyhlašují 8. ročník soutěže  
o Cenu akademika Quido Záruby**

**pro mladé inženýrské geology a geotechniky do 35 let  
za nejhodnotnější a nejzajímavější práci z oblasti praxe  
a výzkumu v roce 2008 v oborech:**

Mechanika zemin, Mechanika hornin, Inženýrská geologie,  
Podzemní stavby, Zakládání staveb, Geotechnický  
a inženýrskogeologický průzkum, Environmentální geotechnika

**Soutěž bude vyhodnocena nezávislou komisí složenou ze zástupců  
ČAIG, SAIG, ČGtS, ČVUT, UK Praha, VÚT Brno, VŠB-TU Ostrava  
a ARCADIS Geotechnika a. s.,**

**Cena bude předána na**

**Pražských geotechnických dnech 2009**

které ve dnech 20. a 21. května 2009 pořádá ARCADIS Geotechnika a. s.,  
ČaS výbor MZZS ve spolupráci s ČGtS a s patronací ÚTAM AV ČR v budově  
Akademie věd ČR, Praha 1, Národní třída 3

Cena pro autora oceněné práce pozůstává z diplomu a z příspěvku  
25 000 Kč na úhradu účasti na mezinárodní konferenci IAEG, ISRM, ITA,  
ISSMGE apod.

*Přihlášky do soutěže zašlete  
do 15. dubna 2009 na adresu:  
ARCADIS Geotechnika a. s.  
Libuše Hrotková, Geologická 4,  
152 00 Praha 5  
tel. 234 654 101,  
fax: 234 654 102,  
e-mail: sekretariat@arcadisgt.cz*

# renesco®



Renesco a. s. zriaďuje hydroizolácie v podzemí i na povrchu a sprevádza stavebné projekty od plánovania cez realizáciu až po vývoj špeciálnych systémov a progresívnych postupov.

**Renesco a. s.**

Panenská 13  
811 03 Bratislava  
[info@renesco.sk](mailto:info@renesco.sk)  
[per.koenig@martiag.ch](mailto:per.koenig@martiag.ch)  
[schnierer@renesco.sk](mailto:schnierer@renesco.sk)  
[www.renesco.sk](http://www.renesco.sk)  
+421 2 59490473  
+421 46 5422296



11<sup>th</sup> International Conference  
**UNDERGROUND CONSTRUCTIONS  
PRAGUE 2010**  
TRANSPORT AND CITY TUNNELS  
Prague, 14 – 16 June, 2009

11. Mezinárodní konference  
**PODZEMNÍ STAVBY  
PRAHA 2010**  
DOPRAVNÍ A MĚSTSKÉ TUNELY  
Praha, 14. - 16. června 2010

## VÝZVA K ZASLÁNÍ ABSTRAKTŮ / CALL FOR ABSTRACTS



- Zaslání abstraktu příspěvku o rozsahu 300 až 500 slov – nejpozději do 30. června 2009  
Zaslání abstraktů je nutné provést elektronicky přes webové stránky CzTA [www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz)
- Abstracts of papers are to be submitted via [www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz) to the conference secretariat by 30<sup>th</sup> June, 2009

[www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz)

## FOTOREPORTÁŽ Z VÝSTAVBY TUNELOVÉHO KOMPLEXU BLANKA V PRAZE (STAV K 02/2009)

### PICTURE REPORT ON CONSTRUCTION OF BLANKA COMPLEX OF TUNNELS IN PRAGUE (AS OF 02/2009)



Obr. 1 Staveniště Hradčanská, celkový pohled od Špejcharu  
Fig. 1 Hradčanská construction site, overall view from Špejchar



Obr. 2 Staveniště Letná, výstavba v otevřené jámě  
Fig. 2 Letná construction site, open trench



Obr. 3 Staveniště Letná, vjezdová rampa 4, výstavba dilatace R10  
Fig. 3 Letná construction site, access ramp No. 4, construction of expansion block R10



Obr. 4 Ražený tunel Špelc, provádění spodní klenby sekundárního ostění  
Fig. 4 Mined tunnel – construction of secondary lining of the bottom



Obr. 5 Ražený tunel, profilovací vůz klenby primárního ostění  
Fig. 5 Mined tunnel – primary lining profile checking gantry



Obr. 6 Staveniště Trója, portály ražených tunelů  
Fig. 6 Troja construction site – mined tunnel portals



Obr. 7 Staveniště Trója, výstavba jižního hloubeného tunelu v jamách 6 a 4  
Fig. 7 Troja construction site – southern tunnel tube construction in trenches No. 6 and 4



Obr. 8 Staveniště Trója, dokončené konstrukce dilatací 8, 9 a 10 hloubeného tunelu  
Fig. 8 Troja construction site – completed structures of expansion blocks No. 8, 9 and 10 of the cut-and-cover tunnel

# FOTOREPORTÁŽ Z VÝSTAVBY KRÁLOVOPOLSKÝCH TUNELŮ VMO DOBROVSKÉHO V BRNĚ

## PICTURE REPORT ON CONSTRUCTION OF KRÁLOVO POLE TUNNELS, LCCR DOBROVSKÉHO, BRNO



Obr. 1 Provizorní portál Královo Pole v zimním období  
Fig. 1 Královo Pole temporary portal in the winter season



Obr. 2 Nájezdová rampa ke kaloři tunelu u provizorního portálu Královo Pole  
Fig. 2 Approach ramp to the top heading at the Královo Pole temporary portal



Obr. 3 Ražba kaloty tunelu  
Fig. 3 Tunnel top heading excavation



Obr. 4 Osazování výztužných rámu HEBREX v dolní štolu tunelu  
Fig. 4 Erection of HEBREX supporting frames in the lower part of the sidewall drift



Obr. 5 Provedení tryskové injektáže dna stavební jámy TC  
Fig. 5 Jet grouting into the bottom of the construction pit for the services centre



Obr. 6 Osazování ocelových rozpěr ve stavební jámě TC  
Fig. 6 Installation of steel braces in the construction pit for the services centre structure



Obr. 7 Pohled na rozepřenou stavební jámu hloubené části Žabovřesky ze zárodku ražené části  
Fig. 7 View of the braced construction trench for the Žabovřesky cut-and-cover section, from a germ of the mined section



Obr. 8 Stavební jáma hloubené části Žabovřesky a bednění pro most na ulici Hradecká  
Fig. 8 Construction trench for the Žabovřesky cut-and-cover section and formwork for a bridge on Hradecká Street



## FOTOREPORTÁŽ ZE STAVBY TUNELU LOCHKOV NA ST. 514 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY PICTURE REPORT ON CONSTRUCTION OF LOCHKOV TUNNEL ON PRAGUE CITY RING ROAD CONSTRUCTION LOT 514



Obr. 1 Hloubení stavební jámy v prostoru sliveneckého portálu  
Fig. 1 Excavation of the construction trench in the Slivenec portal area



Obr. 2 Nástřik betonu primárního ostění v třípruhovém tunelu  
Fig. 2 Construction of shotcrete primary lining in the three-lane tunnel



Obr. 3 Vrtání čelby lavice v třípruhovém tunelu  
Fig. 3 Excavation face drilling – the bench in the three-lane tunnel



Obr. 4 Tunelový bagr na čelbě dvoupruhového tunelu při dorážce od lahovického portálu  
Fig. 4 Tunnel excavator at the double-lane tunnel excavation face during the completion of driving from the Lahovice portal



Obr. 5 Lahovický portál tunelu  
Fig. 5 Lahovice portal of the tunnel



Obr. 6 Bednící vůz definitivního ostění dvoupruhového tunelu ve stavební jámě u sliveneckého portálu  
Fig. 6 Travelling formwork for the final lining of the double-lane tunnel in the construction trench at the Slivenec portal



Obr. 7 Strojní sestava pro stříkaný beton ve dvoupruhovém tunelu  
Fig. 7 Equipment set for application of shotcrete in the double-lane tunnel



Obr. 8 Bednicí vůz definitivního ostění v třípruhovém tunelu  
Fig. 8 Travelling formwork for the final lining in the three-lane tunnel



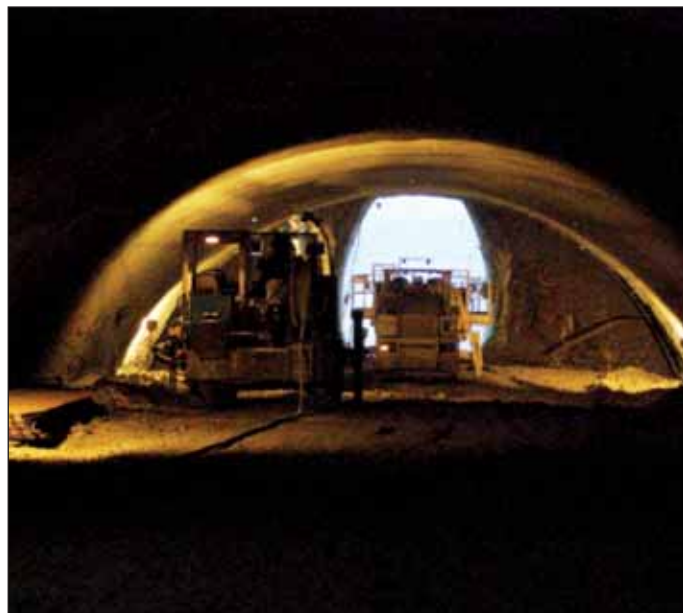
Obr. 9 Hloubené tunely u sliveneckého portálu  
Fig. 9 Cut-and-cover tunnels at the Slivenec portal



Obr. 10 Výztuž a bednění krčku na styku třípruhového tunelu a propojky  
Fig. 10 Reinforcement and formwork for a neck at the contact between the three-lane tunnel and a cross passage



Obr. 11 Izolační práce v třípruhovém tunelu  
Fig. 11 Installation of waterproofing in the three-lane tunnel



Obr. 12 Čelba třípruhového tunelu před prorážkou  
Fig. 12 Three-lane tunnel heading before breaking through

## ZA ING. GEORGIJEM ROMANCOVEM, CSc. OBITUARY OF ING. GEORGIJ ROMANCOV, CSc.

Začátek roku 2009 nebyl pro nás šťastný. Po dlouhé těžké nemoci nás navždy opustil náš kolega Ing. Georgij Romancov, CSc. Skoro celou svou pracovní životní epochu prožil v Metroprojektu.

Po absolvování ČVUT nastoupil v roce 1965 do Sudopu, kde se hned od začátku své profesní kariéry specializoval na problematiku podzemních staveb dopravního charakteru. Nejdříve pracoval na projektech podpovrchové tramvajové dopravy v Praze a po rozhodnutí o nahrazení zamýšlené podpovrchové tramvaje metrem se rozhodl využít příležitosti a přejít se skupinou projektantů do nově založené projektové organizace DP-Metroprojekt Praha. Metro jako podzemní stavba plně uspokojovalo jeho profesní zájem i zaměření. Správnost tohoto rozhodnutí potvrzuje i skutečnost, že Metroprojektu zůstal věrný celý život. Svými odbornými zkušenostmi a pílí se vypracoval z odpovědného projektanta a specialisty pro tunelové stavby až do vrcholových technických funkcí ve společnosti.

Postupně vyprojektoval několik ražených traťových tunelů trasy metra C v Praze 4 na Pankráci. Další významnou prací je jeho návrh ražené sloupové stanice metra Můstek na trase A. Řídil skupinu projektantů-tunelářů a koncem osmdesátých let se stal hlavním specialistou této profese v Metroprojektu. Byl aktivním propagátorem novinek v tunelovém stavitelství, jeho návrh jednodílné stanice je datován rokem 1976. Za jeho aktivní účasti se projektoval první traťový tunel metra ražený Novou rakouskou tunelovací metodou na trase IVB. Jmenování objektů a staveb, které projektoval nebo jejichž projektovou přípravu řídil, by mohlo ještě dlouho pokračovat.

Významná byla také aktivita Ing. Georgije Romancova v profesních organizacích, především v Českém tunelářském komitétu ITA-AITES. Byl dlouholetým členem jeho předsednictva a aktivním členem redakční rady časopisu Tunel. V poslední době svoje mimopracovní aktivity zaměřil na propagaci českých staveb a specialistů v oblasti tunelových konstrukcí ve světě. Proto také jako první přišel s myšlenkou, aby se Český tunelářský komitét ucházel o konání světového tunelářského kongresu v roce 2007 v Praze. O své vizi přesvědčil předsednictvo i členy komitétu a vzal na sebe nelehkou úlohu předsedy přípravného výboru. Měl velkou zásluhu na tom, že valné shromáždění Mezinárodní tunelářské asociace ITA-AITES se v roce 2004 na svém jednání v Singapuru rozhodlo přidělit pořádání 33. valného shromáždění ITA-AITES společně s WTC 2007 Praze, hlavnímu městu České republiky.

Třileté přípravě světového tunelářského kongresu věnoval mnoho energie a úsilí, které vyústilo v opravdu po všech stránkách úspěšný průběh WTC 2007. Skutečně se podařilo celé tunelářské veřejnosti představit Českou republiku jako plnohodnotného člena mezinárodní tunelářské asociace a současně i prezentovat vospělost našeho podzemního stavitelství.

Je ironií osudu, že brzy po skončení kongresu pocítil první zdravotní obtíže, které pak pokračovaly dlouhou a těžkou nemocí, jejíž obtíže obdivuhodně snášel.

Odborné působení našeho Jiřího či Georgije bylo rozsáhlé. Ale jeho dlouholetí kolegové a přátelé, kteří ho měli možnost zblízka poznat i z té lidské stránky, vědí, že zvláště u něho platilo, že nejen prací je člověk živ. Byl vzdělaný, sečtělý a muzikální. Kromě své rodiny měl rád přátele (a nebylo jich málo), které srdečně vítal, ať přišli vhod nebo nevhod, a pro které měl vždy sklenku portského. Miloval život a všechny radosti, které přináší. Jeho humor byl pro nezavěšené snad trochu zvláštní, ale upřímný a srdečný.

V Jirkovi ztrácíme dlouholetého kamaráda, špičkového odborníka a spolehlivého kolegu. My se s Jirkou neloučíme, my na něj budeme stále vzpomínat.

**ING. JIŘÍ POKORNÝ,**  
generální ředitel  
Metroprojekt Praha, a. s.

**ING. IVAN HRDINA,**  
předseda České tunelářské  
asociace ITA-AITES



The beginning of 2009 was not lucky for us. Our colleague, Ing. Georgij Romancov, CSc., abandoned us forever, after a long, severe disease. He spent nearly entire career with Metroprojekt.

After the graduation from the Czech Technical University, in 1965, he entered Sudop, where he specialised from the very beginning of his career in problems of transport-related underground construction. First he worked on designs for a subsurface tram (LRTM) system in Prague and, when the decision was made that the intended subsurface tram system be replaced by metro, he decided to use the opportunity and transferred, together with a group of designers, to a newly founded designing organisation, DP-Metroprojekt Praha. Metro, as an underground construction, fully satisfied his professional interest and specialisation. His decision was certainly right. This is confirmed, among others, by the fact that he had remained loyal to Metroprojekt for all his life. Owing to his professional experience and diligence, he worked his way up from an appointed consulting engineer and specialist in tunnel structures to technical top management positions in the company.

He successively carried out designs for several mined running tunnels on Line C, in Prague-Pankrác. Another significant piece of work was his design for Můstek pillar type station on Line A. He managed a group of tunnel designers and, at the end of the 1980s, became Metroprojekt's chief specialist in this profession. He was an active promoter of innovations in the field of tunnel engineering. His design for a single-vault station goes back to 1976. The first running tunnel of Metro to be driven on Line IVB using the New Austrian Tunnelling Method was designed with his active assistance. The enumeration of all structures and buildings he designed or the design stage of which was under his control could go on for a long time.

Among important activities of Ing. Georgij Romancov, we must also mention the work in professional organisations, above all the ITA-AITES Czech Tunnelling Committee. He was a long-standing member of its Board and a member of the Editorial Board of Tunel magazine. Lately he focused his non-work activities on promoting Czech constructions and specialists in the field of tunnel construction in the world. Thus he was the first to suggest that the Czech Tunnelling Committee stood as a candidate for the World Tunnel Congress 2007, to be held in Prague. He convinced the Board and members of the Committee of his vision and assumed by himself the arduous role of the chairman of the Preparatory Committee. He greatly contributed to the fact that the General Assembly of the International Tunnelling Association (ITA-AITES) decided in its session in Singapore, 2004, that the 33<sup>rd</sup> ITA-AITES General Assembly be hosted by Prague, the Czech capital, jointly with the WTC 2007.

He devoted much energy and effort to the three-year preparation of this World Tunnel Congress, resulting in the course of the WTC 2007 which was successful indeed from all aspects. It was also his success that the Czech Republic was introduced to the professional public as an equal member of the International Tunnelling Association and the advanced Czech underground engineering was duly presented.

It is an irony of destiny that it was early after the end of the Congress that he started to feel initial health problems, which then developed into a long and severe disease, the troubles of which he managed to admirably cope with.

The professional activities of our Jiří or Georgij were really extensive. Nevertheless, his long-standing colleagues and friends who had the opportunity to know him closer even from the human side know that he, more than others, followed the principle that work is not the only purpose of human life. He was well-educated, well-read and musical. Apart from his family, he loved his friends (they were not few). He warmly welcomed them, no matter whether they came at a convenient or inconvenient moment, and he always had a glass of port wine available for them. He loved life and all joys brought by the life. His humour might have seemed a little bit peculiar for outsiders, but it was always genuine and cordial.

With Jiří's passing, we have lost a long-standing friend, top expert and reliable colleague. We are not saying goodbye to Jiří, we will always remember him.

**ING. JIŘÍ POKORNÝ,**  
Chief Executive Officer  
Metroprojekt Praha, a. s.

**ING. IVAN HRDINA,**  
Chairman of Czech Tunnelling  
Association ITA-AITES

## ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

15. BETONÁŘSKÉ DNY 2008 HRADEC KRÁLOVÉ  
15<sup>TH</sup> CONCRETE DAYS 2008, HRADEC KRÁLOVÉ

The Czech Association of Civil Engineers, Czech Concrete Society held the fifteenth jubilee Concrete Days conference in the ALDIS congress centre, Hradec Králové, on 27<sup>th</sup> and 28<sup>th</sup> November 2008. It has become a tradition that it was accompanied by an exhibition, where individual manufacturers of concrete structures and their components present their products and other relevant assortment.

The 15<sup>th</sup> Concrete Days were, in addition, richer owing to foreign contributions associated with the announcement of the results of the ECSN (European Concrete Societies Network) competition and awards for the "Outstanding Concrete Structure of the Year 2008". It is worth noting that the prize in the civil engineering construction category was awarded, within the competition comprising several bridges, to the authors of the design for the RODENRIJSEVAART tunnel, the Netherlands. This is a cut-and-cover tunnel, which is technically very successful, not only in terms of structural quality. It was first of all owing to the extraordinary architectural concept, but also thanks to the concrete casting procedure, that the tunnel was placed ahead of visually more attractive bridge structures, which are usually preferred by competition committees.

Ve dnech 27. a 28. listopadu 2008 proběhla v kongresovém centru ALDIS v Hradci Králové jubilejní patnáctá konference Betonářské dny pořádaná Českou betonářskou společností ČSSI. Konference s roční periodou je zaměřena na předávání zkušeností, poznatků a nových řešení mezi odborníky z celého průmyslového odvětví souvisejícího s využitím betonu. Již tradičně byla doplněna výstavou Beton, na které se prezentují jednotliví výrobci betonových konstrukcí a jeho složek spolu se souvisejícím sortimentem.

Již 15. Betonářské dny byly navíc obohaceny o zahraniční příspěvky v souvislosti s vyhlášením výsledků a předáváním cen ECSN (European Concrete Societies Network) za „Vynikající evropskou betonovou konstrukci roku 2008“. Zde stojí za zmínku, že cena v kategorii inženýrských staveb byla v konkurenci několika mostů udělena autorům projektu tunelu RODENRIJSEVAART v jižním Nizozemsku. Jedná se o technicky velmi zdařilý hloubený tunel nejen s ohledem na kvalitu provedených konstrukcí. Především díky nevšednímu architektonickému pojetí, ale i postupu betonářských prací se umístil před pohledově atraktivnějšími a soutěžními komisemi obvykle preferovanými stavbami mostními.

Při návrhu a provádění tunelu RODENRIJSEVAART bylo vše podřízeno dosažení zcela nestandardního povrchu a tvaru vnitřního líce horní klenby tunelu. Bylo využito velmi kvalitních materiálů (beton B65), které spolu s mistrným zpracováním betonové směsi a postupem betonáže docílily jedinečného pohledového efektu. Slovy architekta se jedná o ztvárnění představy „vlnek, které se vytvářejí tažením nože po másle“. Zajímavé je jistě i příčné uspořádání obousměrného tunelu se středním dělicím pásem (viz foto).

Z hlediska našeho „tunelářského“ pohledu však další dění na konferenci již tak zajímavé nebylo. Přestože v posledních několika letech se Betonářské dny těšily množství kvalitních příspěvků z oboru podzemních staveb a tunelů, tentokrát jich bylo velice poskrovnu. A to i přes skutečnost, že si jejich výstavbu v současné době bez betonu lze jen těžko představit.



Z řady našich dnes budovaných tunelů s často velmi sofistikovanými technickými řešeními zde byla prezentována pouze jedna stavba, a sice tunelový komplex Blanka v Praze. Příspěvek se věnoval výstavbě definitivních konstrukcí hloubených tunelů klasického typu ve stavební jámě v Tróji a na Letné (článek je obsahem tohoto čísla). Byť jde o velmi rozsáhlé dílo s řadou technicky náročných prvků, nemůže jedna prezentace postihnout dění v celém oboru.

Z dalších příspěvků snad stojí ještě za zmínku příspěvek ze sborníku konference s příbuznou tematikou – Způsob vyztužení těžkých objektů čs. opevnění z let 1935–1938 na příkladu objektu T-S 73 dělostřelecké tvrze Stachelberg u Trutnova a Nový virtuální větrný tunel pro tým Renault F1.

Věřme, že na dalších Betonářských dnech v roce 2009 bude zastoupení příspěvků o podzemních stavbách respektovat význam tohoto oboru nejen s ohledem na množství zde uloženého betonu.

ING. PAVEL ŠOUREK, [pavel.sourek@satra.cz](mailto:pavel.sourek@satra.cz),  
SATRA spol. s r. o.

KONFERENCE ŽELEZNICE 2008  
RAILWAY 2008 CONFERENCE

The 13<sup>th</sup> conference of professionals acting in the field of rail transport was held traditionally in Olšanka Hotel, Prague, on 18<sup>th</sup> and 19<sup>th</sup> November 2008. The following projects containing a significant proportion of tunnel structures were presented:

- Construction of the Railway priority axis No. 4 between Prague and Horní Dvořiště (heading toward Linz),
- a new line between Ústí nad Orlicí and Choceň, and
- New Connection II – an urban rail tunnel under the Prague centre.

Tradičně ve dnech 18. a 19. 11. 2008 proběhla v Praze v kongresovém sále hotelu Olšanka už 13. konference odborníků působících v oboru železniční dopravy. Vedle hlavních organizátorů SUDOP Praha, a. s., a SŽDC, s. o., byla generálním partnerem firma Subterra, a. s.

Základní témata konference:

- Investiční politika železnice

- Významné připravované a realizované železniční projekty
- Nové technologie v železniční dopravě a infrastruktuře
- Hlavní pozornost účastníků byla věnována investiční politice – právě nových staveb.

Z velkých projektů byly představeny:

Stavba IV. Železničního koridoru zahrnující tratě od Horního Dvořiště po Prahu Hostivař.

Tato stavba už na některých úsecích byla zahájena nebo je ve fázi přípravy. Hlavně na stavbách modernizací tratí se připravují i velké tunelové stavby. Na trati Nemanice–Severín je délka tunelového úseku cca 8 km. V úseku Tábor–Sudoměřice je to tunel délky 435 m a v následném úseku tunel Mezno 840 m a Deboreč 640 m. Také v úseku Votice–Benešov u Prahy se počítá s 5 tunely, z nich nejdelší bude 1 km. Výstavba těchto tunelů by mohla při finančním zabezpečení probíhat od roku 2009 do 2013.

Další stavbou, ve které tunelové úseky umožní zkvalitnění tratí na rychlost 160 km/h, je nová trať Ústí nad Orlicí–Choceň se zahájením v roce 2013.

Velká pozornost byla věnována prezentaci studie Nové spojení II – městský železniční tunel a hlavně variantě C, kde se navrhuje dva tunely pod centrem Prahy, které je možno vzájemně propojit. Navržené řešení umožní přímou návaznost příměstské železniční dopravy na trasy metra C a D.

Mínulá konference byla zaměřena na vysokorychlostní železnice v celém rozsahu. Na této konferenci se příspěvek náměstka dopravy Ing. Petra Šlugry věnoval zásadnímu rozhodnutí, proč je budovat.

Znovu byly zdůrazněny důvody jako:

- Rychlé spojení velkých aglomerací v ČR a zahraničí;
- Alternativa k silniční dopravě a k letecké na krátké vzdálenosti;
- Výrazně nižší energetická náročnost při rostoucích cenách energií.

Toto rozhodnutí by mělo být provedeno včas, aby se plynule s výstavbou navázalo po roce 2015, kdy budou ukončeny koridory.

Z dalších projektů železničního stavitelství byly představeny:

Přestavba železničních uzlů Brna a Přerova, také modernizace alpských drah v Rakousku či optimalizace tratového úseku Praha hl. n. – Praha Smíchov a Praha Hostivař–Praha hl. n.

Jako tradičně byl k dispozici i tištěný sborník v dobré grafické úpravě.

**ING. PETR VOZARIK,**  
vozarik@metrostav.cz,  
METROSTAV a. s.

## Rock Solid Support



Let's share the most advanced tunnelling knowledge! Visit us at the ITA-AITES world tunnel congress, booth number M21 and 22.

Committed to your superior productivity



[www.atlascopco.com](http://www.atlascopco.com)

Atlas Copco

INZERCE

## ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

### ŠESTÝ PŘÍSPĚVEK K PROBLEMATICE TUNELÁŘSKÉ TERMINOLOGIE (POKRAČOVÁNÍ)

### SIXTH CONTRIBUTION TO THE ISSUE OF CZECH TUNNELLING TERMINOLOGY (SEQUEL)

In the sixth sequel of his contributions on Czech tunnelling terminology, the author Prof. Ing. Jiří Barták, DrSc. concentrated on the terms which are used in tunnel excavation by tunnelling machines.

Je velmi nepříjemné, když se do článku, který si klade za cíl vyjasnit terminologii v jakékoli oblasti, vloudí chyba, která eventuálním zájemcům o problematiku udělá ve sledované sféře ještě větší „paseku“.

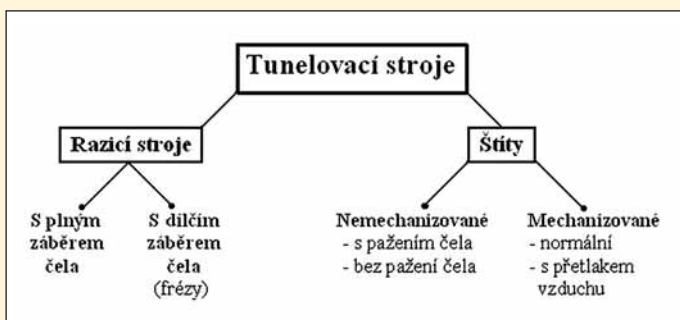
Přesně to se stalo v první části mého článku, publikovaného v minulém čísle Tunelu (č. 4/2008), který pojednával o vývoji terminologie tunelovacích strojů. Při grafickém zpracování časopisu došlo k záměně obrázků 1 a 2, což by obecně asi nebylo až tak závažné, protože běžné obrázky jde podle popisu snadno rozlišit a správně identifikovat. V daném případě však dezorientace čtenářů mohla být značná, neboť jde o vývojová schémata rozdělení tunelovacích

strojů, v nichž se prolínají obdobné termíny, a kterým byl dokonce v čase přisuzován rozdílný význam. Čtenář více obeznámený s problematikou tunelovacích strojů se v doprovodném textu asi nakonec orientoval správně, i když text neodpovídal obrázku, na nějž odkazoval. Ve čtenáři, který této sféře budování tunelů nevěnoval dosud větší pozornost, však mohla vyvolat nastalá záměna vážné pochybnosti o schopnosti autora článku něco srozumitelně vysvětlit, ne-li pochybnosti ještě vážnějšího rázu.

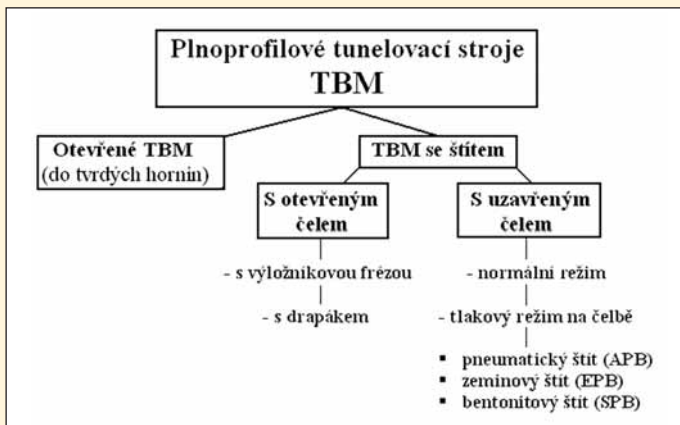
Mým cílem však byl pravý opak – vyjasnit terminologicky oblast, která v tunelářské praxi již delší dobu ve světě výrazně převládá a v blízké době se v nové kvalitě (oproti tunelovacím strojům již dříve nasazeným v ČR) nepochybně prosadí i na našich v současnosti připravovaných projektech. V zájmu toho, aby vývojové fáze typového rozdělení a terminologického označování tunelovacích strojů byly jasné a srozumitelné, jsou v tomto pokračování původního článku uvedena obě již publikovaná schémata ve správném pořadí a s odpovídajícími popisky.

Nejstarší u nás používané rozdělení tunelovacích strojů (70. až 80. léta 20. století) a související **původní terminologie** je zachycena na **obr. 1**. Doprovodný text z minulého článku, který se k tomuto schématu a původní terminologii vztahuje, zůstává beze změny a není nutno jej znovu opakovat.

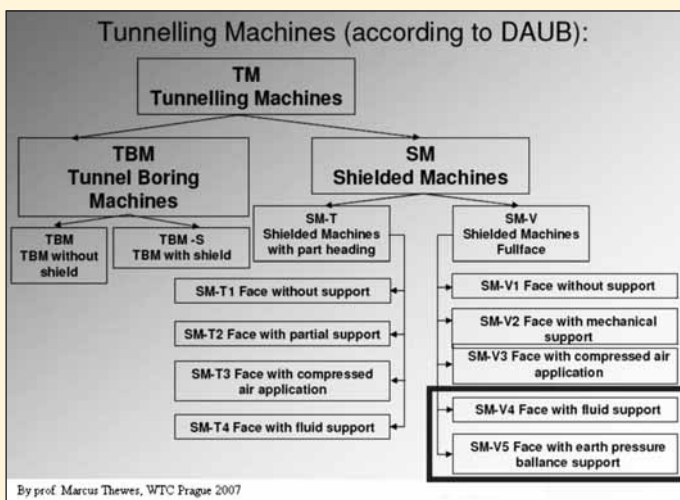
Novější rozdělení tunelovacích strojů (80. až 90. léta 20. století), nechá se říci zámořské proveniencí, a s ním související **novější terminologie**, je zachycena na **obr. 2**. Toto schéma má opět v původním článku související dopro-



Obr. 1 Schéma k původní terminologii tunelovacích strojů



Obr. 2 Schéma k novější terminologii tunelovacích strojů



Obr. 3 Současná klasifikace tunelovacích strojů (anglická verze)

vodný text, který nebude opakován. Nicméně je třeba připomenout, že tato novější terminologie označovala nesprávně všechny tunelovací stroje anglickou zkratkou TBM (Tunnel Boring Machines), která se bohužel v tomto významu velmi vžila a je často používána i v odborných debatách a publikacích.

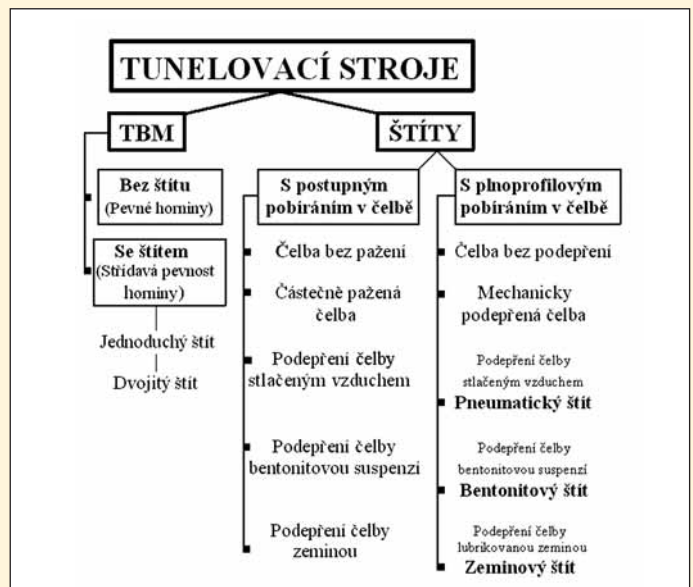
Na přelomu tisíciletí došlo k upřesnění významu zkratky TBM a dalším terminologickým posunům, a to sestavením nové klasifikace tunelovacích strojů. Ta byla v originální německé formě zpracována jako doporučení DAUB (Německý spolek pro podzemní stavby), ÖGG (Rakouská společnost pro geotechniku) a SLA (Švýcarský spolek inženýrů a architektů, odborná skupina pro podzemní stavby) a publikována např. v Taschenbuch für Tunnelbau, 1998. **Tato současná klasifikace tunelovacích strojů** byla v anglické verzi přednesena prof. M. Thewesem v rámci Educational Workshop pražského světového kongresu WTC 2007 (**obr. 3**).

Zkratkovité symboly uvedené u jednotlivých typů tunelovacích strojů nejsou v anglické verzi ve všech případech zcela výstižné. Jsou totiž převzaty z originální klasifikace, v níž přesně odpovídají německé terminologii, např. SM-T (Schildmaschine-Teilschnittabbau) nebo SM-V (Schildmaschine-Vollschnittabbau).

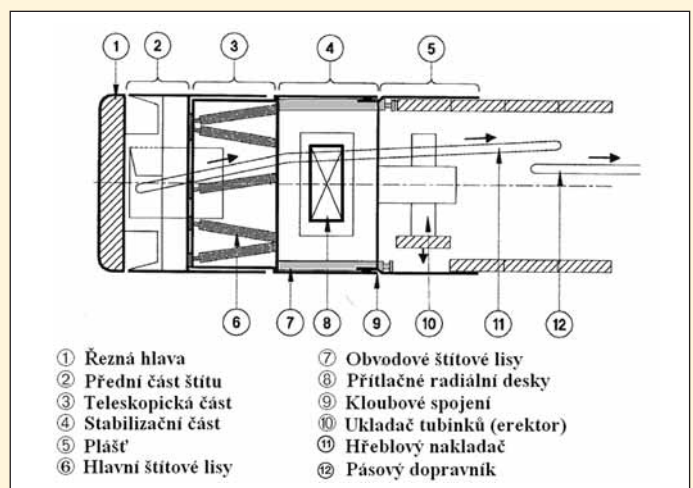
Na **obr. 4** je zachycena česká verze této klasifikace, ze které jsou pro zvýšení přehlednosti zkratkovité symboly německé proveniencí vypuštěny a je neopatrně doplněna a mírně terminologicky upravena s ohledem na naše vžití termíny (např. stroje se štítem = štíty, nebo štít s čelbou podepřenou bentonitovou suspenzí = bentonitový štít, stejná úprava platí pro pneumatický a zeminový štít).

Z klasifikace je především patrné, že jako TBM (Tunnel Boring Machines) se neoznačují všechny tunelovací stroje, nýbrž pouze plnoprofilové razičí stroje do pevných hornin. Tyto stroje jsou dvou typů:

- TBM bez štítu (tj. otevřený, označovaný též jako gripper TBM = razičí stroj s radiálními přitlačnými deskami), vhodný do velmi pevných a celistvých hornin.



Obr. 4 Současná klasifikace tunelovacích strojů (CZ)



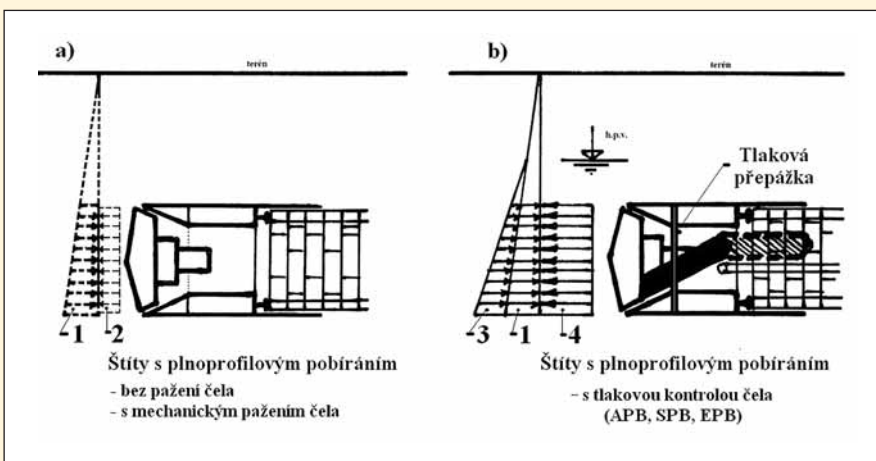
Obr. 5 Schematický podélný řez TBM s dvojitým štítem



Obr. 6 TBM s dvojitým štítem (Ø 9,50 m, Guadarrama North)



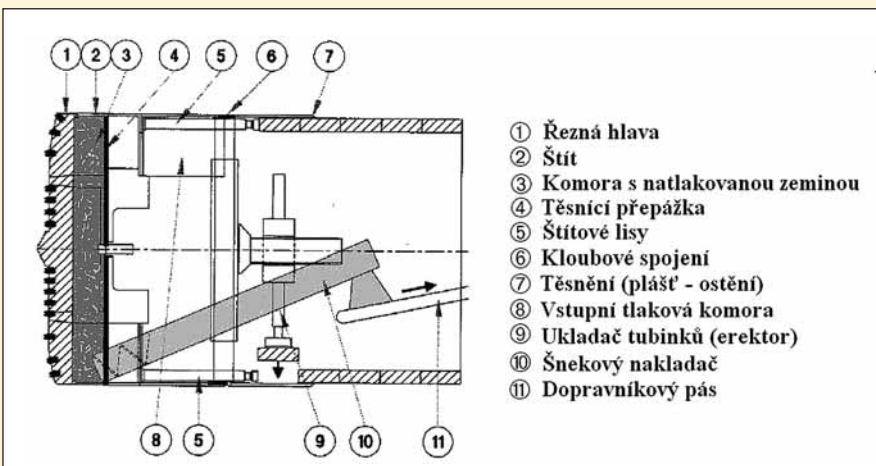
Obr. 7 Štít s postupným pobíráním v čelbě pro tlakový i netlakový režim



Obr. 8 Štíty s plnoprofilovým pobíráním

a) bez tlakové kontroly čelby; b) s tlakovou kontrolou čelby

1 – zemní tlak 2 – tlak mechanického podepření čela 3 – vodní tlak 4 – tlaková kontrola čela zprostředkujícím médiem



Obr. 9 Schematický podélný řez zeminovým štítem



Obr. 10 Úprava šnekového dopravníku (vyznačen zeleně) u zeminového štítu nasazeného v Los Angeles

• TBM se štítem – do hornin středné kvality s poruchovými pásmy jsou TBM doplněny ochranným štítem; ochranný štít, který se do provedeného výrubu pouze „zasouvá“, může být jednoduchý nebo dvojitý. Schéma dvojitého štítu, který umožňuje téměř úplně kontinuální ražbu, je s termíny jednotlivých hlavních částí štítu zachyceno na obr. 5. Teleskopická část štítu je dobře patrná z obr. 6.

Oproti klasifikaci z obr. 2 doznalo také změny označení „štít s otevřeným čelem“, neboť i štíty, které rozpojují horninu v čelbě postupně buď výložníkovou frézou nebo tunelbagrem, mohou pracovat s tlakovou ochranou čelby, a tudíž z uzavřeným čelem. Celá skupina takto uspořádaných štítů se označuje jako „štíty s postupným pobíráním v čelbě“ a jejich modifikace jsou obdobné jako u štítů s plnoprofilovým pobíráním. Na obr. 7 je zachycen štít s postupným pobíráním v čelbě, který umožňuje pracovat buď v režimu tlakové podpory čelby (v daném případě jde o tlak lubrikované zeminy), nebo v netlakovém režimu s částečným pažením čelby pomocí hydraulicky vyklápěných ocelových desek.

Štíty s plnoprofilovým pobíráním v čelbě byly technicky upraveny pro tunelování v nejrůznějších podmínkách, z nichž nejobtížnější jsou silně tlačivé a zvodnělé zeminy. V těchto prostředích se používají typy štítů, které účinně zprostředkujícím médiem stabilizují čelbu a zabráňují vnikání vody do prostoru štítu. Jedná se o pneumatický štít (APB – Air Pressure Ballance), bentonitový štít (SPB – Slurry PB) a zeminový štít (EPB – Earth PB).

Jich zásadním společným znakem je oddělení prostoru čelby, kde dochází k rozpojování horniny razičí hlavou, přepážkou dokonale těsnící proti úniku vzduchu, bentonitové suspenze či lubrikované zeminy (obr. 8). Toto uspořádání umožňuje ražbu v tlakově kontrolovaném prostředí, což má velmi pozitivní vliv na stabilitní i deformační chování čelby i celého ražbou ovlivněného horninového masivu.

K nejfrekventovanějším plnoprofilovým štítům patří zeminový štít, který tvoří 80 až 90 % všech v současnosti nasazených strojů s tlakovou kontrolou na čelbě. Používá se v tlačivých nestabilních horninách, bez masivní přítomnosti vody. Jeho princip tkví v tom, že přepážkou oddělená komora na čele štítu s razičí hlavou je trvale vyplněna rozpojenou zeminou, která svým tlakem vytváří reakci proti tlaku horninového masivu před čelbou. Z tlakové komory se zemina průběžně, ale v přesně řízeném množství odpovídajícím potřebnému tlaku na čelbu, odebírá šnekovým dopravníkem. Schéma zeminového štítu s názvoslovím hlavních částí je zachyceno na obr. 9.

Průběžným vyhodnocováním měření přesnými tlakovými čidly na čelbě a zdokonalením řízeného odběru rozpojené lubrikované zeminy výrazným prodloužením šnekového odpravníku se podařilo zeminovým štítem (obr. 10) dosáhnout na linii metra Los Angeles Eastside ojedinělého technického úspěchu –  **nulové ztráty zeminy**  při ražbě pod hustě zastavěnou oblastí.

Na závěr lze konstatovat, že názvosloví spadající do sféry tunelovacích strojů není v některých detailech zcela jednoznačné a dlouhodobě ustálené, a to z důvodů dlouhodobé absence jejich nasazení v ČR a z důvodu jejich stálého vývoje. Tento příspěvek, již šestý v názvoslovné rubrice Tunelu, si klade za cíl odpovídající termíny ujednotit v souladu s obecnou tunelářskou terminologií.

## ZKOUŠKY POŽÁREM TUNELU VILLE-MARIE V KANADĚ VILLE-MARIE TUNNEL (CANADA) FIRE TESTS

Attendees of the meeting of the PIARC Committee C4 Road Tunnels Operation were invited by the Ministry of Transport in Quebec to take part in a night time test simulating a tunnel fire in Montreal.

The Ville-Marie tunnel and the linking Vigner tunnel form a 35-year old complex. The 2.14km long tunnel itself, comprising three traffic lanes in each direction, was constructed in 1974. Single-lane to five-lane ramps were gradually connected to this base, thus the current length of the roads within this complex is about 7km. The tunnel is ventilated by a combined semi-transverse and longitudinal ventilation system.

The test aroused a heated discussion among the participants regarding the necessity or usefulness of such the tests and regularly repeating them.

Účastníci jednání výboru C4 Road Tunnel Operation mezinárodní silniční asociace PIARC byli pozváni ministerstvem dopravy Quebec, aby se v Montrealu zúčastnili nočních zkoušek simulace požáru v tunelu. Experiment se prováděl v sobotu mezi 1 a 4 hodinou ranní. Obvyklé schéma této zkoušky je, že se tunel zavře ve 22 h, asi tři hodiny trvá příprava experimentu, devadesát minut je vyhrazeno na experiment a zhruba za dvě hodiny po vykonání zkoušek se tunel uvede do provozu.

Tunel Ville-Marie a navazující Vigner tunel tvoří komplex starý 35 let. Vlastní tunel se třemi pruhy v každém směru délky 2,14 km byl postaven v roce 1974 a k tomuto základu se postupně připojovaly rampy s jedním až pěti pruhy, takže dnes je celková délka komunikací v tomto komplexu asi 7 km. Částečně je používáno polopříčné větrání, částečně podélné.

Stáří tunelu se projevuje nejenom v použité technologii, ale i v problémech ve stavební části. Části konstrukce, hlavně v vozovce, jsou zrezivělé a v mnoha místech tím chybí i obložení. Reálný stav částí jedné stěny ukazuje obr. 1.



**Obr. 1** Po celé délce tunelu v místě zrezivělé konstrukce chybí obložení  
**Fig. 1** The cladding is missing throughout the tunnel length in the locations where the structure is damaged by rusting

Město Montreal si tento kritický stav uvědomuje, kdy v principu není problém s cenou opravy, jenom se nedaří najít dopravní řešení, kam převést dopravu z tunelu, pokud pod centrem města převádí dálnici 720 a z východní i západní části je město obklopeno vodou, neboť leží na poloostrově. Intenzita dopravy zde dosahuje až 100 000 vozidel za den.

Celé páteční jednání komise C4 bylo věnováno problematice rekonstrukce starých tunelů a bylo potvrzeno, že se jedná o komplikovaný problém. Zatímco u technologie se počítá s její výměnou po 10 až 20 letech a to i v souvislosti s technologickým vývojem a novými užitečnými vlastnostmi, přičemž tato výměna nebývá obvykle spojena se zásadnějšími problémy, je nutné zabezpečit životnost nejenom stavebních, ale i veškerých konstrukčních částí řádově vyšší. Stavební části jsou navrhovány tak, aby nebyl problém desítky, možná až sto let, ale ve smyslu výše uvedeného je nutné maximálně ohlídat materiály a provedení konstrukčních částí, nesoucích třeba obložení nebo tvořících větrací šachty apod.

Znovu je třeba připomenout, že jakékoli podněty čtenářů Tunelu k tomuto tématu, a všem předchozím, jsou velmi vítány. Autor tohoto příspěvku a jeho kolegové Doc. J. Pruška a Doc. M. Hilar připravují pro edici dokumentů CzTA ITA-AITES vícejazyčný Glosář frekventovaných termínů podzemního stavitelství, k jehož kvalitnímu zpracování mohou názory a doplňky čtenářů rozhodně přispět.

**PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., bartakj@fsv.cvut.cz,  
FAKULTA STAVEBNÍ ČVUT v Praze, katedra geotechniky**

**Omluva redakce: Redakce časopisu Tunel se omlouvá autorovi i čtenářům za záměnu obrázků č. 1 a 2 v minulém čísle časopisu Tunel.**

*Ing. Miloslav Novotný, vedoucí redaktor*

### MOTIVACE ZKOUŠENÍ

Zkoušky požárem jsou opakovány každým rokem v různých místech tunelu. Organizuje je odbor dopravy města Montrealu, jmenovitě za ně zodpovídá šéf sekce provozování tunelů ve spolupráci s univerzitou, která provádí a vyhodnocuje veškerá měření. Na zkoušky dohlíží a výsledky hodnotí i odborníci z hasičského sboru.

Před vlastním vykonáním zkoušek se na organizátory snesla řada otázek členů výboru, proč se vlastně zkoušky dělají, když systém pracuje podle daných scénářů. Navíc tunel není vybaven ani liniovým hlásičem, ani jiným hlásičem požáru, takže z celého požárně-bezpečnostního řetězce lze zkoušet vlastně jen scénář zapnutí a funkce ventilace. Z diskuse, která skutečně zahrnovala mnoho názorů, lze shrnout následující motivaci provádění zkoušek:

- Návrh ventilace a její činnost je založena na numerickém modelu zpracovaném na univerzitě.
- Experimentální fáze, tedy zkušební požár má verifikovat platnost modelů a má umožnit jejich přepočítání na jiné okrajové podmínky, například na vyšší výkony požáru.

Mimo oficiální část diskuse jsem, po rozhovoru s panem Alexandrem Debt, který je právě šéfem sekce provozování tunelů, nabyt dojmu, že se zkouší i proto, kdyby se náhodou něco za rok změnilo a jiným způsobem se na to nepřišlo. Tedy vlastně „pro klid duše“, což je názor, který je nutné také respektovat a vzít v úvahu při diskusi o zkoušení požárem takto složitých tunelů.

### PROVÁDĚNÍ ZKOUŠKY

Zkouška se provádí kombinací hoření propan-butanového paliva ve speciálních hořácích uspořádaných do plochy cca 1,5x1,5 m. Palivo se přivádí z cisterny stojící asi 8–10 m od hořáků a výkon, který může dosahovat až 5 MW, se reguluje redukčním ventilem. Tunel není obložen ani jinak zajištěn, protože teplota na stropě údajně nepřesáhne 120 stupňů. V místě provádění zkoušky nebylo žádné technologické zařízení či kabely.

Požár prakticky neprodukuje dým. Pro vizualizaci kouře byly do prostoru hořáků vhašovány, na pokyn vedoucího zkoušek, postupně dýmovnice, kdy vývoj kouře měl simulovat skutečné hoření. Můj dojem je, že hustota a množství kouře zdaleka nedosahovaly hodnot například při testování ventilace v tunelu Mrázovka.

V části tunelu, kde byla prováděna zkouška, je odsávání zajištěno otvory ve stropě, které jsou nad středem jízdního pásu ve vzdálenosti asi 6 m a mají rozměr 0,8x0,6 m (vše hrubý odhad). Přívod čerstvého vzduchu byl vzdálen proti směru jízdy od místa konání zkoušek asi 150 m a tvořil ho velký otvor v úrovni vozovky (cca 2x2 m) krytý žaluziemi. První zkouška měla demonstrovat schopnost odsávání bez zapnutí přívodních ventilátorů a druhá se konala s přívodem čerstvého vzduchu. V době konání zkoušky byl v Montrealu poměrně silný vítr, který se projevil i zřetelným prouděním vzduchu v tunelu ve směru západ–východ, tedy po směru jízdy.

Podle informací byla již od doby uzavření tunelu prováděna měření teploty a směru a síly větru (bodovými anemometry). Vlastní měření rozložení teplot se provádělo ve dvou řezech po směru jízdy a v jednom řezu proti směru jízdy, a to vždy na více místech profilu. Hlavní měření spočívalo v měření hustoty dýmu pomocí opacimetrů vlastní konstrukce, umístěných vždy na dvou místech od stropu tunelu a ve stejných řezech jako měření teploty (obr. 3). Celý průběh zkoušky, resp. vývoj kouře byl zaznamenáván na média.

### VÝSLEDKY ZKOUŠKY

Výsledky zkoušky zpracuje následně odborný tým. V bezprostřední diskusi po zkoušce bylo pouze potvrzeno, že přívod čerstvého vzduchu zhoršil separaci kouřové vrstvy pro dané přirozené proudění vzdušiny a dále bylo zřejmé, že kouř vniká do nouzových východů, což je dáno jednak šterbinami okolo dveří a potom i tím, že tento starší tunel nemá v únikových cestách přetlakovou ventilaci. Můj osobní dojem je i ten, že kapacita otvorů ve stropě, které navíc nemají klapky, plně nestačí, a proto se kouř poměrně brzy, asi po pěti minutách, dostával až k vozovce (obr. 5).





Obr. 2 Cisterna zásobující hořáky propan-butanem  
Fig. 2 Propane and butane tank supplying the burners



Obr. 4 Hořáky, do jejichž středu jsou vyhazovány dýmovnice  
Fig. 4 Smoke pots are thrown to the centre of burners

#### ZÁVĚR

Tato informace je pouze příspěvkem do diskuse ke smysluplnosti provádění zkoušek, v tomto případě pouze ventilace, „živým“ požárem a v žádném případě si neklade za cíl hodnotit to, zda jsou zkoušky v montrealském tunelu prováděny účelně.

Dopravní odbor zodpovědný za provoz tunelů vsadil na provázání matematického modelování s experimentálními verifikacemi, a to pro různé okrajové podmínky. Zcela jasno má v tom, že bez újmy na vybavení stavební či technologické části tunelu a při použití své metodiky může zkoušet do tepelného



Obr. 3 Jeden ze dvou opacitometrů umístěných na jedné tyči  
Fig. 3 One of the two opacimeters installed on one pole



Obr. 5 Vývoj kouře asi po 5 minutách  
Fig. 5 Smoke development about 5 minutes after the beginning of the test

výkonu 3–5 MW. Odhadování chování ventilace pro výkony okolo 30 MW, na které je napočítána, se provádí zásadně matematicky.

Další zajímavostí je to, že považují za nutné instalovat do nových tunelů hlásiče reagující na plamen. Prováděli poměrně rozsáhlé experimenty, které potvrdily, že by asi v 15 % případů urychlily reakci systému oproti standardnímu líniovému hlásiči měřícímu teplotu, resp. diferenci teplot. Jak ale konstatovali, zatím se tento typ hlásičů vhodných k instalaci do tunelů nevyrobí.

PROF. ING. PAVEL PŘIBYL, CSc., [pribypl@eltodo.cz](mailto:pribypl@eltodo.cz), ELTODO EG, a. s.

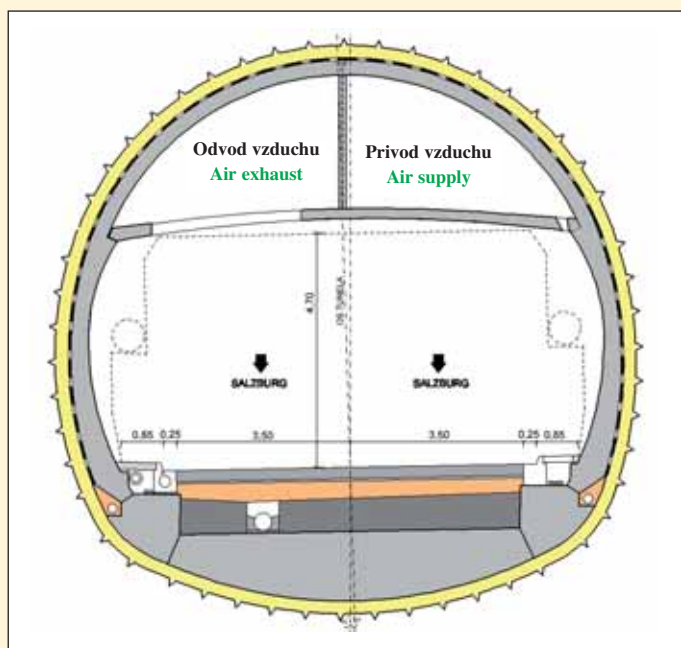
## DRUHÁ RÚRA TAUERNSKÉHO TUNELA ÚSPĚŠNE PRERAZENÁ SECOND TUBE OF THE TAUERN TUNNEL SUCCESSFULLY BROKEN THROUGH

In their paper, the authors inform about the successful breakthrough of the second, so-called valley tube of the Tauern Tunnel, which took place at the end of July 2008. The tunnel is found in the Radstat Alps, Austria, on the route of a very important A10 motorway (north-south) link between the cities of Salzburg and Villach. The first tube of the Tauern Tunnel was constructed from 1971 to 1975.

The total completion of the second tunnel tube, including the installation of inner operational safety equipment, is expected in May 2010, with the maximum allowable postponement (according to the contract) until October 2010. Subsequently, the first tunnel tube will be decommissioned for required innovation purposes.

#### ÚVOD

Koncom júla 2008 bola úspešne prerazená druhá, tzv. údolná rúra Tauernského tunela v Radstátských Alpách v Rakúsku na trase veľmi dôležitého diaľničného prepojenia A10 (sever–juh) medzi mestami Salzburg a Villach. Prvá rúra Tauernského tunela bola vybudovaná v rokoch 1971 až 1975. Keďže pri jej výstavbe sa už počítalo s dodatočným razením druhej tunelovej rúry, boli portálové a predportálové objekty (protilavínové galérie a snehové prístrešky) vybudované pre obidve rúry, čím sa celková dĺžka tunelového objektu zväčšila na 6801 m (razená časť – 6401 m). Okrem toho bolo počas výstavby prvej rúry vybudovaných aj 259 m z druhej tunelovej rúry (tento úsek sa zabezpečil definitívnym (sekundárnym) ostením, vetracia kaverna a prejazdne prepojenie oboch budúcich tunelov. Výstavbu druhej tunelovej rúry urýchlil a inicioval požiar v tuneli v dôsledku veľkej dopravnej nehody v máji 1999, pri ktorom zahynulo 12 účastníkov dopravy a bolo zničených 24 osobných a 12 nákladných vozidiel. Hoci rôzne sanačné opatrenia bolo nutné realizovať až na 1500 m dlhom úseku, tunel bol opäť uvedený do prevádzky za rekordné 3 mesiace po nehode [1].



Obr. 1 Vzorový priečný rez druhou rúrou Tauernského tunela  
Fig. 1 Typical cross section through the second tube of the Tauern Tunnel

Druhá tunelová rúra Tauernského tunela sa začala stavať v júli 2006. Hoci geologické podmienky v trase boli veľmi zložité, výstavba prebiehala plynulo a bez vážnejších komplikácií. V predkladanom príspevku chceme dokumentovať predovšetkým pokrok, ku ktorému došlo pri konvenčnom razení tunelov za posledných cca 35 rokov.

### ZÁKLADNÉ ÚDAJE O NOVEJ („ÚDOLNEJ“) TUNELOVEJ RÚRE

Celková dĺžka novej tunelovej rúry, vrátane portálových a predportálových objektov je 6545,36 m. Dĺžka razenej časti je 6244,73 m (z čoho 259 m bolo vyrazených už pri výstavbe prvej rúry). Tunel je z podstatnej časti razený v priamej línii, len pri severnom portáli zasahuje do tunela smerový oblúk s polomerom 550 m a pri južnom portáli je oblúk polomeru  $R = 3000$  m. Tunelová rúra má jednotný pozdĺžny sklon so stúpaním približne 1,54 % od severného k južnému portálu. Portály sú situované v nadmorskej výške 1244 m, resp. 1340 m, maximálna výška nadložia tunela je 975 m.

Vzorový priečny rez novej tunelovej rúry je na obr. 1. Plocha výrubu bez spodnej klenby je  $100 \text{ m}^2$ , s protiklenbou  $109 \text{ m}^2$ . Prejazdny prierez má svetlú výšku 4,7 m, šírku vozovky vrátane vodiacich pásov  $2 \times 3,75$  m a vyvýšených obslužných chodníkov  $2 \times 0,85$  m. Tunel bude vybavený účinnou priečnou ventiláciou. Vetracie kanály na prívod čerstvého a odvádzanie znečisteného vzduchu majú jednotný priečny prierez  $9,07 \text{ m}^2$ . Stará tunelová rúra s ohľadom na nepriaznivejšiu, protismernú dopravu má vetracie kanály väčšieho prierezu (privádzací –  $14,8 \text{ m}^2$ , odvádzací –  $9,3 \text{ m}^2$ ). Približne v strede tunela bola už pri výstavbe prvej tunelovej rúry vybudovaná zvislá vetracia šachta prierezu výrubu  $103 \text{ m}^2$  a výšky 592 m. Ostenie novej tunelovej rúry má oproti starej staticky výhodnejší tvar, na bokoch vykľutý proti smeru pôsobenia veľkých bočných horninových tlakov. Stará rúra má boky výrubu zvislé.

Ostenie tunela je navrhnuté dvojvrstvé. Primárne ostenie je zo striekaného betónu hrúbky 150 až 250 mm, výstužných sietí, kotiev a oblúkov. Sekundárne ostenie je z monolitického nevystuženého betónu hrúbky 250, resp. 300 mm. V odstavných záličoch bude hrúbka ostenia 350 až 400 mm bez výstuže. Sekundárne ostenie bude vystužené len v miestach situovania priečných prepojovacích chodieb, v čelách odstavných záličov a lokálne v silne tlačivých úsekoch, na väčšine dĺžky tunela je však nutná spodná klenba. Systém plášťovej hydroizolácie je otvorený, keďže horninové masív je relatívne suchý.

Tunel bude mať celkom 22 prepojovacích chodieb, z toho bude 16 pre chodcov, 4 zväčšeného prierezu pre prejazd sanitiek a 2 prejazdného priemeru. Tieto sa vyrazia do vzdialenosti približne 15 m od osi starej rúry a dokončia sa v rámci jej odstávky na úpravy po uvedení novej rúry do prevádzky.

Vozovka v tuneli bude cementobetónová hrúbky 220 mm. V úsekoch bez spodnej klenby bude uložená na 300 mm hrubej nespevnenej nosnej podkladnej vrstve, ktorá bude uzavretá 50 mm hrubou asfaltobetónovou krycou vrstvou. V úsekoch so spodnou klenbou bude vozovka na podkladnom betóne.

### GEOLOGICKÉ POMERY V TRASE

Na určenie geologických a geotechnických podmienok v trase boli k dispozícii rozsiahle podklady, získané z razenia prvej tunelovej rúry. Prieskum pre ňu sa uskutočnil v rokoch 1964 až 1968. Súčasťou prieskumných prác bolo aj razenie 306 m dlhého štôlnie prierezu  $6 \text{ m}^2$  pri južnom portáli tunela. Do prieskumných prác a monitoringu výstavby prvej rúry boli zapojení viacerí z najvýznamnejších rakúskych odborníkov – geológov, geotechnikov a tunelárov, m. i. aj profesori L. Rabcewicz, J. Golser, J. Kaiser, G. Riedmüller a ďalší. Tieto podklady boli spresnené a doplnené o poznatky z laboratórnych skúšok na skúšobných telieskach z doplnujúcich vrto, realizovaných v roku 2002 na TU v Grazi. V zásade možno konštatovať, že geologické a geotechnické podmienky pri výstavbe „údolnej“ tunelovej rúry boli

veľmi zložité, čo je zrejme aj z geologického pozdĺžneho profilu prvej tunelovej rúry (obr. 2). Od západného portálu bolo nutné raziť tunel asi 400 m v svahových sutiach, kým čelba dosiahla pestré súvrstvia kremitých a chloritických filitov. Približne 1150 m od západného portálu tunel prechádzal cez hlavnú dislokačnú plochu v masíve. Vysoké nadložia – až 975 m a malá pevnosť horniny spôsobovali, že horninový masív bol veľmi tlačivý a počas razenia vznikali veľké a veľmi pomaly doznievajúce deformácie. Pri razení prvej tunelovej rúry dochádzalo už pri nadložiach 200 až 300 m k silným deformáciám a poškodzovaniu výstuže najmä v oblasti západnej opory, ktoré sa s narastaním výšky nadložia rozšírili na celú oblasť opôr. Najväčšie problémy vznikali medzi staničením cca 1200 až 1250, kde sadanie v strede klenby výrubu dosahovalo až 1,2 m, na elimináciu čoho bolo nutné razený prierez zvýšiť až o 0,8 m. V dôsledku abnormálne veľkých tlakov a deformácii masívu dochádzalo miestami k úplnej deštrukcii primárneho ostenia, čomu sa čelilo vynechávaním pozdĺžnych švov šírky 0,5 m v striekanom betóne. Kompaktné ostenie klenby sa takto rozčlenilo na pásy – prosté nosníky, lepšie odolávajúce tlakom a deformácie masívu sa usmernili do týchto švov. Toto riešenie, pokiaľ je nám známe, bolo použité v Rakúsku na Tauernskom tuneli po prvýkrát vôbec podľa návrhu prof. L. Rabcewicza. Je pozoruhodné, že aj napriek týmto extrémnym podmienkam došlo pri razení prvej tunelovej rúry len k jednému rozsiahlejšiemu závalu medzi staničeniami 942 až 967.

Horninový masív bol prestúpený na viacerých miestach poruchovými plochami a mylonitizovanými zónami naklonenými 70 až 80° k SSZ. Strihová pevnosť horniny bola miestami len 7 až 20 N/cm<sup>2</sup>, uhol trenia 20°. Pozitívom boli malé prítoky podzemnej vody, ktoré dosahovali v jednotlivých úsekoch len 3 až 5 l/s, negatívom bol výskyt mineralizovaných vôd s vysokým výskytom sulfátov (až 200 mg/l), takže do betónu ostenia bolo nutné použiť špeciálne, síranovzdorné cementy. Je pozoruhodné, že aj v týchto mimoriadne zložitých podmienkach dokázali rakúski tunelári dosiahnuť priemernú rýchlosť razenia 4,5 až 5 m za deň pri práci na dve 12hodinové zmeny. Najväčšie problémy sa vyskytli pri razení vetracej kaverny a prejazdného prepojenia tunelových rúr v dôsledku prerušenia kontinuity spodnej klenby.

### TECHNOLÓGIA VÝSTAVBY DRUHEJ RÚRY

V súlade so smernicami rakúskej spoločnosti pre geotechniku (ÖGG Richtlinien) bolo horninové prostredie v trase tunela rozčlenené na viacero charakteristických typov chovania, pričom sa zohľadňovalo:

- druh horninového prostredia,
- výška nadložia (primárny stav napätosti),
- veľkosť prierezu výrubu,
- orientácia smeru razenia k plochám odlučnosti,
- hydrogeologické podmienky.

Horninové prostredie v tvare tunelovej rúry bolo rozčlenené na tieto charakteristické typy správania:

Typ 2 – Možnosť závalov, vyvolaná plochami diskontinuit, ktoré siahajú do veľkých hĺbok masívu, ojedinele aj s prekročením strihovej pevnosti.

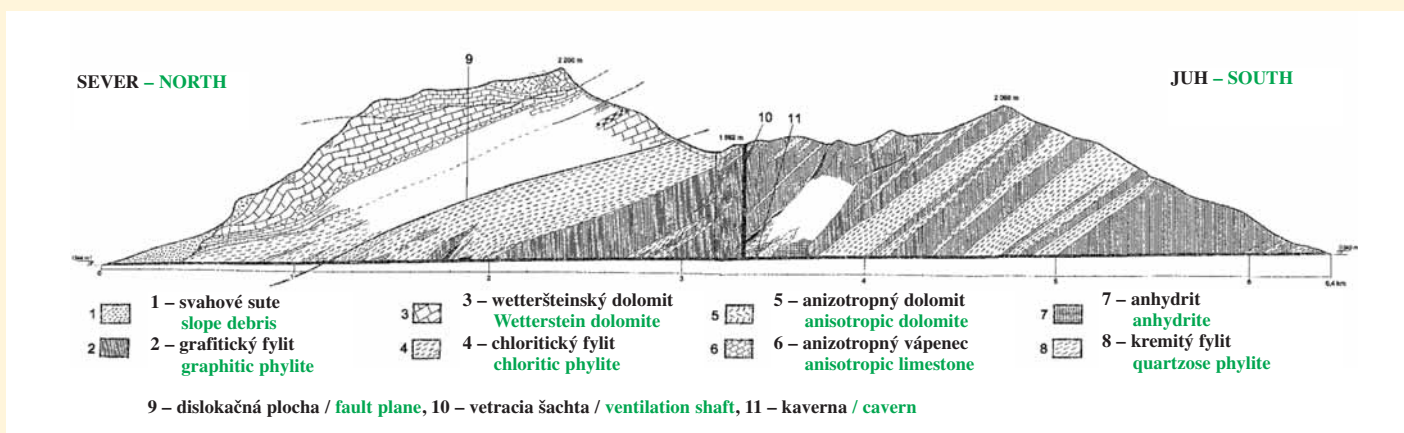
Typ 3 – Prekročenie pevnosti horniny v blízkosti výrubu, v kombinácii s vplyvom plôch diskontinuity.

Typ 4 – Prekročenie únosnosti horniny, siahajúce do väčších vzdialeností okolo výrubu, spôsobujúce celkovú plastifikáciu horniny a veľké deformácie.

Typ 8 – Nesúdržné horniny (svahové sute).

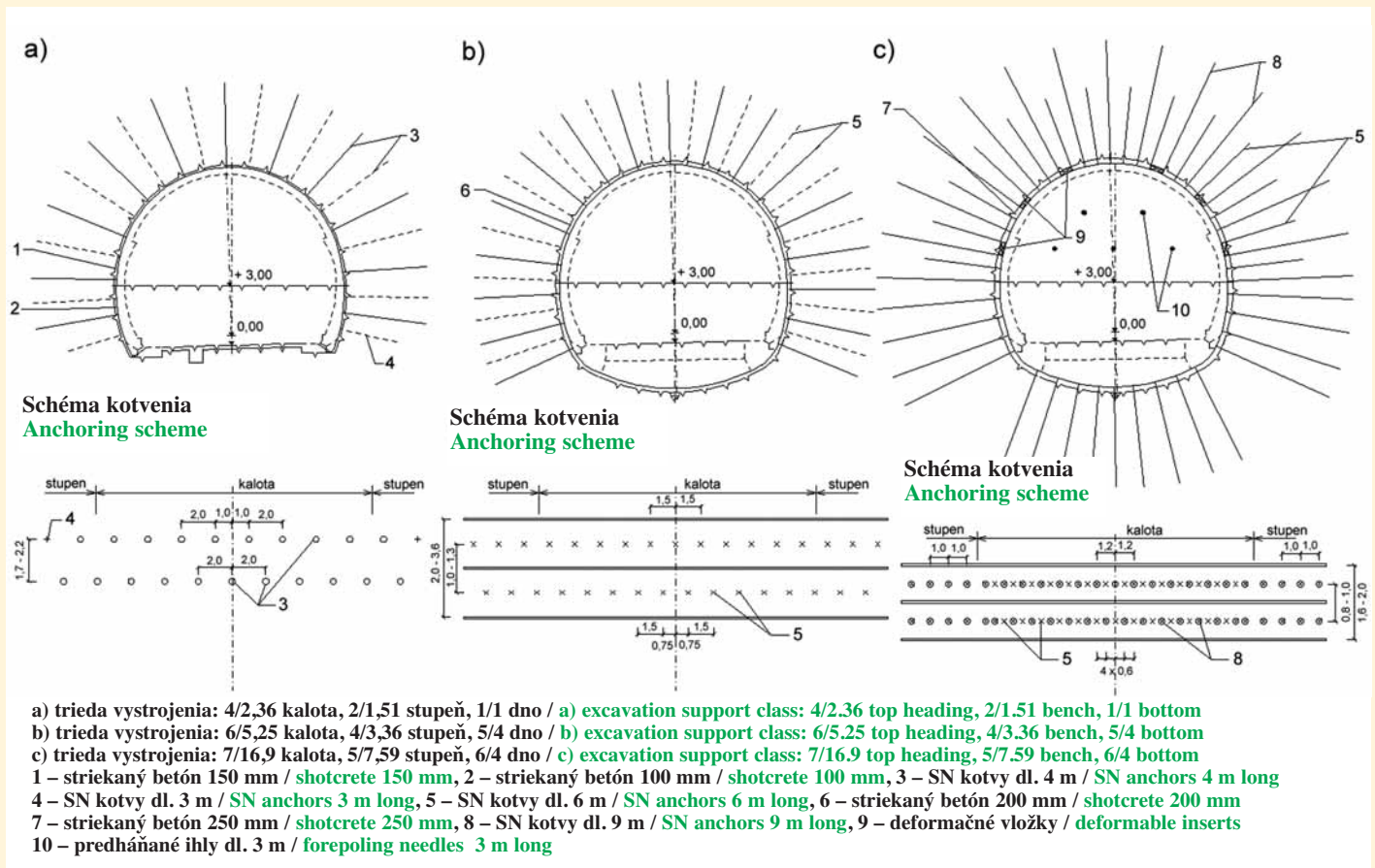
Typ 10 – Napúčavé horniny sa napriek výskytu anhydridu na kratšom úseku trasy nevyčlenili, lebo pri razení prvej tunelovej rúry sa také chovanie masívu neprejavilo.

Trasa druhej tunelovej rúry bola podľa takto definovaných charakteristických typov správania rozčlenená na kvázihomogénne úseky, ktorým boli priradené triedy razenia, členené na kalotu, lavicu (štrosu) a dno, resp. spodnú klenbu, nakoľko sa tunel, okrem časti v svahových sutiach pri severnom portáli po



Obr. 2 Geologický pozdĺžny profil prvou rúrou (podľa W. Demmera)

Fig. 2 Geological longitudinal section through the first tube (according to W. Demmer)



Obr. 3 Charakteristické typy primárneho ostenia  
 Fig. 3 Characteristic types of primary lining

veľkej dĺžkerazil horizontálne členeným prierezom. Základné typy výstuže (primárneho ostenia) pre jednotlivé triedy razenia sú zrejme z obr. 3. Všetky výstužné prvky musia byť v zásade zabudované ihneď po realizácii záberu, pokiaľ nie je v čelbe kaloty ponechané oporné jadro. Výstužné triedy kaloty, lavice a spodnej klenby môžu byť ľubovoľne kombinované. Vzdialenosť medzi čelbou kaloty a lavice musí byť udržiavaná v zásade kratšia ako 30 m.

#### Trieda razenia 4/2,36 pre kalotu (obr. 3a)

- požadovaný nadvýlom 100 mm, plocha výrubu kaloty 47,37 m<sup>2</sup>,
- dĺžka záberu 1,7 až 2,2 m,
- výstuž výrubu kaloty: striekaný betón hrúbky 150 mm, kotvy SN alebo suché trecie kotvy dĺžky 4 m,
- výrub lavice – dĺžka záberu 3,4 až 4,4 m, kotvy SN alebo trecie kotvy dlhé 3 m, striekaný betón hrúbky 100 mm.

#### Trieda razenia 6/5,25 pre kalotu (obr. 3b)

- požadovaný nadvýlom 200 mm výrub kaloty 51,79 m<sup>2</sup>,
  - dĺžka záberu 1 až 1,3 m,
  - výstuž výrubu: striekaný betón 200 mm, kotvy SN dĺžky 6 m, priehradové oblúky Wk > 66 cm<sup>2</sup>,
  - predháňané ihly v kalote dĺžky 3 m, priemer 38 mm osová vzdialenosť 0,25 až 0,4 m,
  - plochu čelby kaloty zastrekať 50 mm vrstvou striekaného betónu s jednou vrstvou výstužných sietí,
  - zabezpečenie výrubu lavice rovnaké ako v kalote, záber dvojnásobný.
- Tento typ primárneho ostenia bol použitý najčastejšie.

#### Trieda razenia 7/16,9 pre kalotu (obr. 3c)

- požadovaný nadvýlom 600 m, výrub kaloty 60,23 m<sup>2</sup>,
- dĺžka záberu 0,8 až 1 m,
- výstuž výrubu: striekaný betón 250 mm, priehradové oblúky Wk = 66 cm<sup>2</sup> + 2 vrstvy oceľových sietí, kotvy SN dĺžky 6 a 9 m, predháňané ihly 38 mm dĺžky 3 m v osových vzdialenostiach 0,25 až 0,4 m, plocha čelby zastrekať 50 až 100 mm vrstvou striekaného betónu s jednou vrstvou sietí s 5 kotvami dĺžky 15 m únosnosti 300 kN. Druh a kvalitu cementu bolo nutné prispôbiť charakteru podzemnej vody,

– v striekanom betóne kaloty vynechať 6 nezastriekaných pásov („schlitz“), s deformačnými vložkami.

Tunelová rúra sa razila od oboch portálov. Od severného portálu sa vzostupne vyrazilo celkom 3205,35 m tunela, od južného portálu zostupne 2780,38 m ako aj časti priečných prepojení. Práce prebiehali bez prerušenia na tri 8hodinové zmeny. Každá zmena realizovala dva úplné pracovné cykly. Podľa pevnostných charakteristík horniny sa používalo trhavinové alebo beztrhavinové razenie. Vytážená rúbanina sa zabudovávala do rôznych zemných konštrukcií, z časti sa odvážala do blízkeho kameňolomu na ďalšie spracovanie ako kamenivo do betónu. Výstavba zásluhou starostlivej prípravy výstavby a hlavne dôsledného využitia poznatkov z razenia prvej tunelovej rúry prebiehala bez väčších problémov. Pozoruhodné bolo, ako sa tunelári dokázali vysporiadať s veľkými konvergenciami pri razení v najťažších horninách minimálnej pevnosti. Do pozdĺžnych vrubov vytvorených v striekanom betóne primárneho ostenia klenby vkladali deformačné vložky nového typu z oceľových rúr priemeru 120, resp. 150 mm, ktoré na rozdiel od doteraz v Rakúsku používaných vložiek na „pribzďovanie“ deformácií masívu pozostávali z dvoch vrstiev odrezkov rúr v batériách na ležato. Zásluhou tohto opatrenia sa podarilo obmedziť deformácie na prijateľných max. 300 mm. V dôsledku toho sa podarilo uskutočniť prerážku tunelovej rúry v predpokladanom termíne.

V 3. kvartáli t. r. sa plynule prejde na hydroizolačné práce, betonáž sekundárneho ostenia a medzistropov. Práce budú realizované opäť od oboch portálov. Úplné dohotovenie druhej tunelovej rúry vrátane zabudovania vnútorných bezpečnostno-prevádzkových zariadení sa predpokladá v máji roku 2010 s maximálnym prípustným oneskorením (podľa zadania stavby) v októbri 2010. Následne bude vyradená z prevádzky prvá tunelová rúra pre potrebné rekonštrukčné zásahy.

PROF. ING. FRANTIŠEK KLEPSATEL, Ph.D.,  
 STU STAVEBNÁ FAKULTA, Bratislava,  
 ING. MÁRIA ŠAMOVÁ, Ph.D., samova@terraprojekt.sk,  
 TERRAPROJEKT, a. s., Bratislava

## LITERATURA / REFERENCES

- [1] Tauertunnel seit 28. 8. 1999 wieder in Betrieb In: Tunnel Nr. 6/1999, s. 2-4
- [2] Hackl, E. Erfahrungen aus dem Vortrieb des Tauerntunnels In: Rock Mechanics Nr. 6/1974
- [3] Rabcewicz, L. – Golsner, Y. – Hackl, E.: Die Bedeutung der Messung im Hohlraumbau In: Der Bauingenieur Nr. 7 a 8/1972

## VÝROČÍ / ANNIVERSARIES

## K OSMDEŠÁTINÁM ING. KARLA MATZNERA EIGHTIETH BIRTHDAY OF ING. KAREL MATZNER

Ing. Karel Matzner is a long-standing member of the ITA-AITES Czech Tunnelling Association. In 1996 through 2006 he was the secretary of the CTuC and chief editor of TUNEL magazine. The significant change – transition to the bilingual form of the magazine, was made during his era. The magazine has since been published in Czech/Slovak and English languages.

During the following years, he, as the secretary of the Scientific Council, participated in the preparation and proceedings of the World Tunnel Congress in Prague, 2007.

He was born on 16 March 1929 in České Budějovice, where he spent his childhood, which was affected by persecution of the entire family during World War II. After passing the GCSE examination at a high school, in 1948, he enrolled in the Czech Technical University in Prague, the department of civil engineering, study specialisation in water management. He graduated with a degree in hydrotechnics in 1953.

During his career, he first participated in the work on Lipno Dam (an underground hydropower plant was part of the scheme) and Nechanice, Želivka I and Vrchlice Dams. Then he worked 25 years in various positions on Prague metro construction with Metrostav.

In addition, he is well known as a very active sportsman. He has been the chairman of the Czech Association of Veteran Athletes for 15 years and represented the Association in both the European and World Associations of Veteran Athletes. He has been active in athletics till now. He became several times a champion of the world, Europe, South America and, last year, the Republic of China on Taiwan, in various running disciplines and age categories.

*We wish him above all great health in his continuing active life.*

Ing. Karel Matzner je dlouholetým členem České tunelářské asociace ITA-AITES. V letech 1996 až 2004 byl sekretářem ČTuK a šéfredaktorem časopisu TUNEL, za jehož éry došlo k významné změně – k přechodu na bilingvní formu časopisu. V dalších letech se jako sekretář vědecké rady podílel na přípravě a konání Světového tunelářského kongresu WTC 2007 v Praze.

Narodil se 16. 3. 1929 v Českých Budějovicích, kde prožil dětství poznamenané perzekucí celé rodiny za druhé světové války. Po maturitě na reálném gymnáziu byl přijat roku 1948 na ČVUT v Praze, Fakultu inženýrského stavitelství, vodohospodářský směr, kterou absolvoval v roce 1953 na oboru hydrotechnika.

**Oslavence jsme se zeptali, jak probíhala jeho profesní dráha.**

„Cením si toho, že jsem měl možnost podílet se jako hlavní stavbyvedoucí a vedoucí inženýr stavebních správ podniku Vodní stavby na dokončení a uvedení do provozu čtyř přehrad – vodních děl Lipno, Nechanice, Želivka I a Vrchlice. Ani na vojně jsem stavařsky nezaháležel. Jako prostý voják s černými výložkami technického praporu jsem byl náčelníkem stavebního oddělení Vojenských lesů v Lázních Kynžvart, kde jsem po dva roky obnovoval opuštěný vojenský výcvikový prostor v Císařském lese. Po skončení přehradářského boomu jsem v roce 1969 přešel – opět v rámci Vodních staveb – na výstavbu pražského metra, kde jsem stál u zrodu podniku Metrostav. Vrátil jsem se tak po zkušenostech z lipenských podzemních objektů po letech opět „do podzemí“. Na výstavbě metra jsem strávil jako vedoucí odboru realizace a technický asistent generálního ředitele dalších 25 let. V té době jsem se podílel na uvádění všech provozních úseků metra do

provozu. Jen v letech 1987–1989 jsem si krátkodobě odskočil do Alžíru na přípravu stavby alžírského metra, na níž měl Metrostav vykonávat technickou asistenci.“

**Při své odborné práci jsi plnil i funkce – jak bychom dnes řekli – tiskového mluvčího Metrostavu a věnoval ses i publikační činnosti.**

„Ano, propagace našich staveb a publikační činnost byly mým údělem již od mého působení u mateřského podniku Vodní stavby. Býval jsem členem redakčních rad podnikových novin Vodních staveb i Metrostavu a časopisu Stavíme pražské metro (předchůdce Tunelu). Jako odborný poradce jsem se podílel na filmech s tematikou metra (celovečerních Lidé z metra, Píseň o stromu a růži, krátkých filmů Tunely pod městem, Stanice za městem, Koleje pod Prahou a dalších). Byl jsem odborným redaktorem a spoluautorem prvních tří publikací o trasách A, B, C metra, dále knihy Metro – čtvrtá dimenze velkoměsta, jubilejních publikací Vodních staveb a Metrostavu, Studie techniky v českých zemích aj. Také jsem přednášel o metru v Moskvě, Sofii, Varšavě, v Alžíru a po roce 1989 i krajanům v Mnichově.“

**Tvé jméno bylo vždy spojováno také se sportem. Všichni vědí, že je tomu tak i dosud.**

„Se sportem nelze přestat, pohyb drží člověka při životě. Snažil jsem se tímto způsobem působit i na své spolupracovníky, přátele, rodinu. Byl jsem mnoho let organizátorem sportovních her Vodních staveb i Metrostavu, po 20 let jsem byl místopředsedou a předsedou tělovýchovné jednoty Vodní stavby Praha, která spravovala sportovní areál v Hostivěři a mívala více než 2000 členů. Posledních 15 let jsem předsedou Sdružení veteránů Českého atletického svazu a jeho delegátem v Evropské a Světové veteránské asociaci. Zúčastňujeme se závodů doma i ve světě. Nemohu však jenom „bafuňat“, aktivně se atletice věnuji dosud. Stal jsem se několikanásobným mistrem světa, Evropy, Jižní Ameriky a vloni i Čínské republiky Tchaj-wan v různých běžecích disciplínách a věkových kategoriích.“

**Na Metrostavu ses také věnoval seniorům. Jaký program jsi jim připravoval?**

„Více než 10 let jsem byl prezidentem Seniorského klubu Metrostav, který jsem zaregistroval jako samostatné občanské sdružení. A samozřejmě jeho činnost jsem orientoval nejen na setkávání seniorů při besedách a při kultuře, ale hlavně na péči o zdraví založené na aktivním pohybu: turistice, cvičení, plavání a masáží.“

**V seznamu členů naší tunelářské asociace se však neobjevuje tvé jméno jenom jednou. Jak to tedy je?**

„Máš pravdu. Postaral jsem se o další stavbařské generace. Na úvodním obrázku jsou tři inženýři Karlové: otec, vnuk a syn, kteří se sešli na stavbě trasy IVC metra. To ale není vše. Další syn Radovan je členem naší tunelářské asociace, Martin se stal po zániku Vodních staveb jednatelem Ještědské stavební společnosti a v zásobě máme ještě na Stavební fakultě v Praze vnoučata Kamilu a Martina.“

**Milý Karle, na závěr našeho rozhovoru bych Ti chtěl vyřídít od předsedy CzTA Ing. Ivana Hrdiny a všech členů předsednictva srdečná přání dobrého zdraví do dalších let tvého tak aktivního života a poděkovat za vše, co jsi pro naši tunelářskou asociaci vykonal.**

*Oslavence se ptal: Ing. Miloslav Novotný, sekretář CzTA*



## AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICĚ CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

### ČESKÁ REPUBLIKA

#### MĚSTSKÝ OKRUH MYSLBEKOVA–PELC-TYROLKA

#### TUNEL ŠPEJCHAR–PELC-TYROLKA (ŠPELC)

Od 27. 10. 2008, kdy došlo k porušení nadloží tunelu v prostoru Stromovky při pracích na rozšiřování tunelu v místě budovaného bezpečnostního zálivu, bylo těžiště prací kromě vlastní ražby posunuto i do dalších oblastí, a to do prací možných a potřebných. V současné době provádí Zakládání staveb, a. s., sanační tryskové injektáže v předpolí obou tunelů z povrchu parku Stromovka. V podzemí potom Metrostav a. s. dokončuje uzavírání profilů obou tunelových trub do staničení povolených rozhodnutím OBÚ Kladno. Dále probíhá úprava primárního ostění jako podkladu pod izolace a v jižní tunelové troubě (JTT) se také již začala betonovat spodní klenba definitivní obehřívky a ke konci ledna zde bylo zhotoveno 37 sekcí v celkové délce 450 m. Před portálem JTT se dokončuje i montáž ocelového posuvného bednění pro betonáž horní klenby s předpokládaným startem v únoru 2009.

Současně vrcholí práce na aktualizaci a revizi RDS a provozní dokumentace stavby se zpracovanými připomínkami OBÚ Kladno, které jsou popsány v jeho rozhodnutí z 9. 1. 2009. Byla dokončena jednání o umístění inkriminovaných nouzových zálivů, které se tímto posouvají o asi 250 m ve směru na Letnou a budou tedy umístěny až za Šlechtovu restauraci. Předpokládané zahájení dalších ražeb je tak pro severní tunelovou troubu (STT) ze současného staničení 1269 m stanoveno na únor 2009 a pro JTT ze staničení 1205 m na březen 2009.

#### TUNELY MYPRA

Pro optimalizaci HMG stavby se také připravuje zahájení ražeb dvou třípruhových tunelů ze stavební jámy Myslbekova v současně udávaném termínu srpen 2009. S přihlédnutím na skutečně zastížené geologické podmínky projektu zde bylo také definitivně rozhodnuto o svislém členění výrubu, a to i s přihlédnutím požadované podmínky stavebního povolení na maximální poklesy povrchu do 6 cm a sklonu poklesové kotliny 1:1000.

#### TUNEL STAVBY 514 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

Betonáže definitivního ostění třípruhového tunelu v ražené části jsou právě dokončovány, ostění dvoupruhového tunelu je potom v ražené části provedeno k nouzovému zálivu, tj. asi do 35 % jeho délky. Připravuje se i bednění pro betonáž atypických portálových bloků, ražených propojek a nouzového zálivu. Pokračují práce na zřizování kabelovodů a chodníků. Dále byly zahájeny práce na výkopech kanalizací a požárního vodovodu.

V hloubené jámě u Lochkova se provádějí vnější hydroizolace s mechanickou ochranou a v prosinci byly zahájeny zasypy stavební jámy. Rovněž byly zahájeny práce na provozně-technickém objektu tunelu na sliveneckém portálu.

Termín stavební připravenosti pro montáž technologie v polovině letošního roku se nemilosrdně blíží.

#### TUNEL STAVBY 513 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

K polovině ledna 2009 byly v obou tunelech dokončeny betonáže základových pasů stejně jako betonáže klenob obou tunelů v délkách 800 m. Rovněž se podařilo dokončit betonáž větrací šachty a tří únikových propojení tunelů.

Provádění betonáží probíhalo i za mrazivého období, a tím průběh výstavby tunelů udržuje předpoklad jejich uvedení do provozu v první polovině příštího roku.

#### TUNELY VMO DOBROVSKÉHO

Tunel T I v roce 2008 postoupil v kalotě na 269 m své délky a plně bylo uzavřeno 251 m jeho celého profilu. Na Tunelu II bylo v roce 2008 vyraženo na kalotě celkem 396 m a plně uzavřeno 370 m profilu (celkem je tunel dlouhý 1060 m). Z těchto asi 400 m tunelu byla plná polovina ražena pod ochranou mikropilotových deštníků (24 vějířů v podzemí). V úseku průchodu tunelu pod ulicí Pešinova ve vzdálenosti 150–320 m od portálu byly nacházející se stavební budovy aktivně zajišťovány kompenzační injektáží (Zakládání staveb a. s.). Zbytek úseku cca 80 m již potom probíhal bez doplňujících opatření a čelby dospěly před vánočním přerušením prací do prostoru technologického centra.

### THE CZECH REPUBLIC (AS OF 01-2009)

#### MYSLBEKOVA – PELC-TYROLKA SECTION OF THE CITY CIRCLE ROAD

#### THE ŠPEJCHAR – PELC-TYROLKA (ŠPELC) TUNNEL

Since 27<sup>th</sup> October 2008, i.e. since the day on which the overburden collapsed in the Stromovka Park area during the tunnel width enlarging operation in the location where an emergency parking bay is to be constructed, the focus of the works, apart from the tunnel excavation operations themselves, has been shifted even to other areas, to the work operations which have been possible and needed. Currently, Zakládání Staveb a. s. is carrying out the treatment of the ground by jet grouting in the front zone ahead of both tunnels, from the Stromovka Park surface. In the underground, Metrostav a.s. is completing the closing of the lining of the profiles of both tunnel tubes, up to the chainages approved by the respective decision of the Regional Bureau of Mines in Kladno. In addition, the primary lining surface finishing is being carried out and the final lining invert casting started in the southern tunnel tube (STT) – 37 blocks at the total length of 450m were completed till the end of January. The assembly of a travelling steel form for the casting of the upper vault is being finished in front of the STT; the launching of the form is planned for February 2009.

At the same time, the work on updating and reviewing the detailed design (the design of means and methods) and operating documents of the construction is culminating. The comments of the Regional Bureau of Mines contained in its Decision dated 9<sup>th</sup> January 2009 are dealt with in the design and the documents. The discussions about the locations of the incriminated emergency stopping bays ended by a conclusion that the bays will be shifted by 250m toward Letná, thus they will be located as far as behind the Slechta's Restaurant building. The resumption of the tunnel excavation from the current chainages of 1269m of the NTT and 1205m of the STT is expected to take place in February 2009 and March 2009 respectively.

#### MYPRA TUNNELS

The optimisation of the construction programme is also under preparation for the currently set term of August 2009 for the commencement of the excavation of the two three-lane tunnels beginning from the Myslbekova construction trench. A decision was made, taking into consideration the actually encountered geology, that a side drift and central pillar excavation sequence will be used in this section to cope with the condition contained in the building permit that the maximum surface settlement and slope must not exceed 6cm and 1 : 1000 respectively.

#### THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 514 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

The casting of the final concrete lining in the mined section of the three-lane tunnel is currently being completed; the lining of the double-lane tunnel is complete along the section ending at the emergency parking bay (about 35% of the tunnel length). The forms for the casting of atypical portal blocks, mined cross passages and an emergency stopping bay are also being prepared. The work on cable ducts and walkways have continued. Further, the excavation of trenches for sewerage and a hydrant line has started.

An external waterproofing system with mechanical protection is being installed in the excavation pit at Lochkov; the backfilling of the construction pit started in December. The work on the tunnel services building at the Sliveneck portal has also started.

The deadline for the preparedness for installing equipment, which is the second half of the year, is unmercifully drawing near.

#### THE TUNNEL IN CONSTRUCTION LOT 513 ON THE PRAGUE CITY RING ROAD

As of the half of January 2009, the casting of strip foundation and upper vaults of both tunnels has been completed along 800m long stretches. The casting of the walls of the ventilation shaft and lining of three escape cross passages between the tunnels has also been finished.

The casting was carried out even during the low temperature period, thus the course of construction satisfies the assumption that the commissioning will take place in the first half of 2010.

#### DOBROVSKÉHO TUNNELS ON THE LARGE CITY CIRCLE ROAD IN BRNO

Tunnel 1 excavation proceeded in 2008, achieving 269m in the top heading, while 251m of the tunnel length were provided with a fully closed lining. Regarding Tunnel 2, 396m of the top heading were completed in 2008, with 370m of that length fully closed (the total length of the tunnel is 1060m). The whole half of the about 400m long tunnels was driven under the protection of canopy tube pre-support (24 fans of tubes were installed in the underground). In the tunnel section passing under Pesinova Street, at the distance of 150-320m from the portal, the buildings existing on the surface were actively stabilised by compensation grouting (Zakládání Staveb a.s.). The remaining, about 80m long

Technologie ražení se doposud nezměnila. Využívá se vertikálně i horizontálně členěný výrub s projektem danými odstupy jednotlivých dílčích šesti čeleb. Rovněž tak se i nadále v plném rozsahu nahrazuje ozeďívka stávajících průzkumných štol (celkem 2x831 m).

Pro snížení negativních vlivů na povrchovou zástavbu, a to zejména hluku a otřesů jsou od 11/2008 na obou tunelech používány pro bourání dočasných železobetonových konstrukcí (vnitřní žebra) demoliční nůžky.

Rada monitoringu RAMO i nadále plní svoji roli a konstatuje, že se tunel nachází v normálním stavu. Výjimkou je oblast průchodu tunelu pod ulicí Palackého, která vyžaduje zvýšenou pozornost ovšem zatím bez nutnosti přijmutí dodatečných opatření.

## JABLUNKOVSKÝ TUNEL Č. 2.

Z celkové délky 564 m Jablunkovského tunelu č. 2 je k 21. 1. 2009 vyraženo 350 m tunelu v kalotě. Na základě vyhodnocení výsledků konvergenčních měření a po zkušenostech s dosavadním postupem ražeb byl upraven jejich další postup. Ražba pokračuje na plný profil kaloty v technologické třídě 5a, s uzavíráním spodní klenby s odstupem od čelby max. 5 m a min. 2 m. Technologická třída 5a poskytuje lepší zajištění přístropí, jehož stabilita je tedy zajištěna předražnými jehlami N 25 mm ze samozávrtných injektovaných svorníků IBO dl. 6 m s délkou záběru v kalotě 1 m.

Hloubené části rekonstruovaného tunelu Jablunkovský č. 2 jsou skoro hotovy. Výjezdový portál P2 je potom ke dni 21. 1. 2009 zcela dokončen. U vjezdového portálu P1 se v předportálu provádí zajištění svahu pomocí hřebíků dl. 8 m, stříkaného betonu a kari sítí. Následně budou pokračovat odtěžovací práce na požadovanou úroveň pro vytvoření najezdové plošiny ke vstupu strojů do tunelu s předpokladem provedení těchto prací během ledna.

## ROZŠÍŘENÍ KANALIZACE V KARVINĚ

Na stavbě Kanalizace Karviná byly ukončeny mikrotunelovací práce v průměru 1400 mm (sklolaminát, sběrač CA2). Připomeňme, že úsek dlouhý 1935 m byl vyražen za 245 dnů, což představuje průměrný denní postup 7,84 m. Ve skutečnosti však byly denní postupy vyšší, protože do průměrného postupu se počítají i časy na přestavby zařízení staveniště a spouštění stroje na každé nové jámě. Lze tedy konstatovat, že stroj Iseki Unclemole TCC 1400, kolektiv Subterra, a. s., vedený vedoucím projektu ing. Drobíkem a hlavním stavbyvedoucím ing. Čenčíkem, jakož i operátor stroje – pan Jeff Ball z britské firmy AGD, odvedli vynikající práci. Tím spíše, že již byly provedeny zkoušky těsnosti a ověření přesnosti vedení ražby, a to k plné spokojenosti investora stavby (město Karviná) i budoucího uživatele (SmVaK).

Velmi dobře se rozběhly práce na mikrotunelování o průměru 300 mm (keramika, část stavby Ráj) poté, co zde byl nasazen stroj Iseki Unclemole TCC 300, měly by být hotovy v březnu. Osádka (Tchas) se pak zřejmě vrátí do části stavby Darkov, kde chybí dokončit mikrotunelování v průměru 400 mm (kamenina).

Práce na ručních ražbách a nemechanizovaných štítech pokračují více-méně podle harmonogramu (provádí VOKD, OHL ŽS a Tchas). Vzhledem ke složitým geologickým podmínkám (místy tekoucí písky, rašeliny, atp.) se občas vyskytly problémy na povrchu, které se však vždy podařilo zavčas zastavit a kompenzovat dodatečnými sanačními opatřeními.

## DÁLNIČE D8-805 LOVOSICE-ŘEHLOVICE

Práce na dokončení dálnice D8 přes České středohoří se přehouply do dalšího kalendářního roku výstavby. Doufejme, že tunel Radejčín, na kterém byl dokončen doplňkový geologický průzkum, přejde letos do fáze výstavby. Prozatím na něm probíhají přípravné práce a projektování realizační dokumentace pro odtěžení a zajištění ústeckého portálu a ražbu tunelu. Předpokladané vydání stavebního povolení pro tunel se očekává v 3Q/2009.

Na tunelu Prackovice byla po vánočních svátcích obnovena ražba v LTT. Na konci ledna pak bylo vyraženo 97,9 m LTT v kalotě z celkových 150 m. V posledním lednovém týdnu byla obnovena ražba v PTT. Na této tunelové rouři je celkově vyraženo 36,8 m kaloty a 14,1 m jádra s protiklenbou. Celkově pak k proražení PTT tunelu chybí 101,2 m. Z geologického hlediska ražby probíhají v zvětřelých, až navětralých tufech s průměrným denním postupem v kalotě cca 2,3 m/den. Hornina je rozpojována mechanicky pomocí tunelového rypadla, při zastizení pevnějších hornin je pak používáno hydraulické kladivo. Ke kotvení výrubu se používají převážně samozávrtné svorníky a provádí se také jehlování výrubu. Projektčně pak tunel Prackovice přechází do fáze projektování definitivních obezdívek na hloubených částech tunelu a probíhá také příprava pro objednání ocelového posuvného bednění.

part of the section was driven without supplementary measures; the headings had reached the services centre area before the Christmas interruption of the work.

The excavation technique has not been changed yet. Both a side drift and central pillar excavation sequence and a top heading and bench sequence are used; the distances between the six partial headings are prescribed by the design. Replacing the lining of the existing exploration galleries has also continued in full extent (2x831m in total).

Demolition shears have been used in both tunnels since 11/2008 for demolishing temporary reinforced concrete structures (inner ribs) with the aim of reducing negative effects on surface buildings, first of all noise and vibrations.

The Monitoring Board (MOBO) has continued to fulfil its role; it states that the tunnel is found in a normal condition. The section passing under Palackého Street is an exception. It requires increased attention, even though no additional measures are necessary for the time being.

## JABLUNKOV NO.2 RAILWAY TUNNEL

As of 21<sup>st</sup> January 2009, 350m of the top heading excavation of the total length of the Jablunkov tunnel No. 2 of 564m have been completed. The further excavation procedure was modified on the basis of the results of convergence measurements and taking into consideration the experience on the previous procedure. The full-face top-heading excavation continues, passing through excavation support class 5a, with the invert being installed at the maximum and minimum distances from the face of 5.0m and 2.0m respectively. Excavation support class 5a provides better support of the crown; the stability is achieved by means of forepoling, consisting of 6m long self-drilling IBO anchors 25mm in diameter; the top heading round length is set at 1.0m.

The cut-and-cover sections of the Jablunkov No.2 tunnel, which is under reconstruction, are nearly complete. As of 21<sup>st</sup> January 2009, the P2 exit portal has been finished. Regarding the P1 entrance portal, the slope of the trench in front of the portal is being stabilised by 8m long nails, shotcrete and KARI mesh. The subsequent work will comprise excavation of the trench to the level which is required for establishing a platform allowing tunnelling equipment to enter the tunnel. This work is assumed to be carried out during January.

## EXPANSION OF SEWERAGE NETWORK IN KARVINÁ

Regarding the Karviná Sewerage Project, the 1400mm microtunnelling has been completed (GRP tubes, the CA2 trunk sewer). Let me note that the driving of the 1935m long stretch took 245 days, which means the average advance rate of 7.84m per day. In reality, the daily advance rates were higher since the average advance rate value comprises the time periods during which construction site facilities were reconstructed and the equipment was re-launched in each new shaft. It can be therefore stated that the Iseki Unclemole TCC 1400, the Subterra, a. s. team headed by Ing. Drobík, contractor's project manager, and Ing. Černík, contractor's superintendent, as well as Mr. Jeff Ball, the TBM operator (AGD Equipment Ltd., Great Britain) have done an excellent job. This statement is further supported by the fact that the hydraulic testing and verification of the accuracy of the alignment have been finished, to full satisfaction of both the client (the municipality of Karviná) and SmVaK (North Moravian Water and Sewerage company), the future user.

The 300mm microtunnelling operations (earthenware; part of Ráj construction lot) started very well when the Iseki Unclemole TCC 300 TBM was deployed in this section; they should be finished in March. The crew (Tchas) will probably return to the part of Darkov construction lot, where a 400mm microtunnelling job (earthenware) remains to be completed.

The hand mining and non-mechanised shielding operations (carried out by VOKD, OHL ŽS and Tchas) have continued, more or less complying with the works schedule. Problems occurred on the surface from time to time owing to complicated geological conditions (locally occurrences of quicksand, peat etc.); the settlement was always successfully stopped and compensated for by means of additional stabilisation measures.

## THE D8 MOTORWAY – CONSTRUCTION LOT 805 LOVOSICE – ŘEHLOVICE

The work on the completion of the D8 motorway section crossing the České Středohoří highland have passed into another calendar year of construction. Hopefully, the Radejčín tunnel, for which a supplementary geological survey has been finished, will pass into the construction phase in 2009. For the present, preliminary work is underway and the detailed design for the excavation of construction pit for the Ústí nad Labem portal, stabilisation of the construction pit sides and excavation of the tunnel itself is being carried out. The building permit for the tunnel is expected to be issued in the 3<sup>rd</sup> quarter of 2009.

Regarding the Prackovice tunnel, the LTT excavation resumed after the Christmas holiday. As of the end of January, 97.9m of the total length of 150m of the LTT top heading have been completed. The last week of January saw the resumption of the RTT excavation. This tunnel tube has the total of 36.8m of the top heading and 14.1m of the bench and invert excavation complete. In total, 101.2m of the RTT excavation remain to achieving the breakthrough. From the geological viewpoint, the excavation has passed through weathered to slightly weathered tuffs, advancing at an average rate of about 2.3m per day in the top heading. The ground has been disintegrated mechanically, by a tunnel excavator; a hydraulic breaker is used when harder rock is encountered. The excavation is anchored mostly by self-drilling bolts; forepoling is also carried out. In terms of the design, the Prackovice tunnel has passed to the phase during which the design for the final lining of the cut-and-cover sections of the tunnel is carried out. The preparation of the order for a travelling steel form is underway.

## KOLEKTOR VÁCLAVSKÉ NÁMĚSTÍ–OPRAVA TRASY C

S koncem roku 2008 skončily na stavbě kolektoru Václavské náměstí a ražby 1 a 2 lávky hlavní trasy včetně přípojek. Vedoucí účastník sdružení MENASU firma Metrostav tak dokončila domovní přípojky včetně průvrtů do jednotlivých objektů. Průvrtky budou sloužit pro vyvedení kabelových a trubních sítí z kolektoru do příslušných domů na pravé straně Václavského náměstí. Následující čtvrtina roku bude ve znamení betonářské definitivního ostění. To bude zhotovováno ve dně a bocích kolektoru z litého betonu třídy B 30/37XA2 do posuvné formy, klenba bude z betonu stříkaného třídy B 25/30

Firma Subterra na svém úseku již definitivní ostění dokončila.

Dále budou Metrostav a Subterra pokračovat prohlubováním kolektoru na třetí lávku, což je rýha šířky 2,50 m a hloubky 1,90 m provedena hornickým způsobem. V ní bude uloženo vodovodní potrubí z tvárné litiny a tlakové třídy PN 16 s možností jejich napojení na nové vodovodní řady včetně tlakové zkoušky. Výhledově je plánováno zhotovení únikového výlezu z této šachty do prostoru chodníku před dům Krone.

Třetí člen sdružení, firma Navatyp, provedla hloubení rozšíření šachty ŠV2 ve střední části Václavského náměstí. Zde obnažila staré vodovodní řady a provedla osazení nových vodovodních šoupat DN 500 z tvárné litiny a tlakové třídy PN 16 s možností jejich napojení na nové vodovodní řady včetně tlakové zkoušky. Výhledově je plánováno zhotovení únikového výlezu z této šachty do prostoru chodníku před dům Krone.

*ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz,*

*METROSTAV a. s.*

*ING. SOŇA POKORNÁ, s.pokorna@subterra.cz,*

*SUBTERRA a. s.*

## SLOVENSKÁ REPUBLIKA

### TUNEL BŔRIK

Práce na výstavbě diaľničného tunela BŔrik pokračovali v zimných mesiacoch betonážou vozovky s cementobetónovým krytom v južnej tunelovej rúre a budovaním technologických centráľ pred tunelovými portálmi. K ukončeniu stavebných prác okrem toho chýba aj montáž potrubia požiarného vodovodu v tuneli. Dodávateľom stavebnej časti tunela BŔrik je švajčiarska spoločnosť Marti Contractors reprezentovaná svojou slovenskou dcérou Tubau, a. s., dodávateľom technologickej časti je PPA Controll, a. s., Bratislava. Tunel BŔrik s dĺžkou tunelových rúr 985 a 979 m je súčasťou prvej etapy úseku diaľnice D1 Mengusovce–Jánovce. Druhý a tretí úsek diaľnice boli uvedené do prevádzky v decembri 2008, prvý úsek vrátane tunela BŔrik by mal byť ukončený a sprevádzkovaný najneskôr na jeseň tohto roku.

### PPP PROJEKTY NA VÝSTAVBU DIALNIC A RÝCHLOSTNÝCH KOMUNIKÁCIÍ

Na konci januára 2009 podali ponuku v tendri na výstavbu a prevádzku prvého balíku diaľnice D1 dve medzinárodné konzorciá. Prvý balík verejno-súkromného partnerstva (PPP) zahŕňa úseky diaľnice Dubná Skala–Turany, Turany–Hubová a Hubová–Ivachnová, Jánovce–Jablónov a Fričovce–Svinia v celkovej dĺžke okolo 75 kilometrov. Súčasťou diaľnice sú aj tunely Rojkov (1,8 km), Havran (2,8 km), Čebrať (2 km) a Šibenik (0,6 km). O získanie koncesie sa uchádzajú francúzsko-švédské konzorcium Vinci Concessions S. A.–Skanska Infrastructure Development AB a šesťčlenné združenie vedené francúzskou firmou Bouygues Travaux Publics, s členmi Doprastav, Váhostav SK, Colas, Intertoll a Mota Engil. Víťaz by podľa informácií Ministerstva dopravy SR mohol byť známy do dvoch týždňov od podania. Očakáva sa, že komplikované úseky diaľnice D1 by mohli byť dokončené do roku 2013.

### REKONŠTRUKCIA ELEKTRICKOVÉHO TUNELA V BRATISLAVE

Dopravný podnik Bratislava, a. s., bude v priebehu roku 2009 zabezpečovať komplexnú rekonštrukciu tunela pod Hradom v Bratislave nachádzajúceho sa na spojnici severného okraja centra mesta s dunajským nábrežím. V súčasnosti elektrický tunel dĺžky približne 800 m bol pôvodne vybudovaný v rokoch 1943–1949 ako cestný tunel a až v roku 1983 bol po celkovej rekonštrukcii zmenený na elektrický. V rámci rekonštrukcie budú vykonané úpravy ostenia tunela, vybudovanie nového koľajového spodku i zvršku a tiež bude na vyššiu úroveň prebudované prevádzkové bezpečnostné vybavenie. Predpokladá sa, že práce sa začnú po výbere zhotoviteľa v jarých mesiacoch roku 2009 a budú trvať do začiatku roku 2010.

*ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,*  
*TERRAPROJEKT, a. s.*

## THE WENCESLAS SQUARE UTILITY TUNNEL

### – REPAIR TO THE C ROUTE

The end of 2008 saw the completion of excavation of benches No.1 and 2 on the main route (including connection branches) of the Wenceslas Square utility tunnel. Thus Metrostav a. s., the leader of the MENASU consortium, completed the work on house connections, including openings to individual buildings. The openings will be used for cables and pipelines entering from the utility tunnel the respective buildings on the right side of Wenceslas Square. The next quarter will be characterised by casting the final lining. The bottom and sidewalls of the lining will be in B 30/37XA2 concrete, which will be poured behind a travelling form. The upper vault will be in B 25/30 shotcrete.

Subterra a. s. has already finished the casting of the final lining.

Metrostav a. s. and Subterra a. s. will further continue by deepening the bottom of the utility tunnel to the level of bench No. 3, which means that a trench 2.50m wide by 1.90m deep will be excavated by a mining method. Ductile cast iron or GRP pipes will be placed in the trench.

When the excavation of the bench No. 3 is finished, steel structures designed to support other engineering networks will be installed in the utility tunnel.

The third member of the consortium, Navatyp a. s., carried out the deepening of the enlarged profile of the ŠV2 shaft in the central part of Wenceslas Square. It exposed old water mains in this location and installed new DN 500 water valves (ductile cast iron, PN 16 pressure grade), allowing for the possibility to connect the valves to new water mains, including pressure testing. A further prospect includes the construction of an escape hatchway from the shaft to the space in front of Krone building.

*ING. BORIS ŠEBESTA, sebesta@metrostav.cz, METROSTAV a. s.*

*ING. SOŇA POKORNÁ, s.pokorna@subterra.cz, SUBTERRA a. s.*

## THE SLOVAK REPUBLIC

### THE BŔRIK TUNNEL

The construction work on the BŔrik motorway tunnel continued in the winter by placing the concrete cover of the roadway in the southern tunnel tube and constructing equipment centres in front of the tunnel portals. The civil works will be completed when also the hydrant line installation is finished in the tunnel. The contractor for the civil works on the BŔrik tunnel is Marti Contractors, a Swiss company, which is represented by its Slovak branch, Tubau a. s. The contractor for tunnel equipment is PPA Controll, a. s. Bratislava. The BŔrik tunnel, with its tubes 985m and 975m long respectively, is part of the first stage of the Mengusovce – Jánovce section of the D1 motorway. The second and third sections of the motorway were opened to traffic in December 2008; the first section, including the BŔrik tunnel, should be completed and opened to traffic at the latest in autumn of 2009.

### MOTORWAY AND EXPRESSWAY PPP PROJECTS

Two international consortia submitted their tenders for developing and operating the first package of the D1 motorway. The first Public Private Partnership (PPP) package comprises the following motorway sections: Dubná Skala - Turany, Turany - Hubová and Hubová - Ivachnová, Jánovce - Jablónov and Fričovce - Svinia, at the total length of about 75 kilometres. The motorway contains also the following tunnels: Rojkov (1.8 km), Havran (2.8 km), Čebrať (2 km) and Šibenik (0.6 km). Tenders for the concession have been submitted by a French-Sweden consortium consisting of Vinci Concessions S.A. and Skanska Infrastructure Development AB, and a 6-strong consortium consisting of French company Bouygues Travaux Publics (the leader), Doprastav, Váhostav SK, Colas, Intertoll and Mota Engil. According to information from the Ministry of Transport, the winner could be known in two weeks after the submission of tenders. It is expected that the complicated sections of the D1 motorway could be completed by 2013.

### RECONSTRUCTION OF A TRAM TUNNEL IN BRATISLAVA

Dopravný podnik Bratislava a.s. (a public transport company) will provide overall reconstruction of a tunnel under the Bratislava Castle in 2009. The tunnel is found on a line connecting the northern edge of the city with the Danube River embankment. The about 800m long tunnel, which is currently used for tram traffic, was originally (1943 – 1949) constructed as a road tunnel. It was not changed to the tram tunnel until after an overall reconstruction in 1983. The current reconstruction will comprise the improvement of the tunnel lining and construction of new rail bed and trackwork. The operating safety equipment of the tunnel will also be upgraded. It is expected that the work will commence in the spring of 2009, after the contractor is selected, and will continue till the beginning of 2010.

*ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ, frankovsky@terraprojekt.sk,*  
*TERRAPROJEKT, a. s.*

## ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES CZECH TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

www.ita-aites.cz

### MEZINÁRODNÍ KONFERENCE PODZEMNÍ STAVBY PRAHA 2010 INTERNATIONAL CONFERENCE "UNDERGROUND CONSTRUCTIONS PRAGUE 2010"

The preparation of the **11th International Conference Underground Constructions Prague 2010**, which will be held in the Czech capital, Prague on **14th through 16th June 2010**, is proceeding. As we informed in the previous issue of Tunnel magazine, the conference programme being prepared will comprise two-day negotiations in sections, a technical exhibition and a poster exhibition. A technical visit to a tunnel under construction will take place on the morning of the third day.

The Social Programme will comprise a Welcome Reception in the evening and events for accompanying persons.

#### Conference themes:

1. Design and implementation of underground constructions – conventional tunnelling and cut-and-cover tunnels
2. Design and implementation of underground constructions – mechanised tunnelling
3. Geotechnical investigation, monitoring and risk management
4. Modelling of underground structures
5. Equipment, safety and maintenance of underground structures
6. Contractual relationships, funding and insurance of underground structures

The Scientific Council has been established, chaired by Dr. Matouš Hilar. Apart from Czech and Slovak professionals, a number of outstanding figures known worldwide in the field of underground construction will work in the Council. At the time of closing this issue of Tunnel magazine, the participation in the Scientific Council was confirmed by Mr. Felix **Amberg** (Schweizland), Mr. Jean-Gilles **Arnaudet** (France), Mr. Jean-Luc **Audureau** (France), Prof. Zdenek **Eisenstein** (Canada), Prof. Robert **Galler** (Austria), Mr. Gustav **Klados** (Hungary), Prof. Marek **Kwasniewski** (Poland), Prof. Bernhard **Maidl** (Německo), Prof. Wulf **Schubert** (Austria), Mr. Wolfgang **Stipek** (Austria), Prof. Markus **Thewes** (Německo), Dr. Alun **Thomas** (GB) a Dr. Harald **Wagner** (Austria).

Official languages of conference will be English, Czech and Slovak. Simultaneous interpretation will be provided in English, Germany and Czech.

Of the important deadlines, we wish to point out that **abstracts of conference papers must be submitted by 30 June 2009 via web page www.ita-aites.cz.**

### HODNOCENÍ ČASOPISU TUNEL TUNEL MAGAZINE ASSESSMENT

On 16th January 2009, during the Editorial Board meeting, Ing. Ivan Hrdina, Chairman of the ITA-AITES CzTA, informed about a positive assessment of Tunnel magazine by the ITA-AITES executive. ITA-AITES EX-Co members gave their positive opinion in November 2008, during their meeting in China.

### PUBLIKACE MECHANISED TUNNELLING AND SEGMENTAL LINING PUBLICATION „MECHANISED TUNNELLING AND SEGMENTAL LINING“

Ing. Jaroslav Raclavský, Dipl. Ing., a member of the Board of Directors of the Wissenschaftsstiftung Deutsch-Tschechisches Institut (WSDTI), donated one issue of the above-mentioned publication, entitled „Form safe and environment friendly tunnelling“, to the CzTA library. The book was published in an English-German version. It was written by a number of outstanding experts. It was published thanks to the above-mentioned German-Czech fund (WSDTI).

Ing. Jaroslav Raclavský, aut. ing., člen představenstva Wissenschaftsstiftung Deutsch-Tschechisches Institut (WSDTI), daroval do knihovny

### TUNELÁŘSKÉ ODPOLEDNE 1/2009 TUNNELLERS' AFTERNOON 1/2009

The first half-day seminar called "Tunnellers' Afternoon", which had been planned and organised by the ITA-AITES Czech Tunnelling Association for 2009, took place at the Masaryk College, the Czech Technical University in Prague-Dejvice on Wednesday the 11th February 2009. The seminar was focused on the two single-rail tunnels under Vítkov Hill in Prague which had been opened to traffic in the second half of 2008 within the framework of the New Connection project. This largest railway construction project of the recent time newly connected the rail lines leading to the Hlavní Nádraží station in Prague from the north and east, and increased their

This web page contains continually added new information about the conference under preparation.

Příprava **11. Mezinárodní konference Podzemní stavby Praha 2010**, která se uskuteční ve dnech **14. až 16. června 2010** v Praze, hlavním městě České republiky, pokračuje. Jak jsme informovali v minulém čísle časopisu Tunnel, připravovaný program konference zahrnuje dvoudenní jednání v sekcích, odbornou a posterovou výstavu. Třetí den dopoledne proběhne technická exkurze na rozestavěnou tunelovou stavbu.

V rámci společenského programu se uskuteční večerní uvítací recepce a akce pro doprovodné osoby.

#### Témata konference:

1. Navrhování a realizace podzemních staveb – konvenční tunelování a hloubené tunely
2. Navrhování a realizace podzemních staveb – mechanizované tunelování
3. Geotechnický průzkum, monitoring a řízení rizik
4. Modelování podzemních staveb
5. Vybavení, bezpečnost a údržba podzemních staveb
6. Smluvní vztahy, financování a pojištění podzemních staveb

Je ustavena vědecká rada, jejímž předsedou je doc. Ing. Matouš Hilar, Ph.D. Kromě českých a slovenských odborníků v ní bude pracovat řada předních světových osobností z oboru podzemního stavitelství. V době uzávěrky tohoto vydání časopisu Tunnel svou účast ve vědecké radě potvrdili: Felix **Amberg** (Švýcarsko), Jean-Gilles **Arnaudet** (Francie), Jean-Luc **Audureau** (Francie), Prof. Zdenek **Eisenstein** (Kanada), Prof. Robert **Galler** (Rakousko), Gustav **Klados** (Maďarsko), Prof. Marek **Kwasniewski** (Polsko), Prof. Bernhard **Maidl** (Německo), Prof. Wulf **Schubert** (Rakousko), Wolfgang **Stipek** (Rakousko), Prof. Markus **Thewes** (Německo), Dr. Alun **Thomas** (Velká Británie), Dr. Harald **Wagner** (Rakousko).

Jednacím jazykem konference budou angličtina, čeština a slovenština. Simultánní tlumočení bude zajištěno do angličtiny, němčiny a češtiny.

Z důležitých termínů chceme upozornit, že **abstrakty příspěvků** na konferenci je nutné **zaslat do 30. června 2009 přes webové stránky www.ita-aites.cz**. Na tomto webu jsou průběžně doplňovány další informace o chystané konferenci.

Předseda CzTA ITA-AITES Ing. Ivan Hrdina informoval při jednání redakční rady časopisu Tunnel dne 16. ledna 2009 o velmi pozitivním hodnocení časopisu Tunnel ze strany exekutivy ITA-AITES. Její členové na svém jednání, které se konalo v listopadu 2009 v Číně, hodnotili světové časopisy s tunelářskou tematikou. K jeho velkému překvapení vyhodnotili český a slovenský časopis Tunnel jako nejlepší z nich. Ocenili především strukturu a zaměření autorských článků. Pojetí časopisu podle nich nejlépe odpovídá požadavkům na uchování a šíření informací i zkušeností z přípravy a realizace jednotlivých staveb.

CzTA jeden výtisk publikaci **Mechanised Tunnelling and Segmental Lining**, která má podtitul *For safe and environment friendly tunnelling*. Kniha byla vydána v anglicko-německé mutaci a je dílem řady významných odborníků. Vyšla díky výše zmíněné německo-české nadaci (WSDTI). Autorem a hlavním koordinátorem, který ji k vydání připravil, je Tipl.-Ing. Golf Bielicki.

Publikaci je možno objednat přímo u WSDTI nebo prostřednictvím Ing. Jaroslava Raclavského (tel./fax: 519 323 484; e-mail: wsdti@telecom.cz; raclavsky@telecom.cz).

capacity. Another part of the programme were two lectures dealing with designing unreinforced concrete linings of mined sections of the tunnels.

První Tunelářské odpoledne, plánované a organizované Českou tunelářskou asociací ITA-AITES na rok 2009, se uskutečnilo ve středu 11. února 2009 v Masarykově koleji ČVUT v Praze-Dejvicích. Jeho tématem byly dva dvojkoľejné železniční tunely pod vrchem Vítkov v Praze, které byly v druhé polovině roku 2008 uvedeny do provozu v rámci stavby Nové spojení. Tato největší železniční stavba posledního období nově propojila a zkapacitnila železniční trať vedoucí na pražské hlavní nádraží ze severu a z východu.

O stavbě tunelů přednesli hodnotné příspěvky Ing. Vladimír Táborský (SŽDC, s. o.), Ing. Michal Gramblička (SUDOP Praha), Ing. Milan Kössler



(SG-Geotechnika, a. s.), Ing. Luděk Rajs (Metrostav a. s.) a pan Miroslav Chyba (Subterra, a. s.).

Dalším tématem navazujícím na projekt Vítkovských tunelů, bylo navrhování nevyztužených betonových ostění ražených úseků tunelů. Dva přístupy k této problematice přednesli Ing. Radomír Pukl, Ph.D. (Červenka Consulting) a Ing. Jiří Hořejší (IKP Consulting Engineers, s. r. o.).

## KNIHOVNA CZTA ITA-AITES

V sekretariátu CzTA v Dělnické ul. 12 v Praze 7-Holešovicích se nachází knihovna asociace. Není obsáhlá – zahrnuje především sborníky z konferencí a monografie a další publikace s tunelářskou tematikou. Posledním přírůstkem, mimo výše zmíněnou knihu Mechanised Tunnelling and Segmental Lining, je publikace Státní podzemních konstrukcí – metro Praha. Vznikla na katedře geotechniky Fakulty stavební ČVUT v Praze v rámci grantového projektu a za spolupráce se zahraničními partnery.

Do knihovny ovšem také přicházejí zahraniční odborné tunelářské časopisy. Z těch hlavních se jedná o následující:

Potěšující je velký zájem účastníků, který trvá od prvního Tunelářského odpoledne pořádaného v první polovině roku 2008 a který se stále zvyšuje. Tunelářského odpoledne 1/09 se zúčastnilo skoro 120 osob.

Další Tunelářské odpoledne 2/09 se bude konat v Brně ve středu 13. května 2009. Odpolední jednání věnované Královopolským tunelům VMO Dobrovského naváže na dopolední exkurzi na tuto stavbu.

- Geomechanik und Tunnelbau, Austrian Society for Geomechanics (OEGG) – od r. 2008 (dříve Felsbau)
- Tunnel (oficiální časopis STUVA)
- Gallerie (oficiální časopis italské ITA)
- Tunnels et Ouvrages Sutterrains (časopis francouzské AFTES)
- a další (ne vždy jsou v knihovně kompletní ročníky)

V případě zájmu o výpůjčku volejte na telefonní číslo 266 793 479 nebo 724 170 278.

Seznam publikací a časopisů v knihovně CzTA naleznete na [www.ita-aites.cz](http://www.ita-aites.cz)  
**ING. MILOSLAV NOVOTNÝ, ita-aites@metrostav.cz,**  
**sekretář ČESKÉ TUNELÁŘSKÉ ASOCIACE ITA-AITES**

## SPRAVODAJ SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA-AITES REPORTS

[www.sta-ita-aites.sk](http://www.sta-ita-aites.sk)

### SPRÁVA O PRIEBEHU A VÝSLEDKOV ROKOVANIA VALNÉHO ZHROMAŽDENIA STA REPORT ON THE COURSE AND RESULTS OF THE STA GENERAL MEETING NEGOTIATIONS

The General Meeting was held in Prievidza, on the premises of SKANSKA BS, on 2 December 2008. Part of the programme was the announcement of results of a competition for the best university thesis focused on underground construction. The work of Ing. Bartoš entitled Geotechnical and Structural Assessment of the Považský Chlmec Tunnel Primary Lining was selected as the best. Then a report on the course of the seminar in Gerlachovo, which was focused on the Bôrik tunnel, followed.

The evaluation of the course of the information campaign designed to promote the need for tunnel construction on the motorway network in the Slovak Republic, which has been organised by Webster agency, was an important item of the report. The media presentations and billboards which had been carried out within the framework of this campaign were evaluated favourably.

The new STA web pages have also received a positive response.

In the following period, the STA will focus its activities, among others, to supporting the Slovak technical universities which have underground construction in their study programs, with the aim of increasing the interest in studying this specialisation.

Dňa 2. decembra 2008 sa v Prievidzi na pôde spoločnosti SKANSKA BS uskutočnilo zasadnutie riadneho Valného zhromaždenia STA s týmto programom:

- Odovzdanie odmeny za najlepšiu vysokoškolskú diplomovú prácu;
- Zhodnotenie seminára na tému Sekundárne ostenie tunela Bôrik konanom v Gerlachove dňa 28. septembra 2008;
- Propagácia výstavby tunelov na Slovensku – vyhodnotenie výsledkov spolupráce s reklamnou agentúrou Webster Bratislava;
- Aktualizácia webovej stránky STA;
- Stav financií a hospodárenia STA ku koncu roka 2008;
- Informácia o Svetovom tunelárskom kongrese ITA-AITES v Agre, India;
- Plánované aktivity STA v roku 2009.

Rokovania sa zúčastnilo 24 delegátov členských organizácií (vrátane individuálnych a čestných členov STA), ďalej pozvaní hostia (Ing. Bohuš Sliacky, predseda Obvodného banského úradu v Prievidzi za Štátnu banskú správu SR a Ing. Ján Hrabovský, prezident občianskeho združenia Slovenská banícka spoločnosť) a dvaja zástupcovia reklamnej agentúry Webster Bratislava.

Za hostujúcu organizáciu privítal a pozdravil účastníkov rokovania Ing. Miroslav Beka, generálny riaditeľ a podpredseda predstavenstva SKANSKA BS, a. s., Prievidza. Rokovanie viedol Ing. Mikuláš Pákh, člen Komitétu STA. Predseda Komitétu Ing. Róbert Turanský sa zo zdravotných dôvodov rokovania nemohol zúčastniť.

### Priebeh a závery rokovania valného zhromaždenia

Na základe hodnotenia do súťaže prihlásených diplomových prác hodnotiteľská komisia vybrala diplomovú prácu Geotechnické a statické posúdenie primárneho ostenia tunela Považský Chlmec. Autor Ing. Bartoš, (v súčasnosti interný doktorand

Slovenskej technickej univerzity Bratislava) prezentoval v krátkom vystúpení obsah svojej práce a prístup k riešeniu kľúčových problémov. Za víťazstvo v súťaži získal diplom a finančnú odmenu.

V bode 2 programu VZ odznela stručná informácia o priebehu seminára v Gerlachove, ktorého témou bola stavba tunela Bôrik. Seminár zhodnotil Ing. Štefan Choma (pracovník firmy Basler&Hofmann, s. r. o., Bratislava). Na podujatí, spojenom s prehliadkou aktuálne budovaného diaľničného tunela Bôrik, sa zúčastnilo 36 účastníkov zo Slovenska a Českej republiky. Téma seminára bola prezentovaná v štyroch samostatných prednáškach.

V bode 3. zástupcovia agentúry Webster prezentovali priebeh informačnej kampane na propagáciu potreby výstavby tunelov na diaľničnej sieti v Slovenskej republike, najmä na extrémne zaťažených úsekoch s častými dopravnými haváriami a zápchami. Doterajší priebeh a účinky doteraz uskutočnených akcií kampane mediálnymi prezentáciami a billboardovou reklamou, podľa početnosti a obsahu odozvy na web stránke STA, agentúra hodnotí pozitívne. Prvá etapa spolupráce končí podľa uzavretej zmluvy dňom 30. júna 2009.

VZ hlasovaním potvrdilo účelnosť a potrebu pokračovania kampane zameranej na zlepšenie verejnej mienky vo vzťahu k tunelom, ktorých výstavba sa často v médiách diskredituje tvrdeniami, že v SR (a rovnako aj v ČR) sa tunely v zrovnání s ostatným svetom stavajú neporovnateľne drahšie. Zmena verejnej mienky by sa následne mala pozitívne prejavovať ako tlak verejnosti na nasmerovanie rozhodnutí príslušných inšancií decíznej sféry. Úlohou odborníkov v spolupráci s agentúrou by malo ísť o prezentáciu argumentov nekonfrontačnou formou, potvrdzujúcich výber tunelového riešenia, zvlášť vtedy, ak ide o neodškriepiteľné optimum z možných alternatív iného riešenia dopravnej trasy. Po odbornej stránke budú pri navrhovaní obsahovej stránky kampane za STA spolupracovať s agentúrou Webster: Ing. Štefan Choma, Ing. Miloslav Frankovský, Ing. Peter Witkovský, Ing. Mikuláš Pákh.

K bodu 4.: Agentúra Webster vytvorila novú webstránku STA. Diskutujúci konštatovali, že voči predchádzajúcej je dynamickejšia a lepšia. Agentúra osloví členov STA, aby zintenzívnili prílev informácií na webstránku. Slovenská technická univerzita Bratislava a Technická univerzita Košice pripravujú svoje príspevky do 31. marca 2009.

V bode 5 prezentoval Ing. Vološčuk, hospodár STA, finančnú situáciu ku dňu 30. 11. 2008. VZ odsúhlasilo, aby vzhľadom na náklady s informačnou kampanou sa zaplatili členské príspevky aj v roku 2009, napriek tomu, že členské na rok 2009 bolo s predstihom zaplatené ešte pred WTC 2007 v Prahe. Hospodárenie a finančná situácia STA, vďaka prostriedkom získaným za podiel na spolufinancovaní WTC v jeho prípravnej fáze, je naďalej vedené s miernym prebytkom.

V bode 6 odznela informácia a diskusia k tematickému zameraniu programu činnosti STA v roku 2009. Ťažiskovými bodmi pripravovaného programu majú byť akcie zamerané na:

- Pokračovanie informačnej kampane v súlade so závermi bodu 3 programu VZ;
- Zorganizovanie odborného seminára;
- Informačnú podporu slovenskej účasti na WTC 2009 v Budapešti;
- Podporu slovenských technických univerzít, ktoré majú v štúdiom programe podzemné stavebníctvo, s cieľom zvýšenia záujmu o štúdium tohto odboru.

**ING. JOZEF FRANKOVSKÝ**