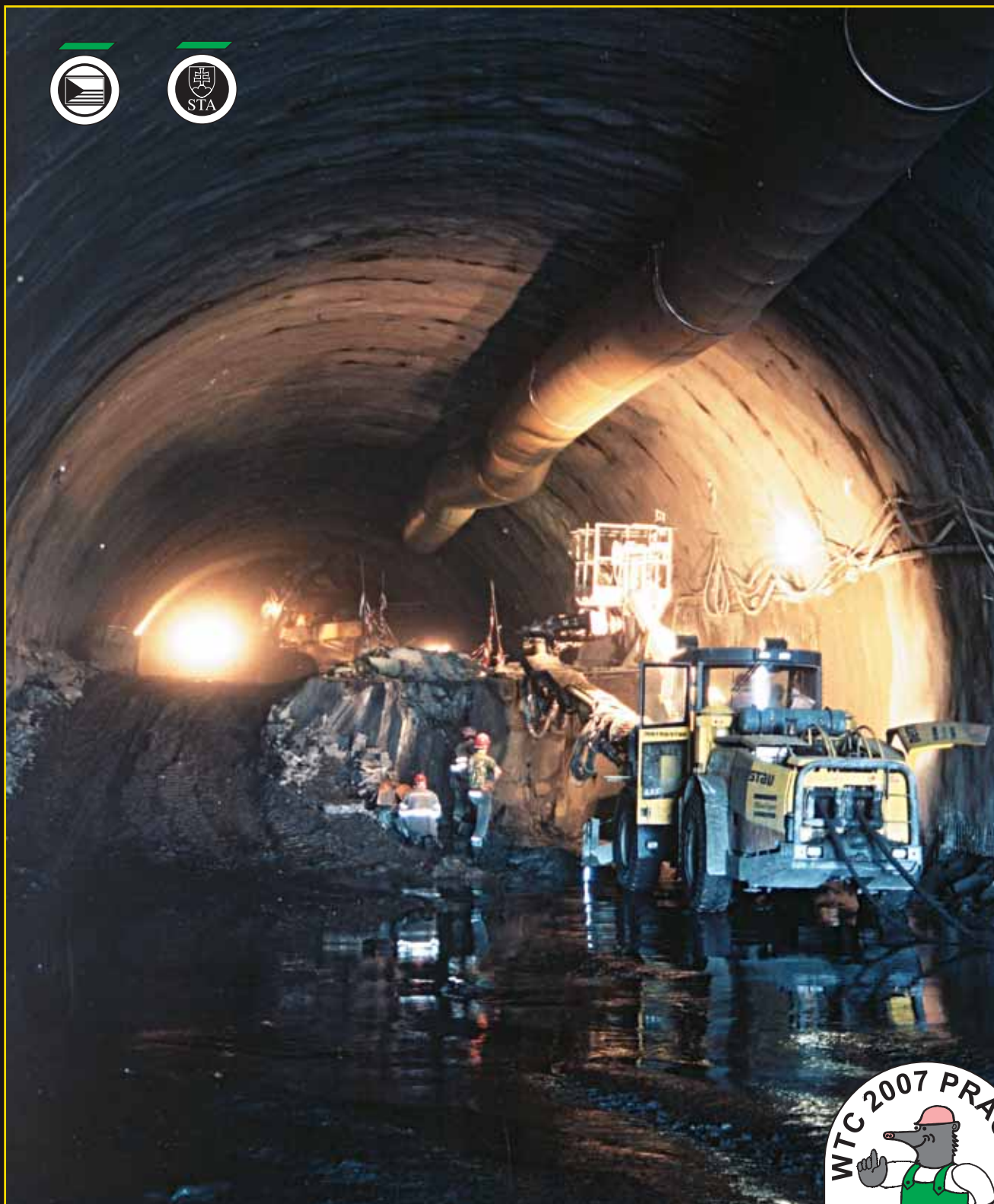


Tu nel

č. 2
2006

ČASOPIS ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU A SLOVENSKEJ TUNELÁRSKEJ ASOCIÁCIE ITA/AITES
MAGAZINE OF THE CZECH TUNNELLING COMMITTEE AND SLOVAK TUNNELLING ASSOCIATION ITA/AITES



EDITORIAL

Jsem velmi potěšen, že vám mohu představit v pořadí druhé číslo odborného čtvrtletníku *Tunel* vydávané v roce 2006. První letošní číslo uvedl prezident světové tunelářské asociace ITA/AITES pan Harvey W. Parker a velmi výstižně charakterizoval celosvětovou problematiku i budoucí úkoly v podzemním stavitelství. Toto rozsahem mimořádné číslo bylo zaměřeno hlavně na představení tunelářského oboru v našich dvou republikách světové odborné veřejnosti s ohledem na připravovaný kongres WTC 2007 v Praze.

Při této příležitosti nemohu nezpomenout, že takto významný kongres se bude konat v Praze znovu po 22 letech. Tehdy se kongres konal pod názvem „TUNNEL – CITY“ v září 1985 a byl výjimečný tím, že probíhal poprvé v zemi patřící do sovětského bloku. Domnívám se, že tento počín, jehož zajištění a konání bylo výjimečnou zásluhou zakladatele našeho časopisu Ing. Jaroslava Grána, byl také předznamenáním naděje na změnu společenských poměrů. Byla to vlastně první výrazná příležitost, hlavně pro odborníky ze zemí východního bloku, seznámit se s problematikou velkých světových tunelových projektů té doby.

Ale nyní již k tomuto druhému číslu *Tunelu* v roce 2006. V úvodu se vám představují dvě významné firmy, které výrazně působily v minulosti i v současné době v podzemním stavitelství. **Stavební geologie-Geotechnika, a. s.**, je pokračovatelem 80leté tradice inženýrskogeologického pracoviště, které založila v roce 1926 legenda inženýrské geologie akademik Quido Záruba. Dnes jako moderní konzultační firma nabízí komplexní geotechnické služby.

Metroprojekt Praha, a. s., který slaví 35. výročí založení, se zásadním způsobem zapsal do rozvoje podzemních staveb u nás. Od absolutního podílu na přípravě a projektování stavby pražského metra se stal nezávislou projektovou, inženýrskou a konzultační společností schopnou zabezpečit přípravu každého velkého investičního díla.

Pracovníci těchto dvou společností ve svých příspěvcích představují velké a technicky náročné projekty, na kterých se podílejí. V *Metroprojektu* to jsou hlavně stavby trasy IVC pražského metra, stavby železničních koridorů včetně tunelů, dálniční tunely na trase dálnice D8 či vysoce architektonicky ceněný průchod valem Pražského mostu na Pražském hradu.

SG-Geotechnika prezentuje svoje činnosti na jedné z největších inženýrských staveb v Praze – na železničních tunelech Nového spojení a na kolektorech v centrální části Prahy. Čtenáře bych velmi rád upozornil na článek o výstavbě tunelů na Dullesově letišti ve Washingtonu, D.C., kde mne upoutaly zkušenosti z pozice NRTM inženýra. Domnívám se, že i u nás by byla tato funkce velmi užitečná, někdy až nutná, jakožto prostředník pro jednání mezi dodavatelem a investorem. Vyznačovala by se jistou nezávislostí a doplňovala by vhodně odbornou erudici zákazníka, což by určitě zvýšilo nejen efektivnost, bezpečnost, ale i ekonomičnost výstavby.

Slovenští autoři přibližují problematiku výstavby kanalizačního sběrače v Banské Bystrici ve složité situaci městské aglomerace a zajímavé řešení definitivních betonových konstrukcí dálničního tunelu Sitina v Bratislavě.

Snahou redakční rady časopisu je, aby v časopise nebyly publikovány jen články o realizovaných projektech nebo o použití nových technologií či materiálů, ale vedle toho i kvalitní teoretické články. To by měla být výzva pro ty z vás, kteří mohou jako autoři přispět k dobré úrovni časopisu, o který roste zájem i v zahraničí.

ING. PETR VOZARIK,
předseda redakční rady časopisu Tunel

EDITORIAL

It is a great pleasure for me to introduce the second issue of *Tunel*, the quarterly technical journal. The first issue published this year was introduced by Mr. Harvey W. Parker, the president of the international tunnelling association ITA/AITES. He provided apt characteristics of worldwide problems and future tasks of underground construction. This issue of the magazine, which was extraordinary in terms of its size, was focused mainly on the introduction of the tunnelling industry in our two republics to the worldwide professional public in view of the forthcoming WTC 2007 in Prague.

On this occasion I must remind you of the fact that this significant event will take place in Prague for the second time, after 22 years. The previous congress was held in September 1985 under the title “TUNNEL – CITY”. It was exceptional as the first congress held in a country of the former Soviet block. I suppose that this event, which was awarded to our republic and successfully organised owing to exceptional efforts made by Mr. Jaroslav Grán, the founder of our magazine, was an indication of the hopes of a change in our political circumstances. It was, in a way, the first significant opportunity for professionals from the Eastern Block countries to acquaint themselves with the problems of large tunnelling projects in the world of that period.

Let us get back to the second issue of *Tunel* 2006. The opening pages are dedicated to the introduction of two important companies, which have been working in the field of underground construction. **Stavební geologie-Geotechnika a. s.** has continued the 80-year tradition of the engineering geological workplace established by academician Quido Záruba in 1926. It offers comprehensive geotechnical services as a modern consultancy firm.

Metroprojekt Praha a. s., which is celebrating the 35th anniversary of its foundation, has substantially affected the development of underground construction in our country. Starting from assuming a lion share in the work on planning and design of the Prague Metro construction, it grew to become an independent design, engineering and consultancy company capable of preparing any large capital project.

In their papers, employees of the above-mentioned two companies introduce large and technically demanding projects where they are participating. For *Metroprojekt*, the main projects are the Line IVC of the Prague metro, construction of railway corridors including tunnels, motorway tunnels on the D8 motorway route or the architecturally renowned passage under the embankment of Pražský Bridge at Prague Castle.

SG-Geotechnika a. s. presents its activities using as examples one of the largest civil engineering projects in Prague, the railway tunnels on the lines of the New Connection project and utility tunnels in the Prague centre. I would like to call the readers' attention to the paper on the construction of tunnels at the Dulles International Airport, Washington, D.C., where I found experience of an NATM engineer interesting. In my opinion, this function would be useful in our conditions too, sometimes even necessary to provide mitigation between the client and the contractor. It would be distinguished by a certain level of independence and would become a suitable supplement to client's professional erudition. It would certainly improve efficiency, safety and economy of the construction process.

Slovak authors outline the problems of the construction of a sewer in Banská Bystrica in difficult conditions of complicated urban concentration, and the interesting design of final concrete structures of the Sitina motorway tunnel in Bratislava.

The editorial board makes an effort to obtain not only articles dealing with completed projects or application of new techniques or materials, but also to publish high quality theoretical papers. This should be a challenge to those of you who can contribute as authors to the good level of the magazine, which has been exciting increased interest abroad.

PETR VOZARIK,
Chairman of Tunel Editorial Board





VÁŽENÍ ČTENÁŘI A KOLEGOVÉ!

Stalo se již tradicí, že jubilujícím firmám, sdruženým v ČTuK a STA, poskytuje TUNEL větší prostor k prezentaci a většina z nich této možnosti ráda využívá. METROPROJEKT Praha, a. s., není v tomto směru výjimkou. Dne 1. května 2006 uplynulo 35 let od jeho založení, a to je jistě příležitost k rekapitulaci i pohledu do budoucna. Současně však musím konstatovat, že by nebylo pro nás dobrou vizitkou, kdybyste se o nás dozvíдали jen jednou za 5 let. Troufnu si tvrdit, že METROPROJEKT – přesněji řečeno jeho zaměstnanci – patřili a patří v tomto směru k neaktivnějším, a proto by bylo nošením dříví do lesa, kdybych pouze opakoval, co jsme za uplynulé období vykonali a jaké úkoly před námi stojí. O tom jste průběžně informováni nejen v našem časopise, ale i v celé řadě dalších médií, hromadné sdělovací prostředky nevyjímaje, a samozřejmě především pak v okamžiku, kdy na vlastní oči vidíte nebo používáte dílo, která bylo realizováno podle našich projektů.

V této souvislosti však nemohu nezmínit jednu okolnost, která mne i moje spolupracovníky moc netěší. Metroprojekt byl založen zcela účelově v okamžiku, kdy stál potřeboval dostat pod svoji absolutní kontrolu přípravu a výstavbu pražského metra, což se mu nepochybně podařilo. Přesto ale, bez ohledu na politickou situaci, v něm vyrostli špičkoví odborníci, kteří úspěšně překonali obtížné období až do počátku devadesátých let. Dnes je METROPROJEKT Praha, a. s., nezávislou projektovou, inženýrskou a konzultační společností, schopnou koordinovat přípravu, zabezpečit projektování a podílet se na realizaci nejen metra, ale prakticky jakéhokoli velkého investičního celku. Jeho úloha – tedy úloha jeho pracovníků – je však speciálně u těchto investic velmi často podceňována, nebo dokonce zcela opomíjena, což je velmi nespravedlivé.

Velké stavby, ať se jedná o trasu metra, tramvajovou trať, dálnici, železniční koridor, významný tunel, nebo jiný velký veřejný objekt, vždy byly sledovány nejvyššími politickými a státními orgány a prostřednictvím médií pak i tou nejširší veřejností. Bylo tomu tak vždy a ani zásadní politické změny, k nimž došlo, na této skutečnosti prakticky nic nezměnily. Stále platí, že na úspěšném dokončení nové linky metra, nové dálnice či jakékoli jiné velké stavby má největší zásluhu politické vedení, následují státní nebo komunální orgány a jejich investorské složky, pak realizátoři a někde na samém konci této řady – pokud jsou do ní vůbec připuštěni – jsou projektanti. Ano, jako ve všem, existují výjimky, ale jsem přesvědčen, že docenění duševní práce, bez níž by peníze, materiály ani technika nikdy nic nezrealizovaly, by bylo nejen spravedlivé, ale i pro společnost prospěšné.

Ze své dlouholeté zkušenosti mohu prohlásit, že vždy, když investor, projektant a realizátor stavby vystupovali jednotně, vzájemně se respektovali a vycházeli si vstříc, bylo výsledkem skvělé dílo, budící oprávněný obdiv odborníků a nadšení veřejnosti. Pražské metro je nejvýraznějším reprezentantem této symbiózy, určitě ne však jediným. Jsem přesvědčen, že všichni členové ČTuK i STA, jejichž dlouholeté úzké kontakty a spolupráce jsou předmětem obdivu a občas i závidosti firem z jiných odvětví, mají v tomto směru cestu usnadněnou. Časopis TUNEL na tom má nemalou zásluhu, a proto mu přeji, aby v nastoupené cestě dále úspěšně krácel.

DEAR READERS AND COLLEAGUES!

It has become a tradition that TUNEL offers more space to companies celebrating their anniversaries and that most of them use this opportunity for their presentation. METROPROJEKT Praha, a. s. is no exception. The date of 1 May 2006 when 35 years will pass since its foundation is certainly an opportunity of both recapitulating the past and looking into the future. At the same time though, I must state that it would be no positive sign of our activities if you should learn about us only once in five years. I dare say that METROPROJEKT or, better put, its employees have belonged among the most active in this sense; it would therefore be ploughing the sands if I tried merely to repeat what we have performed in the past and which tasks are ahead of us. You have been informed about it continually not only in our magazine but also in all other mass media and, of course, at the moment when you can see with your own eyes or use the works completed according to our designs.

In this context, however, I cannot leave one condition unmentioned, which my collaborators and me are not too happy about. Metroprojekt was founded intentionally at the moment when the state needed to gain absolute control over the preparation and construction of Prague metro, which it undoubtedly succeeded in. Despite this fact, irrespective of the political situation, top class professionals grew in this company who successfully overcame the difficult era till the beginning of the nineties. Today METROPROJEKT Praha, a. s. is an independent design, engineering and consultancy firm capable of coordinating preparation, providing design and participating in the implementation not only of metro but also virtually of any large investment unit. Its role, I mean the role of its employees, is, particularly in the case of these projects, very often underestimated or even totally neglected, which is very unfair.

Large construction projects, be it a metro line, tramline, motorway, railway corridor, important tunnel or other large public structure, have always been followed by top political and governmental bodies and, through media, also by the widest public. It has been so always and even the fundamental political changes that have taken place have changed virtually nothing in this reality. It still applies that success in completion of a metro line, new motorway or any other large project is attributable most of all to political management followed by governmental and community bodies and their investment section, then contractors and, somewhere at the end of this line, designers, if they are admitted to the line at all. Yes, as everywhere, exceptions do exist. I am, however, convinced that full appreciation of intellectual work, without which money, materials or equipment would build nothing at all, would be not only fair but also beneficial for the society.

From my long-term experience, I can state that whenever the client, designer and contractor acted cohesively, respected each other and tried to meet each other's wishes, the result was an excellent piece of work evoking justified admiration of professionals and enthusiasm of the public. Prague metro is the most visible representative of this symbiosis, although not the only. I am convinced that all members of the ČTuK and STA, who maintain long-term close contacts and collaborate in a way which is admired and sometimes even envied by firms from other industrial branches, have their work made easier in this respect. This fact is also a considerable credit to TUNEL. Therefore I wish the magazine success in the commenced way.

Ing. Jiří Pokorný

generální ředitel a předseda představenstva
METROPROJEKT Praha, a. s.

C.E.O. and Chairman of the Board
METROPROJEKT Praha, a. s.



VÁŽENÍ ČTENÁŘI ČASOPISU TUNEL!

Jsem velmi rád, že v okamžiku, kdy se naše společnost „dožívá 80 let“ nepřetržitě existence, se na vás mohu obrátit s připomínkou nejvýznamnějších kapitol její historie.

U zrodu firmy stál akademik Ing. Quido Záruba, pozdější akademik a první prezident mezinárodní společnosti pro inženýrskou geologii IAEG. Ten v roce 1926 založil první inženýrskogeologické pracoviště v Československu, a položil tak základy jak pro náš obor, tak i pro naši firmu.

Po válce se na bázi tohoto pracoviště konstituoval ústav Stavební geologie. V jeho rámci se intenzivně rozvíjely všechny specializace inženýrské geologie a geotechniky.

Stavební geologie pak hrála rozhodující roli při poskytování geotechnických a geologických podkladů pro všechny velké stavby té doby na území Čech a Moravy.

Ve vlnách šla nejdříve velká vodní díla, jako přehrady Vltavské kaskády, podzemní kaverna Lipno, sypané hráze Přísečnice, Jirkov, Nechanice.

Následovaly stavby pro energetiku. V první řadě průzkum pro Temelín a ostatní plánované jaderné elektrárny, zajištění těžby v hnědouhelných povrchových dolech v SHD.

Další skupinou staveb byla díla zajišťující pitnou vodu, jako přivaděč Želivka, kanalizační sběrače Ústí n. L., Hradec Králové, Kolín a další.

Klíčovou činností naší společnosti vždy byly a jsou podzemní stavby a tunely. V prvopočátcích například předběžné průzkumy pro pražskou podzemní dráhu a geologická asistence při výstavbě Vinohradského tunelu. Z dalších významných podzemních staveb lze jmenovat například velkou podzemní kavernu na přehradě Lipno nebo podzemní díla na přečerpávací elektrárně Černý Váh. Významným inženýrským dílem světových parametrů byl podzemní zásobník plynu u Příbrami v hloubce 1000 metrů pod zemí.

V současné době se Stavební geologie – Geotechnika, a. s., zapojuje významným způsobem do rozvoje dopravní infrastruktury v České republice. Během posledních pěti let není v ČR tunelová stavba, kde by nehrála významnou roli. Namátkou tunely pražského metra IVC, železniční tunely Březno, Mlčechovosty a Krasíkov, Nová a Malá Huba, tunely Panenská, Valík nebo dokončený významný tunel na pražském silničním okruhu Mrázovka. Za zmínku též stojí náš příspěvek při likvidaci povodňových škod v zatopených pozemních úsecích tras metra A, B a C v Praze a účast při budování sítě kolektorů v Praze.

V roce 1991 se firma změnila v moderní nezávislou konzultační firmu mající formu akciové společnosti.

Od té doby Stavební geologie – Geotechnika, a. s., pokračuje ve svém rozvoji. Postupně rozšiřuje portfolio nabídky svých služeb o báňské inženýrství, geotechnické konzultace, geodetické inženýrství, projektování geotechnických konstrukcí, inženýrské supervize a stavební dozory inženýrských staveb.

Cílevědomé investice a výsledky vlastního technického vývoje umožnily firmě významný konkurenční náskok v oblasti monitoringu podzemních staveb. V roce 2005 dosahuje Stavební geologie – Geotechnika, a. s., se 170 stálými zaměstnanci ročního obrátu 340 milionů Kč. Tím je v ČR bezesporu největší konzultační firmou podnikající ve stavebnictví.

V osmdesátém roce své existence je Stavební geologie – Geotechnika, a. s., v plné formě a pokračuje ve svém rozvoji tak, aby si dlouhodobě zajistila novou dynamiku svého dalšího rozvoje při zachování své podnikatelské filozofie kontinuity a svých tradičních hodnot.

DEAR READERS OF TUNEL MAGAZINE!

I am very happy that I can address you with reminiscences of the most important chapters in the history of our company, which is celebrating the 80th anniversary of its uninterrupted existence.

The company was born with the help of Ing. Quido Záruba, the future academician and the first president of the IAEG, the International Academy of Engineering Geology. He founded the first engineering geology workplace in Czechoslovakia in 1926, thus he laid the groundwork for both our business branch and our company.

After the war, the Institute of Engineering Geology was constituted on the basis of the above workplace. The institute intensely developed all specialisations of engineering geology and geotechnics. Stavební Geologie played deciding role in providing geotechnical and geological background for all major projects of that period implemented in Bohemia and Moravia. Construction boom waves started with hydraulic structures, e.g. the cascade of hydro-power plants on the Vltava, the underground cavern at Lipno dam, earth-fill dams at Přísečnice, Jirkov, Nechanice.

Constructions for power engineering purposes followed. For the company it meant first of all the investigation for Temelín and other planned nuclear power stations, as well as for extraction of coal in brown-coal open-cast mines in SHD (North-Bohemian Brown-Coal Mines).

Another group of constructions comprised of water supply projects, e.g. the Želivka water supply tunnel, interceptor sewers in Ústí nad Labem, Hradec Králové, Kolín etc.

Underground structures and tunnels have always been the key business of our company.

At the very beginning, for instance, we carried out preliminary surveys for the Prague underground railway and geological assistance in the Vinohrady tunnel construction. Other important constructions were for example the large underground cavern for the Lipno dam or underground works for the Černý Váh pumped storage scheme. Significant civil engineering works with top world parameters was the underground gas storage facility near Příbram built at a depth of 1000m under the surface.

Currently Stavební geologie – Geotechnika, a. s. is active to a significant extent in the development of the Czech Republic's transportation infrastructure. There has not been a single tunnel construction in the Czech Republic in the course of previous 5 years where it did not play an important role. At random, I can mention tunnels of the Prague metro line IVC, railway tunnels Březno, Mlčechovosty and Krasíkov, Nová and Malá Huba; road tunnels Panenská, Valík or the Mrázovka tunnel, which is significant for the City Circle Road in Prague. Worth mentioning is also our contribution to the repairs of structures damaged by floods in inundated sections of metro lines A, B and C in Prague and participation in the development of the network of utility tunnels in Prague.

In 1991 the company transformed into a modern independent consultancy firm, a joint venture company.

The development of Stavební geologie – Geotechnika, a. s. has been continuing since. The company gradually expands the portfolio of services by adding mine engineering, geotechnical consultancy, surveyor services, design of geotechnical structures, engineering supervision and civil engineering construction site supervision.

Ambitious investment policy and results of its own technical development have given the company the edge on its competitors in the field of monitoring underground constructions. In 2005, Stavební geologie – Geotechnika, a. s. with 170 permanently employed workers achieved the annual turnover of CZK 340 million. This result places the company to the position of the largest consultancy firm doing its business in the construction industry.

In the eightieth year of its existence Stavební geologie – Geotechnika is perfectly fit and continues to develop to initiate new long-term dynamics of its further development whilst maintaining its business philosophy of continuity and its traditional values.

Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc.

Předseda dozorčí rady SG-Geotechnika, a. s.

Chairman of the Supervisory Board SG-Geotechnika, a. s.

PŘÍKLADY STAVEB REALIZOVANÝCH PODLE PROJEKTŮ METROPROJEKTU PRAHA, a. s.

EXAMPLES OF COMPLETED PROJECTS DESIGNED BY METROPROJEKT PRAHA, a. s.

DAVID KRÁSA, JIŘÍ RŮŽIČKA

ÚVOD

Projektová činnost v oboru tunelů a podzemních staveb patří v METROPROJEKTU Praha, a. s., mezi klíčové obory činnosti firmy, které jsme si dali do vínku od našeho založení v roce 1971. Pohled do historie této činnosti přinesl článek Karla Závory, publikovaný v čísle 2/2001 tohoto časopisu u příležitosti našeho 30. výročí. Ten popsal začátky projektování a výstavby metra v Praze, používané tunelářské metody, složitou problematiku ražeb pod zástavbou městského centra, činnost sovětských poradců atd. Zde na tento článek navazujeme a pokoušíme se o bilanci našich výsledků posledního období. Nejsme již v začátcích, máme 35 let zkušeností a hlavně, v naší zemi došlo k velkému rozvoji moderních technologií ražeb i výstavby ostění tunelů. Pro projektanty se tak otevřel svět zcela nových možností. Nejen vstupem nových technologií, ale zejména objemem výstavby nových tunelových staveb v posledních letech. Jak jsme nabídnutý prostor dokázali v naší firmě využít, posuďte prosím z několika příkladů, které my sami považujeme za úspěšné.

ZAČÁTKY NRTM NA STAVBĚ PRAŽSKÉHO METRA

V 90. letech minulého století se na stavbě IV. provozního úseku trasy B objevují první pokusy o využití Nové rakouské tunelovací metody (NRTM).

Jednokolejné traťové tunely mezi stanicemi Kolbenova a Hloubětín byly v převážném rozsahu realizovány metodou NRTM. Po vyražení a zajištění výrubu tunelů primárním ostěním byla prováděna uzavřená vodotěsná izolace z PVC fólií a následovala betonáž definitivního kruhového ostění z prostého betonu. Kolejová doprava pro odtěžování rubaniny a zařízení pro provádění vrtných prací na čelbě, které mělo rovněž kolejový podvozek, ale postup ražby zpomalovaly. Potvrdilo se, že profil jednokolejných tunelů je pro nasazení výkonných mechanismů a zejména jejich střídání na čelně malý.

Dokončení této stavby se díky nedostatku finančních zdrojů přidělovaných ze státního rozpočtu na stavbu pražského metra opozdilo. Podle pravidla, že všechno špatné je k něčemu dobré, využil zhotovitel stavby zpomalení postupu výstavby k uplatnění NRTM na některých dalších objektech.

Významným počinem pro další využití NRTM na této stavbě bylo částečné nahrazení dvou jednokolejných tunelů v traťovém úseku Hloubětín – Rajská Zahrada dvoukolejným tunelem v délce cca 612 m. METROPROJEKT Praha, a. s., navrhl příčný profil dvoukolejného tunelu s dosti plochou klenbou, aby výrub dvoukolejného tunelu byl srovnatelný s výrubem dvou jednokolejných tunelů, a tím byl dvoukolejný tunel ekonomicky přijatelný. I když se



Obr. 1 Jednokolejný tunel trasy IVB pražského metra
Fig. 1 Single-rail tunnel on the Line IVB of Prague metro

INTRODUCTION

Design of tunnels and underground structures has belonged among key activities of METROPROJEKT Praha a.s. since 1971, the year of its foundation. The history of this activity was outlined by Karel Závora in his paper published in issue 2 / 2001 of this magazine, on the occasion of the company's 30th anniversary. The paper described the initial period of the design work and the construction of metro in Prague, tunnelling methods used, complex problems of underground excavation under built-up areas of the city centre, work of Soviet consultants etc. Now we would like to add continuation to this paper, trying to review our results achieved in the recent period. With our 35-year experience we are no more beginners. Moreover, modern tunnelling techniques and construction of tunnel lining have significantly developed in our country. The world of completely new opportunities has opened for our designers, not only owing to the new techniques but also, above all, thanks to the large volume of new underground construction in recent years. You can pass your own judgement on our work, how much we have managed to exploit the space offered to us, using the following examples of projects which we consider to be the success.

NATM BEGINNING IN PRAGUE METRO CONSTRUCTION

First attempts to utilise the New Austrian Tunnelling Method (NATM) can be found on a construction site of the fourth operational section of the line B (IV.B) in the 1990s.

Major part of single-track running tunnels between the Kolbenova and Hloubětín stations was driven using the NATM. Once the excavation was completed and the opening supported by primary lining, waterproofing PVC membrane was installed and final circular unreinforced concrete lining cast. Track haulage of muck and rail-mounted drilling equipment reduced the advance rates. It was proven that the single-track tunnel profile is too small for utilisation of high-performance equipment, mainly for the operation of changing equipment sets at the heading.

Completion deadlines were postponed as a result of lack of funding allotted from the state budget to the construction of the Prague metro. The rule that "no great loss without some small gain" applied here i.e. the contractor took advantage of the slowed pace of the works and started to utilise the NATM on other projects.

An important event regarding the further application of the NATM on this project was the partial substitution of 2 single-track tunnels in the track section Hloubětín – Rajská Zahrada by an about 612m long double-track tunnel. METROPROJEKT Praha a.s. designed the cross section of the double-track



Obr. 2 Ražba eskalátorového tunelu stanice Hloubětín
Fig. 2 Excavation of the escalator tunnel in the Hloubětín Station



Obr. 3 Ražba kaloty v SST stanice Hloubětín

Fig. 3 Top heading excavation in the central station tunnel in Hloubětín

ozývaly hlasy skeptiků, že navržený příčný profil dvoukolejného tunelu má klenbu příliš plochou a při ražbě dojde ke kolapsu, byl tunel úspěšně vyražen, dokonce úpadní ražbou ve sklonu 39‰. Mimoходом do dnešních dnů bylo v tomto profilu dvoukolejného tunelu na pražském metru vyraženo celkem 2750 m.

Dalším příkladem aplikace NRTM na této stavbě byla ražba eskalátorových tunelů na třech ražených stanicích. Eskalátorové tunely byly do této doby na pražském metru považovány za jeden z nejobtížnějších, ne-li dokonce nejobtížnější tunelový objekt v ražených stanicích, který je možno razit úpadně prstencovou metodou a vystrojovat pouze litinovým ostěním montovaným speciálním erektorem. Na stavbě IV. provozního úseku trasy B se prokázala možnost ražby eskalátorových tunelů NRTM s mezilehlou fóliovou izolací a následnou betonáží definitivního železobetonového ostění. Výsledky ražeb i těsně pod povrchovou zástavbou byly víc než uspokojivé.

Rovněž je třeba zmínit ražbu technologického a středního tunelu stanice Hloubětín. Tato stanice byla ražena v prostředí silně tektonicky porušených záhořanských vrstev ordovických břidlic. Aby nebyly problémy se stabilitou čelby při ražbě staničních tunelů prstencovou metodou, byly v profilech bočních staničních tunelů navrženy pilottunely s montovaným litinovým ostěním profilu 5,1/5,5 m. Litinové ostění bylo při následné ražbě staničních tunelů postupně demontováno a využito v jiných částech stavby jako trvalé ostění. Tato koncepce byla podpořena ještě tím, že těžná šachta pro výstavbu stanice Hloubětín a navazující tratě tunely byla umístěna před stanicí, ale měla být využívána i pro ražbu jednokolejných tratěvých tunelů za stanicí Hloubětín směrem ke stanici Rajska Zahrada. Zůstávalo otázkou, jak provádět členění výrubu při ražbě technologického a navazujícího středního staničního tunelu. Často se pro členění výrubu staničních tunelů ve zhoršených geologických poměrech navrhovala stropní štolata. Ta byla prováděna například v bočních staničních tunelech i na stanici Kolbenova. Zkušenosti se stropními štolami byly různorodé. Někdy se stávalo, že pokud ražba staničního tunelu zastihla výraznou geologickou poruchu, stropní štolata závalu nezabránila.

Tyto zkušenosti vedly projektanta k návrhu úvodního dílčího výrubu jako předražené kaloty ve tvaru velmi ploché kruhové úseče s poloměrem klenby výrubu 4,7 m, šířkou dna výrubu 8,3 m a výškou 2,75 m. Ražba byla prováděna nedestruktivně frézou AM50 a klenba výrubu byla zajištěna stříkaným betonem tl. 150 mm v kombinaci s hydraulicky upínanými svorníky délky 3 m. Úspěšná ražba stropní štolata vedla projektanta a zhotovitele stavby k myšlence využít tuto technologii i pro ražbu celé napínací komory eskalátorů a dosud výhradně používané litinové ostění napínacích komor nahradit montovaným ostěním železobetonovým v kombinaci s monolitickým železobetonem prováděným již ve výrubu zajištěném primárním ostěním ze stříkaného betonu. I tento pokus využít NRTM alespoň pro dílčí výrubu byl velmi úspěšný.

Dokončením stavby IV. provozního úseku trasy B (etapově v letech 1998 až 1999) byla výstavba této v současné době nejdelší trasy pražského metra dlouhodobě ukončena. Trasa protíná celé město od západního okraje ve Zličíně až k východnímu okraji města na sídlišti Černý Most. Paradoxně zatím nejmladší trasa byla dokončena nejdříve.

PŘECHOD TUNELŮ METRA POD VLTAVOU NA STAVBĚ IV C

Problematika přechodu Vltavy na této trase byla řešena již v roce 1980 při návrhu stanice Nádraží Holešovice. Po dlouhých diskuzích byla nakonec realizována v tzv. univerzální poloze tak, aby bylo možno v budoucnu rozhodnout o způsobu překonání řeky buď tunelem, nebo mostem. V té době to bylo vnímáno jako ne příliš dobrý kompromis. Z dnešního pohledu, kdy je již přechod pod Vltavou realizován, je možno konstatovat, že se přesto podařilo vyhovující řešení najít. Mělce zahloubená stanice je pro cestující lépe přístupná než hluboce uložená stanice, která by umožňovala klasickou ražbu navazujících tunelů pod Vltavou.

tunnel to have rather flat a vault so that the excavation for the double-track tunnel were comparable with the excavation of 2 single-track tunnels, thus to make the double-track tunnel more acceptable in terms of economy. Despite the fact that sceptics raised their voices that the designed cross section of the double-track tunnel had a too flat vault and the excavation would collapse, the tunnel excavation was completed successfully, despite a difficult 39‰ down gradient. By the way, to date the Prague metro has seen completed excavation of a total of 2700m of this profile double-track tunnel.

Another example of the NATM application on this project was the excavation of escalator tunnels at 3 stations. Escalator tunnels at mined stations had been considered one of the most difficult, possibly even the most difficult structure to excavate, with the only construction method possible, i.e. a downhill drive, the ring method and cast-iron lining installed with an erector. The possibility to build escalator tunnels using the NATM with an intermediate waterproofing membrane and reinforced concrete cast-in-situ final lining was proven on the construction of the line IV B. Results of the excavation at a shallow depth under existing buildings were better than satisfactory.

Also worth mentioning is the excavation of the technical services tunnel and the central tunnel of the Hloubětín station. This station was driven through heavily tectonically disturbed Ordovician shales of the Záhořany Member. To avoid problems due to instability of the excavation face in the course of the station tunnel drive using the ring method, pilot tunnels were designed to be driven in the profiles of side station tunnels, with 5.1/5.5m diameter cast-iron lining. The cast-iron lining was continually dismantled in the course of the subsequent excavation of the station tunnels and was utilised in other parts of the construction as permanent lining. This concept was supported by another fact: the hoisting shaft for the construction of the Hloubětín station and adjacent running tunnels was positioned before the station although it was to be utilised also for the excavation of single-track running tunnels beyond the Hloubětín station, toward the Rajska Zahrada station. A question remained which excavation sequence was to be designed for the technical services tunnel and adjoining central station tunnel. A top heading and bench sequence was often designed for excavation of station tunnels in worsened geological conditions. The top heading was carried out, for example, in side station tunnels of the Kolbenova station. Experience in application of the top heading and bench sequence varied. Sometimes it happened that the top heading did not prevent a collapse when the station tunnel excavation encountered a major tectonic fault.

With this experience, the designer designed the initial partial excavation as a top heading having the cross section in the form of a flat circular segment with the vault diameter of 4.7m, excavation bottom width of 8.3m and height of 2.75m. The excavation was carried out by a blast-less method using an AM50 roadheader. The excavation roof was supported with a 150mm thick layer of shotcrete and 3m long rock bolts expanded by pressurised water. The success of the top heading excavation inspired the designer and contractor to utilise this technique even for the excavation of the entire escalator tensioning chamber and to replace the cast-iron lining, which had been used till that time in tensioning chambers, by reinforced concrete segmental lining combined with cast-in-situ reinforced concrete lining erected in openings supported by shotcrete primary lining. Also this attempt to utilise the NATM at least in partial headings was very successful.

The completion of the line IV B (in phases from 1998 to 1999) meant that the construction activities on this currently longest line of the Prague metro system were terminated for a long time. The line crosses the whole city from the western edge in Zličín to the eastern edge in Černý Most residential development. Paradoxically, the for the time being youngest line was completed first of all.

PASSAGE OF TUNNELS UNDER THE VLTAVA ON THE LINE IV C

The issue of the passage of this line under the Vltava River was solved as early as 1980 when the Holešovické Nádraží station was being designed. Long discussions resulted in a universal position of the station. It was built at a level which allowed both possible alignments of the passage to be designed, either through a tunnel or via a bridge. At that time this solution was considered as a not too good compromise. Today, when the passage under the Vltava has been completed, we can state that it was very wise a decision. The cut-and-cover station built shallow under the surface is better accessible for passengers than a deep seated station, which would have allowed traditional excavation of adjacent tunnels under the Vltava.

In 1980-1992 METROPROJEKT Praha a.s. developed several studies on the tunnel crossing of the Vltava. Initially, variants based on application of non-mechanised shields and the lining consisting of cast-iron tubings were under consideration. The crucial problem was that the excavation passed through the environment where non-cohesive water-saturated gravel sands extended into a larger part of the tunnel cross section. One of the variants assumed several deep cofferdams built one at a time and construction of the tunnels in open pits. In 1989 a variant consisting of 25m long prefabricated immersed tunnel boxes built in a riverbank cofferdam and step by step lowered into a trench in the Vltava riverbed was discussed.

V letech 1980–1992 zpracoval METROPROJEKT Praha, a. s., několik studií na tunelové překročení Vltavy. Především v začátcích tohoto období byly sledovány varianty vycházející z použití nemechanizovaných štítů a provedení ostění tunelů z litinových tybinků. Zásadním problémem byla ražba v prostředí, kdy do převážné části profilu tunelu zasahují nesoudržné, vodou nasycené šterkopísky. Jedna z variant předpokládala postupné provedení několika hlubokých štětových jámek a výstavbu tunelů v otevřených jámách. V roce 1989 byla navržena varianta prefabrikovaných plavených skříní délky 25 m, realizovaných v břehové jámce a postupně osazovaných do předem připravené rýhy ve dně Vltavy.

V roce 1992 rozhodl investor sledovat v dokumentaci pro územní rozhodnutí a následně i v dokumentaci pro stavební povolení variantu jámkování. Jedním z hlavních důvodů bylo to, že u této varianty je zásah do řečiště i do režimu plavby na Vltavě největší a je nutno získat souhlasné stanovisko od správce vodního toku i od Státní plavební správy.

V roce 2000 již vybraný zhotovitel stavby inicioval snahu nalézt jiné, moderní technické řešení, které by mělo menší negativní vliv na životní prostředí v době realizace stavby a bylo časově méně náročné než jámkování. Po diskuzích s projektantem bylo dohodnuto sledovat variantu postupného vysouvání tunelů ze stavební jámy na trojském břehu do rýhy ve dně řeky. Po krátkém období, kdy byly prověřovány zejména možnosti dlouhodobého těsnění styku postupně vysouváné konstrukce a čelní stěny stavební jámy u řeky a rychlost betonáže kontra nezbytná doba potřebná k dosažení parametru betonu z hlediska vodotěsnosti, doporučil projektant tuto variantu opustit. Navrhl sledovat koncepci betonáže vždy celého tubusu tunelu ve stavební jámě hloubených tunelů na trojském břehu Vltavy. Po dokončení betonáže provést provizorní uzavření čel tunelu, zaplavení stavební jámy a otevření čelní štětovicové stěny směrem do Vltavy. Potom toto těleso jako ponorku vysunout do rýhy ve dně řeky a stabilizovat ho v definitivní poloze. Celý proces potom opakovat i pro druhý tunel. Tímto návrhem byl zásadním způsobem ovlivněn další a dnes již můžeme říci, velmi úspěšný postup přípravy a následné realizace naplavovaných tunelů.

Při této příležitosti bychom se chtěli zmínit ještě o jednom detailu, který příznivě ovlivnil kvalitu díla z hlediska vodotěsnosti. Při zpracovávání realizační dokumentace bylo nutné vyřešit problém optimálního způsobu betonáže jednotlivých sekcí tunelu. Tubus tunelu je v příčném profilu uzavřený rámečkem. Pro dosažení vodotěsnosti betonu je potřeba provádět nepřetržitou betonáž dna, stěn i stropu této konstrukce. To ale vyžaduje speciální bednění s vnitřní částí zajištěnou proti vztlaku vyvozanému čerstvou betonovou směsí při betonáži dna a stěn tunelu. Další možností byla oddělená betonáž dna a s časovým odstupem betonáž stěn a stropu. Je to běžně používaný postup, ale nelze zabránit vzniku pracovní spáry a zároveň smršťovacím trhlinám na styku dna se stěnou (různé stáří betonu). Zhotovitel stavby navrhl postup řízení betonáže, při kterém bylo použito jednoduché bednění s otevřeným dnem umožňujícím kvalitní provádění betonáže dna tunelu bez vzniku pracovní spáry na styku dna a stěny tunelu. To byl další významný krok pro úspěšnou realizaci této stavby, která byla v roce 2002 oceněna na mezinárodním kongresu FIB v Japonsku, v témže roce získala cenu Inženýrské akademie ČR a v roce 2005 byla oceněna Českou betonářskou společností jako vynikající betonová konstrukce v oboru inženýrských staveb zrealizovaných v letech 2003 až 2004.

JEDNOLODNÍ RAŽENÁ STANICE KOBYLISY

Vývoji koncepce dispozičního řešení této stanice, projektovému řešení i změnám postupu ražby prováděným operativně v průběhu realizace bylo věnováno již několik článků uveřejněných v časopisu TUNEL.

Rádi bychom na tomto místě připomněli, že stanice Kobylisy je první ražená stanice se zcela novým řešením technologické části. Na rozdíl od všech ražených stanic na pražském metru, které měly zásadně technologický tunel situovaný na úrovni nástupiště, je zde technologická část umístěna v hloubeném podpovrchovém vestibulu a s vlastní stanicí je propojena technologickou šachtou. Na úrovni nástupiště jsou zachovány jen minimálně nezbytně nutné prostory. Oba vestibuly stanice jsou rovněž propojeny technologickou chodbou umístěnou mělce pod terénem. Skutečnost, že byla úspěšně vyražena v náročných geologických podmínkách kaverna s příčným profilem 220 m² pod obytnou zástavbou a frekventovanými městskými ulicemi s mnoha inženýrskými sítěmi, svědčí o kvalitě projektu. Konstrukce definitivního ostění stanice byla v roce 2005 oceněna Českou betonářskou společností jako vynikající betonová konstrukce v oboru inženýrských staveb zrealizovaných v letech 2003 – 2004.

DVOUKOLEJNÉ TRAŤOVÉ TUNELY METRA NA STAVBĚ IVC

Při projektové přípravě stavby IV. provozního úseku trasy C – 1. etapa (IVC1) byla pro návrh koncepce traťových tunelů důležitá skutečnost, že trasa metra v tomto úseku překonává výškový rozdíl v reliéfu terénu více

In 1992 the client decided that the design documentation for issuance of zoning and planning decision and subsequently also the final design would follow up the variant with cofferdams. One of the main reasons was the fact that this variant meant the most extensive impact on the riverbed and the Vltava navigation regime and it was necessary to obtain approval from the watercourse administration and the State Navigation Authority.

In 2000 the contractor, which had been selected before, initiated an effort to find a new, modern technical solution, which would have had smaller negative environmental impact at the time of the construction, and would have been less time consuming than the method using cofferdams. Discussions with the designer resulted in the decision to follow up a variant described as gradual launching of the tunnel tubes from a construction trench on the Trója bank into a trench on the riverbank. After a short period of time when possible methods of long-term sealing of the joint between the structure moving during the launching and the front wall of the construction trench at the riverbank were being verified together with verification of the concrete casting rate versus the time necessary for the concrete to achieve the required water-retaining properties, the designer recommended that this variant be abandoned. He proposed the conception to be followed up consisting of casting of the entire length of the particular tunnel tube in the construction trench excavated for the cut-and-cover tunnel section on the Trója bank of the Vltava; temporarily closing the ends of the completed tunnel tube; inundating the construction trench and opening the front-end she-tpile wall adjacent to the Vltava. Then pushing/pulling the complete concrete body out, as a submarine, into a trench in the riverbed and stabilising it in the terminal position; repeating the whole process with the other tunnel tube. This proposal principally affected the further, and very successful as we know now, development of preparation and subsequent execution of the immersed tunnels.

On this occasion we would like to mention one detail, which positively affected quality of the works regarding the waterproofing. It was necessary during the work on the detailed design to solve the issue of optimum procedure of casting the individual sections of the tunnel. The tunnel tube cross section is a closed frame. To obtain a waterproof concrete structure it is necessary to cast the bottom, walls and roof deck continuously. This, however, requires specialist formwork with its internal part protected against uplift forces exerted by green concrete mix when the tunnel bottom and walls are being cast. Another option was the casting of the bottom separately and continuing with the walls and roof deck with a delay. It is a commonly utilised procedure. Although, it is impossible to prevent origination of a construction joint and shrinkage cracks at the contact of the tunnel bottom and walls (different concrete age). The contractor proposed a controlled concrete casting procedure where a simple form with an open bottom was used. This system allowed quality casting of the tunnel bottom, without any construction joint developing at the interface between the bottom and tunnel wall. It was another important step toward successful execution of this construction, which was recognised at the FIB international congress in Japan in 2002, awarded by the Engineering Academy of the Czech Republic in the same year and recognised with the Czech Concrete Society Award as an excellent concrete structure in the field of civil engineering construction executed in 2003 to 2004.

KOBYLISY SIINGLE-VAULT MINED STATION

There have been several articles in TUNEL magazine dedicated to the development of the concept of disposition of this station, the design and changes in the excavation procedure adopted during the course of the works.

We would like to remind the readers that the Kobylisy station is the first mined station with an absolutely new design of the technical services section.



Obr. 4 Výrub jednolodní stanice Kobylisy

Fig. 4 Excavation of the Hloubětín one-vault station

než 100 m. Od údolí řeky Vltavy na úroveň severní terasy v oblasti Kobylis a dále směrem k obchodnímu centru Ládví stoupá trasa metra v převážném rozsahu ve sklonu téměř 40 ‰. To je maximální podélný sklon povolený pro tratě pražského metra pro používaný typ vlakových souprav.

Ražba delších jednokolejných traťových tunelů metra při těchto sklonech činila již na dřívě realizovaných úsecích metra problémy, především při odtěžení rubaniny kolejovou dopravou. Nebyly k dispozici důlní lokomotivy, které by zajišťovaly dopravu v potřebných objemech a zároveň vyhověly z hlediska báňských bezpečnostních předpisů. To byl také jeden z hlavních důvodů, proč projektant navrhoval na této stavbě v maximálním možném rozsahu dvoukolejně traťové tunely realizované technologií NRTM. Dalším důvodem je nasazení výkonných kolejových mechanismů, pro které je profil dvoukolejného tunelu již „dostatečně veliký“. Při zpracování realizační dokumentace projektant pochopitelně využil všechny zkušenosti, získané při výstavbě dvoukolejného tunelu na trase IVB.

Po uvedení trasy IVC1 do provozu v roce 2004 pokračuje v současné době výstavba 2. etapy IV. provozního úseku trasy C (IVC2). I na této stavbě jsou v ražených traťových úsecích navrženy v maximálním rozsahu dvoukolejně tunely. V současné době je již ražba tunelů úspěšně dokončena. Rádi bychom připomněli náročnou ražbu tunelu mělce pod obytnou zástavbou v traťovém úseku mezi stanicemi Prosek a Letňany (viz. časopis TUNEL 1/2006). V traťovém úseku Ládví – Střížkov byla prováděna ražba tunelu pod mostními objekty nad ulicí Libereckou, kde je vedena kapacitní čtyřproudová komunikace. Ražbě traťového tunelu mezi stanicemi Ládví a Střížkov a zejména podcházení výše uvedených mostů je věnován samostatný článek v tomto čísle časopisu TUNEL.

ŽELEZNIČNÍ TUNELY NA TRANZITNÍCH KORIDOROVÝCH TRATÍCH ČD

METROPROJEKT Praha, a. s. zpracovával v letech 2000 – 2005 všechny stupně projektové dokumentace optimalizace trati Krasíkov – Česká Třebová. V rámci této stavby byly realizovány tunel Krasíkov (délka 1101 m) a tunel Tatenice (délka 143,7 m). Na tuto velmi úspěšnou stavbu, dokončenou v roce 2005, navazuje další optimalizace trati Zábřeh – Krasíkov, kde naše firma zpracovávala realizační dokumentaci dalších tří ražených tunelů. Z nich tunel Malá Huba (délka 324 m) byl dokončen v roce 2005, v současné době je již v provozu i další tunel Hněvkovský I (délka 180 m) a třetí tunel Hněvkovský II (délka 462 m) se dokončuje a bude uveden do provozu v srpnu letošního roku.

Stavbám výše uvedených železničních tunelů bylo v časopisu TUNEL věnováno rovněž několik článků.

STAVBY DÁLNIČNÍCH TUNELŮ

Na stavbách dálnice D8 z Prahy do Drážďan zpracovávala naše firma dokumentaci pro územní řízení, stavební povolení a dokumentaci pro výběr zhotovitele tunelů Radejčín a Libouchec. Tunely Radejčín s délkou západní tunelové trouby 620 m a východní tunel s délkou trouby 610 m jsou součástí stavby 805, tj. průchod dálnice Českým Středohořím. Bohužel díky průtahům s povolením této stavby se její realizace opozdila. V rámci stavby 807, tj. úsek Trmice – státní hranice se SRN jsme zpracovávali projekty tunelů Libouchec, kde je délka západní tunelové trouby 460 m a východní tunelové trouby 420 m. Tato stavba bude dokončena v listopadu letošního roku.

Na stavbě dálnice D5 (Praha – Rozvadov) jsme v rámci dálničního obchvatu Plzně, v letech 1996 až 1997, zpracovávali dokumentaci pro stavební povolení tunelu Valík. S ohledem na malou délku tunelů (cca 300 m) a navazující hluboké zářezy u portálu tunelu jsme navrhli tunel jako dvojici tunelových trub se společnou železobetonovou střední opěrou. Dvě samostatné trouby obvykle navrhované u dálničních tunelů by znamenaly značné zvětšení objemu výkopů v navazujících zářezích. Koncepce byla zachována i při další projektové přípravě této stavby, které se již naše firma neúčastnila. V rámci další projektové přípravy a následně při realizaci byl změněn konstrukční systém střední opěry. Opěra byla původně uvažována jako jednotný prvek definitivního ostění. To bylo změněno na systém primární ostění, 2x mezilehlá izolace s drenážemi a 2x definitivní ostění boků tunelových trub. Jsme přesvědčeni, že původní návrh byl vhodnější.

Také se u tunelu nevyužila příležitost řešit ho bez trvalého drenážního systému. Malá výška hladiny podzemní vody nad klenbou tunelů a konstrukce uzavřeného profilu se spodní klenbou k tomuto řešení vybízejí. Možnost zmíněného řešení byla zřejmá již v roce 1997 na konferenci Podzemní stavby 1996 v příspěvku pánu Kuňáka a Růžičky. Přes naše kritické poznámky je možno konstatovat, že tunel Valík bude koncem letošního roku úspěšně dokončen a uveden do provozu. Občané Plzně i okolního regionu se konečně zbaví nepříjemné zátěže intenzivní tranzitní dopravy na provizorních objezdech.

In contrast with all mined stations of the Prague metro, where the technical services tunnel is positioned at the platform level, this tunnel has the technical services section in a cut-and-cover subsurface concourse. It is connected to the station proper through a technical services shaft. Only spaces necessary as a minimum were maintained at the platform level. Both station concourses are also interconnected through a technical services corridor positioned shallow under the surface. The fact that the 220m² cross-section cavern was successfully excavated in difficult geological conditions, under residential buildings and busy streets with many utility networks is the proof of the design quality. The station final lining structure was awarded by the Czech Concrete Society in 2005 as an outstanding concrete structure in the field of civil engineering structures built in 2003 – 2004.

METRO LINE IV C DOUBLE-TRACK TUNNELS

At the time of design preparation of the construction of the 4th operational section of the Line C – phase 1 (IV C1), the fact that the metro alignment overcomes a difference in the ground level altitude over 100m in this section was crucial for the conception of the running tunnel design. From the Vltava River valley to the level of the northern terrace in the area of Kobylisy and further to Ládví shopping centre, the alignment rises at a nearly 40‰ gradient. This is the maximum longitudinal gradient allowed for Prague metro tracks using the current type of trains.

Excavation of longer single-track running tunnels of metro had caused problems before in case of such gradients, above all in terms of rail-bound hauling of muck. Mine locomotives capable of transporting required volumes and, at the same time, satisfying mining safety specifications were not available. It was one of the main reasons why the designer proposed NATM double-track running tunnels on this section of the line at a maximum extent. Another reason is the possibility to utilise high-performance rail-bound equipment for which dimensions of the double-track tunnel cross section are already sufficient. Naturally, the designer used all experience gained from the excavation of the double-track tunnel on the line IV B when the detailed design was being prepared.

The line IV C1 has been operating since 2004. Currently the construction work is in progress on the phase 2 of the 4th operational section of the line C (IV C2). This construction has also maximum extent of double-track tunnels designed for the mined running tunnels sections. Today the excavation of the tunnels has been successfully completed. We would like to remember the difficult tunnel excavation at a shallow depth under existing residential buildings in the track section between the Prosek and Letňany stations (TUNEL 1/2006). The track section Ládví – Střížkov had to be mined under bridge structures spanning above Liberecká Street, which carries a high-capacity four-lane highway. The excavation of the running tunnel between the Ládví and Střížkov stations and namely the passage under the above-mentioned bridges is dealt with in a separate article in this issue of TUNEL.

RAILWAY TUNNELS ON TRANSIT CORRIDORS OF CZECH RAILWAYS' LINES

In 2000 – 2005 METROPROJEKT Prague a.s. continued to develop all design stages for the optimisation of the railway line from Krasíkov to Česká Třebová. This project contained two tunnels, the 1101m long Krasíkov tunnel and 143.7m long Tatenice tunnel. Another project, the optimisation of the Zábřeh – Krasíkov line, links to this very successful construction. Our company developed the detailed design for other 3 mined tunnels on this project: the Malá Huba tunnel (324m long) completed in 2005, the Hněvkov I tunnel (180m long), which is also already operating, and the Hněvkov II tunnel (462m long), which is being completed and will be opened to traffic in August 2006.

Also the above-mentioned tunnel constructions were dealt with in several articles in TUNEL.

MOTORWAY TUNNEL CONSTRUCTION

Regarding the project of the D8 motorway from Prague to Dresden, our company developed the design documentation for issuance of zoning and planning decision, the final design and tender documentation for the Radejčín and Libouchec tunnels. The Radejčín tunnel, with the western and eastern tunnel tubes 620m and 610m long respectively, is part of construction lot No. 805, i.e. the motorway passage across the České Středohoří mountains. Unfortunately, delays in the process of issuance of the building permit delayed the works. We developed design of the Libouchec tunnel, which is part of construction lot No. 807 (the section from Trmice to the state border with Germany). The western tube of this tunnel is 460m long, the eastern tube length is of 420m. This construction will be finished in November 2006.

Regarding the D5 motorway (Praha – Rozvadov) bypass of Plzeň, we developed the final design for the Valík tunnel in 1996 – 1997. With respect to the short length of the tunnel (about 300m) and adjacent deep open trenches at the tunnel portal, we designed a twin-tube tunnel configuration with a reinforced

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA VIŠŇOVÉ

V letech 1998 až 2002 se na Slovensku v prostoru mezi Žilinou a Vrútkami realizovala průzkumná štola pro připravovaný dálniční tunel Višňové na dálnici D1 (v současné době se uvažuje se dvěma tunelovými tubusy délky 7460 m) v dálničním úseku Lietavská Lúčka – Turany.

Naše firma zpracovávala realizační dokumentaci pro tuto průzkumnou štolu. Celková délka průzkumné štoly je 7480 m. Byla ražena z obou portálů. Ze západní strany (od Žiliny) se razil podkovovitý tvar štoly s plochou výrubu 11,6 m² (rovné dno), respektive 12,9 m² v úsecích se spodní klenbou, technologií NRTM. Ražba probíhala v převážném rozsahu úpadně ve sklonu 2,27 %. Touto technologií bylo vyraženo celkem 3118 m. Z východního portálu (od Vrútek) byla prováděna ražba plnoprofilovým razicím strojem (TBM) o průměru výrubu 3,5 m (plocha výrubu 9,6 m²). Touto technologií bylo vyraženo 4362 m.

Největším problémem ražeb z obou portálů byla podzemní voda. V úseku raženém úpadně NRTM byly přítoky do štoly až 154 l/sec. Po trase štoly byly budovány jímky s výkonnými čerpadly, které sloužily jako přečerpávací stanice. Celkem bylo vybudováno 7 jímek. Jen krátkodobá výluka dodávky elektrické energie v intervalu několika desítek minut znamenala zatopení čelby včetně strojního zařízení.

Ražba z východního portálu (TBM) byla prováděna sice dovrčně, ale přítoky vody, které dosahovaly na čelbě až 120 l/sec s tlakem 3,1 MPa a v celé části této štoly až 420 l/sec, ražbu rovněž velmi komplikovaly. Dalším velkým problémem byly při ražbě TBM poruchové zóny vyskytující se v pásmu vyvěřelých hornin (granodioritů). Zcela zdegradovaná hornina se



Obr. 5 Soustředěné výrony vody v průzkumné štole Višňové

Fig. 5 Concentrated water strikes in the Višňové exploration gallery



Obr. 6 Průzkumná štola Višňové – řezná hlava TBM
Fig. 6 The Višňové exploration gallery – TBM cutterhead

concrete central wall shared by both tubes. Two independent tunnel tubes, which are usually designed in case of motorway tunnels, would have meant significant increase in the volume of excavation of the adjacent open trenches. This concept was maintained even in the further design preparation for this construction, which our company was no more involved in. In this phase and subsequently in the course of the construction works, the structural system of the central support was changed. The support was originally considered as an integrated element of the final lining structure. It was changed to a system consisting of primary lining, 2x intermediate waterproofing with drainage and 2x final lining of the sidewalls of the tunnel tubes. We are confident that this modification was no advance.

Nor the opportunity to design the tunnel without a permanent drainage system was taken advantage of. The small height of the water table above the tunnel crown combined with the fact that the tunnel profile is closed by an invert structure calls for this solution. This option was mentioned as early as 1997 at the conference Underground Construction 1997, in presentations by the authors Kuňák and Růžička. Despite our critical comments, we can state that the Valík tunnel will be successfully completed and inaugurated at the end of 2006. At long last, residents of Plzeň and the surrounding region will be freed of the unpleasant burden by intense transit traffic led along temporary road diversions.

VIŠŇOVÉ EXPLORATION GALLERY

An exploration gallery was driven in the years of 1998 to 2002 in Slovakia, in the area between Žilina and Vrútky, for the Višňové tunnel on the D1 motorway section Lietavská Lúčka - Turany, which was being prepared then (currently 2 tunnel tubes 7460m long are under consideration).

Our company developed the detailed design for this exploration gallery. The total length of the gallery amounts to 7480m. It was driven from both portals. From the western side (from Žilina), a horseshoe shape configuration with the excavated cross-section area of 11.6m² and 12.9m² in sections with a flat bottom and inverted arch respectively, using the NATM. The gallery was excavated mostly on a 2.27% downhill gradient. A total of 3118m was driven using this technique. From the eastern portal (from Vrútky), a 3.5m-diameter TBM was used (excavated cross-section area of 9.6m²). The TBM completed 4362m of the gallery excavation.

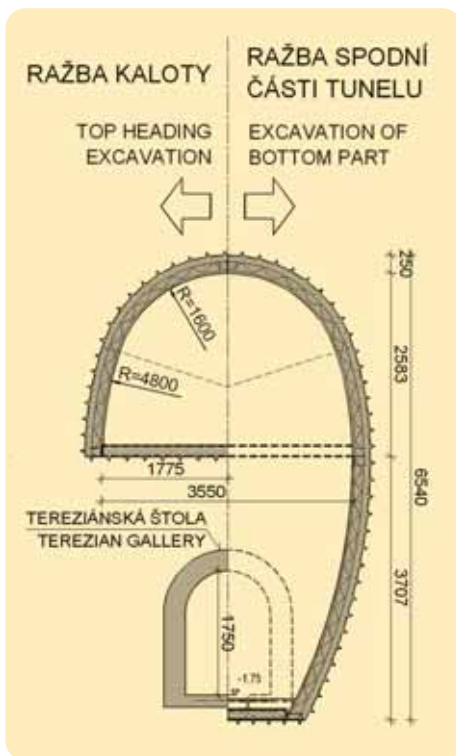
Ground water was the biggest problem of the excavation from both portals. In the downhill driven NATM section, inflows reached even 154 l/s. Sumps, which were built along the route of the gallery, served as intermediate pumping stations. A total of 7 sumps was built in this section. Even a short power supply break not exceeding several tens of minutes meant inundation of the heading, including mechanical equipment.

Despite the fact that the section driven from the eastern portal with the TBM was inclined upwards, it was also seriously complicated by ground water inflows reaching 120 l/s and a pressure of 3.1 Mpa at the excavation face, and up to 420 l/s in the whole length of this part of the gallery. Another significant problem were weakness zones existing in the area of igneous rock (granodiorite). The completely degraded rock changed to soft „custard“ on contact with water. The small diameter of the TBM cutterhead and difficult access in front of the machine were another complication for operations carried out in front of the cutterhead.

The above information itself is sufficient for readers to understand that the work was extremely interesting and very difficult for designers and, above all, for contractors. On behalf of our company we can say that it was great honour for us to participate in this construction and gather lot of experience valuable for our work.



Obr. 7 Průzkumná štola Višňové – ražba TBM
Fig. 7 The Višňové exploration gallery – TBM excavation



Obr. 8 Příčný profil ostění tunelu (průchod valem Prašného mostu)
Fig. 8 Cross-section through the tunnel lining (the passage through the Powder Bridge embankment)

v přítomnosti vody měnila na měkký „tvaroh“. Malý průměr hlavy stroje a obtížný přístup před řeznou hlavou také velmi komplikovaly sanační práce před strojem.

Již z této stručné informace je patrné, že pro projektanty, ale především pro pracovníky zhotovitele stavby to byla mimořádně zajímavá a velmi náročná práce. Za naši firmu můžeme říci, že pro nás bylo velkou ctí se na této stavbě podílet a získat mnoho zkušeností pro naši další práci.

PRAŽSKÝ HRAD – TUNELOVÝ PRŮCHOD VALEM PRAŠNÉHO MOSTU

Tato rozsahem velmi malá stavba, je jak technologií ražby a zajištěním svahů hloubených částí, tak i způsobem provedení vnitřního cihelného ostění, velmi zajímavá. Několika poznámkami a obrázky chceme jen doplnit článek pana Jánského, uveřejněný v čísle 1/2002 v časopisu TUNEL.

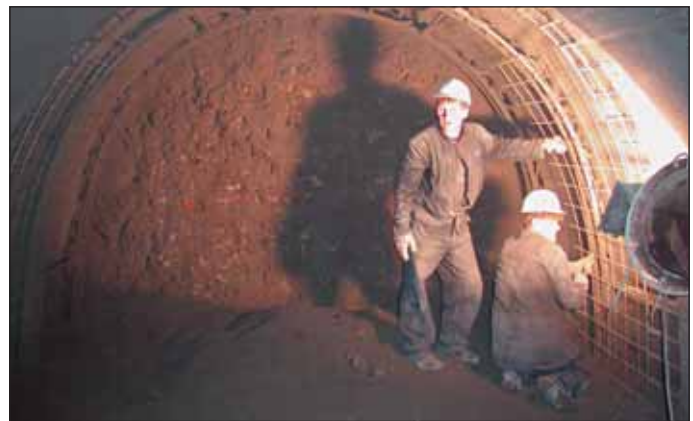
Stavba byla realizována letech 2001 až 2002 a naše firma zpracovávala realizační dokumentaci ražené části tunelu a zajištění svahů v hloubených portálových jamách tunelu.

Tunel má tvar značně převýšené podkovy (obr. 8), ražba byla prováděna horizontálně členěným výrubem. Nejprve byla v celé délce tunelu vyražena kalota s příčným profilem ve tvaru půlkruhu. Potom následovala ražba spodní části tunelu se současným rozebíráním mohutného ostění stávající teresiánské štoly, kterou protéká potok Brusnice. Příčné ocelové nosníky zabudované do dna kaloty a šroubově spojené s patami příhradových oblouků BRETEX, vkládaných do ostění klenby ze stříkaného betonu, byly při prohlubování spodní části tunelu ponechány jako dočasné rozpěry. Nahrazovaly kotvení boků klenby kaloty, protože únosnost kotev v navázkách charakteru suti by byla velmi problematická. Po dokončení ostění spodní části tunelu a vytvrdnutí betonu byly s časovým odstupem demontovány. Zároveň byly sledovány deformace ostění. Nosné jednovrstvé ostění tunelu tvoří stříkaný beton tloušťky 250 mm. Vnitřní velmi elegantní cihelné ostění má pouze charakter obkladu (viz. obrázky v článku profesora Bartáka v TUNELU 1/2005). Proti případným průsakům zejména z bočních mírně zaklenutých stěn je cihelný obklad chráněn profilovanou drenážní fólií, která zajišťuje odvedení průsakové vody do koryta potoka Brusnice vedeného ve dně tunelu.

ZÁVĚR

Z výčtu tunelových staveb zrealizovaných v posledních letech podle projektů firmy METROPROJEKT Praha, a. s., je podle našeho názoru zřejmé, jak jsme zhodnotili dlouholeté zkušenosti z projektování pražského metra na nově budovaných trasách i na jiných tunelových stavbách včetně aplikace moderních tunelářských technologií.

ING. DAVID KRÁSA, e-mail: krasa@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, e-mail: ruzicka@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.



Obr. 9 Ražba kaloty (ditto)
Fig. 9 Top heading excavation (ditto)



Obr. 10 Zdění cihelného obkladu (ditto)
Fig. 10 Erection of the brick lining (ditto)

PRAGUE CASTLE - TUNNEL PASSAGE UNDER THE POWDER BRIDGE EMBANKMENT

This project, small in terms of its extent, is very interesting considering the excavation technique and the method of support of slopes in cut-and-cover sections, as well as the way in which the internal brick lining was erected.

The construction was executed in 2001 - 2002; our company developed detailed design for the mined section of the tunnel and support of slopes in the cut-and-cover portal sections of the tunnel.

The tunnel has the shape of a vertically elongated horseshoe (see Fig. X); a horizontal sequence of headings was used. First the semi-circular top heading passed the whole length of the tunnel. The bench excavation followed, concurrently with dismantling of a mighty liner of the existing Theresian gallery which the Brusnice brook flows through. Transversal steel beams embedded in the bottom of the top heading and bolt-fixed to the legs of BRETEX lattice girders installed in the shotcrete vault lining were left in place as temporary braces in the course of the excavation of the bench. They substituted anchoring of the sides of the vault in the calotte because the capacity of anchors in the embankment material having the character of debris was questionable. They were removed when the lining of the lower part was finished and concrete hardened. At the same time, deformations of the lining were monitored. The structural single-layer lining of the tunnel consists of a 250mm thick layer of sprayed concrete. The elegant internal brick lining has only the character of cladding (see pictures in the article by Prof. Barták in TUNEL 1/2005). The brick cladding is protected against contingent seepage, above all on the slightly vaulted side walls, by dimple sheet waterproofing. It drains seepage water to the Brusnice brook, which flows at the tunnel bottom.

CONCLUSION

It is, in our opinion, obvious from the list of tunnel constructions completed in recent years according to designs developed by METROPROJEKT Praha a.s. that we invested a lot of experience gathered from the years of our work on designs of the Prague metro system in newly built lines and other tunnel constructions, including modern tunnelling techniques.

ING. DAVID KRÁSA, e-mail: krasa@metroprojekt.cz,
ING. JIŘÍ RŮŽIČKA, e-mail: ruzicka@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

RAŽENÝ DVOUKOLEJNÝ TUNEL MEZI STANICEMI LÁDVÍ A STŘÍŽKOV TRASA IVC2 PRAŽSKÉHO METRA MINED DOUBLE-RAIL TUNNEL BETWEEN LÁDVÍ AND STŘÍŽKOV STATIONS ON LINE IVC2 OF PRAGUE METRO

MIROSLAV KOCHÁNEK, JAROSLAV KELÍŠEK

ÚVOD

Stavební oddíl 09, traťový úsek Ládví – Střížkov, navazuje na objekt hloubených obratových kolejí za provozovanou stanicí Ládví (stavební oddíl 08) a končí u hloubené stanice Střížkov (stavební oddíl 10). Hlavním stavebním objektem traťového úseku je ražený dvoukolejný tunel s navazujícím hloubeným tunelem před stanicí Střížkov. Ražený dvoukolejný tunel je dlouhý 975,062 m a hloubený 80,665 m. Celková délka traťového úseku je 1055,727 m. V převážném rozsahu raženého tunelu je osová vzdálenost kolejí 3,70 m. Pouze před portálem obratových kolejí u stanice Ládví se vzdálenost kolejí postupně zvětšuje až na hodnotu 4,66 m.

Výstavba raženého dvoukolejného tunelu byla navržena ze stavební jámy hloubeného úseku SO 08 u západního portálu. Po krátké úpadní ražbě cca 100 m a vybudování sběrné jámy se pokračovalo dovrchně v délce cca 400 m. Současně probíhala úpadní protiražba od východního portálu u stanice Střížkov.

GEOLOGICKÉ POMĚRY ZASTIŽENÉ PŘI RAŽBĚ

Ve stavebním oddílu 09 je vrstevný sled horninového prostředí od povrchu tvořen kvartétními zeminami (včetně navážek) o mocnosti od 1 do 4,5 m. Jedná se většinou o spraše, sprašové hlíny a jílovito-prachovito-písčité hlíny s úlomky hornin, které jsou s mocností 1 až 2 m na bázi sprašového komplexu (S, D+E). Další polohu tvoří slínovce (opuky). Povrch i báze této polohy jsou mírně zvlhčeny; celková její mocnost kolísá od 7 do 11 m. Slínovce jsou různého stupně zpevnění a proměnlivé pevnosti (R2-R3), místy v povrchové zóně zvětrávání mají charakter zeminy pevné až tvrdé konzistence. Hornina je deskovitě až kvádřovitě odlučná, s jedním hlavním subhorizontálním a dvěma subvertikálními systémy puklin. Hustota diskontinuit je střední, v zóně zvětrání až velká. Místy pod polohou vápenců je lokálně vyvinuta poloha prachovců až prachovitých jílovců, která vznikla odvápněním původních jílovitých vápenců.

Pod vrstvami slínovců se nachází poloha světle šedých jílu, které přecházejí do žlutohnědých až žlutošedých jílovců, deskovitě odlučných, s limonitickými krustami a povlaky na trhlinách. Tato vrstva jílovců je prakticky nepropustná, kopíruje zvlhčenou bázi opuk a v celém rozsahu stavebního oddílu 09 má stabilní mocnost cca 6 m.

Níže následují pískovce korycanského souvrství, tvořené polohou glaukonitického jílovitého (drobovitého) pískovce o mocnosti 1 až 2 m v horní části korycanského souvrství. Jeho pevnost je poměrně nízká R4 až R6. Pod vrstvou glaukonitického pískovce je souvrství křemenných pískovců, převážně jemnozrnných až nestejnozrnných. V subhorizontálních vrstvách o mocnosti několika dm až m se střídají polohy s různým slínovcem se nachází bazální křídové souvrství jílu a jílovců se střídáním pískovců, které nebyly průzkumem zachyceny. Jedná se o uhelné jíly s lokálními slojkami uhlí, které mají strop pod kótou 265 m n. m., tj. více než 10 m pode dnem tunelu.

Na bázi slínovců je nesouvislý turomský obzor podzemní vody s mocností 0,5 ± 0,5 m, který nepříznivě ovlivňuje stabilitu hornin. Tento obzor je místy mírně zaklesnut do polohy nepropustných jílovců. Kromě této horní nesouvislé úrovně podzemní vody je v pískovcových polohách vyvinuta druhá (spodní) hladina podzemní vody nad polohou šedočerného jílovce. Výrony podzemní vody do čelby v převážné délce tunelu se pohybovaly v desetínách až několika málo l/s.

INTRODUCTION

Construction lot 09, i.e. the construction section Ládví - Střížkov, links to the cut-and-cover structure of return tracks after the operating Ládví station (construction lot 08) and ends at the cut-and-cover station Střížkov (construction lot 10). The main structure of this track section is the mined double-rail tunnel with the adjoining cut-and-cover tunnel before the Střížkov station. The mined double-rail tunnel and cut-and-cover tunnel is 975.062m and 80.665m long respectively. The total length of the track section is of 1055.727m. Apart from a short section before the portal of the return track at the Ládví station where the distance between track centres grows gradually to 4.66m, the track centre distance of 3.70m is maintained along the whole mined section length.

The double-rail tunnel excavation was designed to be carried out from the construction trench of the cut-and-cover section SO 08, the western portal. After a short about 100m long downhill drive and construction of a collection sump, the tunnel was driven inclined upwards at a length of about 400m, simultaneously with the downhill excavation from the opposite eastern portal at the Střížkov station.

GEOLOGICAL CONDITIONS ENCOUNTERED BY THE EXCAVATION

The sequence of strata found within construction lot 09 starts at the surface by Quaternary loams (including made ground) from 1m to 4.5m deep consisting mainly of loess, secondary loess and clayey-silty-sandy loam with rock debris, which is at a thickness of 1m to 1m found on the base of a loessal complex (S, D+E). The next layer consists of marlstone (cretaceous marl). The surface and base of this layer are slightly undulated; the overall thickness varies from 7m to 11m. The marl is of various degree of consolidation and varying strength (R2-R3), locally, in the upper weathering zone, it has the character of stiff to hard consistency loam. The rock mass exhibits platy to cuboidal jointing with one main sub-horizontal joint system and two sub-vertical systems. The density of discontinuities is medium, even high in the weathering zone. A layer of siltstone to silty claystone developed locally under the limestone layer as a result of decalcification of the original clayey limestone.

Under the marl layers, there is a layer of light grey clay, which transits to yellow-brown to yellow-grey claystone with platy jointing; the joints exhibit limonite crusts and coating. The clay layer is virtually impervious; it copies the undulated cretaceous marl base; its thickness of about 6m is constant within the entire extent of construction lot 08.

Underneath, the Korycany Member shales follow. They are formed by a 1 to 2m thick layer of glauconitic clayey (greywacke-like) sandstone found in the upper part of the Korycany Member. Its strength is relatively very low, R4 to R6. A series of layers of quartzose sandstone, mostly fine grained to inequigranular, is under the glauconitic sandstone. Layers with varying degree of diagenetic consolidation alternate within the several decimetres to several metres thick sub-horizontal layers. Their strength fluctuates between R4 and R5. The locally softer layers are friable and easily decomposing into sand. Spacing of discontinuities is relatively loose, the rock mass exhibits cuboidal to rectangular jointing with two main sub-vertical joint systems nearly perpendicular to each other.

The base of the sandstone consists of basal Cretaceous series of clay and claystone with interlayers of sandstone, which have not been registered by the exploration. It is a matter of coal clay with local minor coal seams having their roof under the elevation of 265.0m a.s.l., i.e. deeper than 10m under the tunnel bottom.

Rock mass stability is unfavourably influenced by a discontinuous 0.5 ± 0.5m thick Turonian groundwater aquifer, which is found on top of the marlstone base. This aquifer is locally slightly wedged into the impervious claystone layer. Apart from this upper discontinuous groundwater level, another (lower) water table has developed in the sandstone layers, above the grey-black claystone layer. The groundwater flows into the heading fluctuated from tenths

Při ražbě dvoukolejného tunelu byly výrubem tunelu postupně zastí- ženy čtyři geotechnické typy hornin odlišných vlastností, a to slínovce (SL), jíly a jílovce (J), glaukonitické pískovce (GL) a křemité pískovce (P). Při úpadní ražbě od východního portálu byl zpočátku výrub ve slí- novcích a klenba zasahovala do zóny navětrání. Jíly a jílovce se vysky- tovaly pouze ve dně. Postupně se výrubní průřez zahluboval do jílovců a asi v polovině úseku se zahloubil do jílovců i vrchol klenby. Součas- ně začal výrubní průřez dnem zasahovat do pískovců, nejdříve do glau- konitických typů, později do křemitých pískovců. Při dovrchní ražbě od západního portálu byl zpočátku celý výrubní průřez zastížen pouze v křemitých pískovcích s nadloží pískovců (včetně glaukonitických) až 4 m. Ve vzdálenosti cca 300 m od západního portálu začala klenba postupně zasahovat do pískovců glaukonitických a nakonec do jílovců.



Obr. 1 Geologický profil tunelu pod mostními objekty
Fig. 1 Geological profile of the tunnel under the bridge structures

RAŽENÝ DVOUKOLEJNÝ TUNEL

Ražený dvoukolejný tunel je dlouhý 975,062 m a představuje největší objekt celého tratěvého úseku. V portálovém úseku u stanice Střížkov byl v délce 112 m navržen základní profil dvoukolejného tunelu pro osovou vzdálenost kolejí 3,7 m s prohloubeným dnem. Důvodem pro prohloubení dna je odpružení kolejového tělesa pro utlumení hluku a vibrací v daném úseku a snížení jejich vlivu na povrchovou zástavbu. V závislosti na stupni odpružení kolejového svršku byly navrženy dva typy prohloubeného průřezu s rozdílnou hloubkou dna pod temenem kolejnice (typ I a II). Tunel dále pokračuje v základním profilu v úseku dlouhém 803,062 m. Před západním portálem dochází k postupnému zvětšování profilu tunelu v souladu s rostoucí osovou vzdáleností kolejí. Na základní profil postupně navazují úseky tunelu délky 25 m pro osovou vzdá- lenost kolejí 3,9 m, 25 m pro osovou vzdálenost kolejí 4,405 m a 10 m pro osovou vzdálenost kolejí 5 m. Všechny průřezy dvoukolejného tunelu mají tvar oválu, jehož rozměry respektují průjezdné průřezy metra a roz- míštění technického vybavení tratěvých tunelů.

Konstrukce ostění dvoukolejného tunelu byla provedena jako dvou- plášťová s mezilehlou fóliovou hydroizolací. Vnější primární ostění je ze stříkaného betonu SB 25, s proměnlivou tloušťkou pláště od 200 mm do 350 mm, v závislosti na skutečně zastížených geologických podmínkách. Hydroizolační fólie a vnitřní ostění se prováděly s velkým odstupem, až po vyražení celého tunelu. Vnitřní ostění je z monolitického železobetu- nu C 25/30 a má minimální tloušťku 400 mm.

Ražba tunelu byla prováděna podle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM). Na základě zatřídění geologa byly zastíženy horniny ve třídách ražnosti 3, 4, 5a1 a 5a2. Rozpojování hornin při ražbě od západ- ního portálu se uskutečnilo výložníkovou frézou Eickhoff 380 s příčnou hlavou. Převažná část úseku se nacházela v křídových křemitých pískov- cích s nadloží vrstvou glaukonitického pískovce s mocností 1 až 2 m, které s postupující ražbou zasahovaly do kaloty. Čelba byla převážně suchá bez vlivu podzemní vody. Rozpojování horniny při protiražbě od východního portálu bylo prováděno pomocí tunelového bagru Schaeff ITC 312. V pevnějších polohách hornin (opuky, pískovce) se v omeze- ném rozsahu používaly trhací práce. Ražba byla prováděna při nízkém nadloží s četnými inženýrskými sítěmi a v komplikovaných geologic- kých podmínkách, s rozvětránými a rozpukanými slínovci v nadloží a měkkými jílovci ve dně. Vzhledem k úpadní ražbě byla čelba ovlivně- na díky relativně propustnému nadloží podzemní vodou.

Technicky nejnáročnějším a nejzajímavějším úsekem byla ražba v místě, kde dvoukolejný tunel podchází v těsné blízkosti pod základy mostů mimoúrovňového křížení ulice Liberecká a Střelná. V rámci

to several l/s along overwhelming part of the tunnel length. Four geotechnical rock types were successively encountered in the course of the double-rail tunnel excavation, i.e. marlstone, clay and claystone, glauconitic sandstone and quartziferous sandstone. The downhill excavation from the eastern portal passed in the beginning through marlstone and the crown extended into the weathering zone. The clay and claystone occurred only at the bottom. The excavated cross section sunk gradually into claystone and, approximately in the middle of the section, even the excavation crown of the arch sunk into the claystone layer. At the same time the bottom of the excavated cross section started to reach into sandstone, first into the glauconitic type, then into quartziferous sandstone. Regarding the uphill excavation from the western portal, in the beginning the entire excavated cross section was found only in quartziferous sandstone with a sandstone cover (including glauconitic sandstone) up to 4.0m thick. At a distance of about 300m from the western portal, the crown of the arch started gradually to extend into glauconitic sandstone and eventually into claystone.

MINED DOUBLE-RAIL TUNNEL

With its length of 975.062m the mined double-rail tunnel represents the largest structure of the entire track section. The basic cross section for the track centre distance of 3.7m with a deepened bottom was designed for the 112m long portal section adjacent to the Střížkov station. The reason for the deepening of the bottom was the need for noise- and vibration-absorbent embedment of the rail track along the particular section so that the noise and vibration impact on the surface buildings were reduced. Depending on the degree of elastic recovery of the rail track, two types of the deepened cross section were designed, differing in the depth of the bottom under the top of rail (type I and II). The tunnel further continues with the basic profile along a section 803.062m long. The tunnel profile starts to gradually grow before the western portal, along with the track centre distance growing. The basic profile changes step by step, starting with a 25m long section designed for the track centre distance of 3.9m, continuing through a 25m long section with the distance of 4.405m, and a 10m long section designed for the track centre distance of 5.0m. The shape of all of the double-rail tunnel cross sections is oval. Their dimensions respect requirements for the clearance profile of metro and for positioning of running tunnel equipment. The structure of the double-rail tunnel lining consisted of two shells with an intermediate waterproofing membrane. The outer primary lining is from shotcrete SB 25 with variable thickness, from 200 to 350mm, depending on actually encountered geological conditions. The waterproofing membrane and inner lining were carried out with a significant delay, when the whole tunnel excavation had been over. The cast in situ C 25/30 reinforced concrete inner lining is 400mm thick as a minimum. The tunnel was driven using the New Austrian Tunneling Method (NATM). According to the classification carried out by a geologist, excavation classes 3, 4, 5a1 and 5a2 were encountered. The excavation from the western portal was carried out using an Eickhoff 380 roadheader with a transversal cutterhead mounted on the boom. Major part of the section was found in Cretaceous quartziferous sandstone with an overlaying layer of glauconitic sandstone 1 to 2m thick, which gradually, with the excavation face advancing, extended into the top heading. The face was mostly dry, unaffected by groundwater. The counter-excavation from the eastern portal was carried out with a Schaeff ITC 312 tunnel excavator. The drill and blast was used to a limited extent in harder layers of rock (cretaceous marl, sandstone). The excavation passed under a shallow cover with numerous utility networks, and in complicated geological conditions with weathered and fractured marlstone and claystone at the bottom. The fact that the tunnel was excavated on a down gradient combined with groundwater seeping through relatively permeable cover affected the excavation face. The technically most difficult and most interesting excavation was in the section where the double-track tunnel passes in close proximity to foundations of bridges of the grade-separated intersection of Liberecká and Střelná Streets. The work on the mined double-rail tunnel also solved the underpinning of central bridge pillars to minimise subsidence resulting from the tunnel excavation, and the method of balancing the subsidence of bridge abutments.

DESCRIPTION OF THE STRUCTURE OF THE BRIDGES BEING PASSED UNDER

The bridge consists of two independent bridge structures. The northern bridge and the southern bridge carry the roadway of Vysočanská Street in the direction toward Ládví and toward Střížkov respectively. There are two traffic lanes 2 x 3.5m plus 3.5m wide pavement on each of the bridges. The road passing underneath, the north-south backbone road, has two pairs of traffic lanes separated by a central reserve, complemented by slip lanes (the total width of 25m). The bridges were designed for the A-class of loading according to ČSN 73 6002 valid at the time of the work on the design.

In the longitudinal direction, the bridge acts as a system with three redundant members, with splayed piers and split hinges at the feet. The load-bearing slab

raženého dvoukolejného tunelu bylo také řešeno podchycení středních mostních podpěr pro minimalizaci poklesů vyvolaných ražbou tunelu a způsob vyrovnání poklesů u krajních mostních opěr.

POPIS KONSTRUKCE PODCHÁZENÝCH MOSTNÍCH OBJEKTŮ

Mostní objekt se skládá ze dvou samostatných mostů. Severní most převádí vozovku ul. Vysočanské směrem do Ládví a jižní most vozovku ul. Vysočanské směrem na Střížkov. Na každém mostě jsou dva dopravní pruhy š. 2 x 3,5 m a chodník š. 3,5 m. Podcházející komunikace – severojižní magistrála – je obousměrná čtyřpruhová se středním dělicím pásem a doplněná připojovacími pruhy o celkové šířce 25 m. Mostní objekty byly navrženy pro zatížení tř. A podle ČSN 73 6002 platné v době návrhu.

V podélném směru působí most jako třikrát staticky neurčitá konstrukce o třech polích se šikmými stojkami a vrubovými kloubu v patkách. Na krajních opěrách je nosná deska uložena prostě na kluzných ocelových ložiskách. Rozpětí mostovky je 10,80 + 24,60 + 10,80 m. Rozpětí v rámových stojkách v úrovni patek je 31,40 m. Deska nosné konstrukce z betonu B 400 je na konci krajních polí 550 mm vysoká s parabolickým náběhem na délku 4,05 m směrem ke středním podporám, kde se zvětšuje na 700 mm. Ve středním poli je uprostřed rozpětí výška nosné desky 600 mm s parabolickým náběhem ke stojkám, kde činí 1000 mm. V podélném směru byla konstrukce plně předepnuta 50 stonovými kabely s 24 F P7. V příčném směru je deska vyztužena ocelí 10 400 A.

Rámové stojky byly rovněž navrženy z betonu B 400. Rámové stojky mají proměnnou šířku i výšku. Klouby jsou vrubové, rovnoběžné s nosnou konstrukcí, vyplněné heraklitem a zalité plastickou asfaltovou zálivkou. Výztuž stojek je z oceli 10 400 A. Základové patky byly navrženy z prostého betonu B 170 a jsou založeny v proměnných výškách s ohledem na příčný spád nosné konstrukce. Horní část základových patek byla provedena z betonu B 330, zároveň s výztuží kloubů z oceli 10 400. Krajní opěry a křídla jsou založeny na železobetonových pilotách 300/300 mm 4,5 m dlouhých na podloží ze zvětralých opuk. Základy opěr jsou z prostého betonu B 135, armované úložné prahy z betonu B 170. Křídla byla celá provedena z prostého betonu B 135. Ložiska na obou koncích jsou kluzná z ocelových plechů.

Na základě přepočtu mostního objektu v roce 1990 (EKOS a. s.) byly stanoveny tyto zatížitelnosti mostní konstrukce: normální 340 kN, výhradní 760 kN a výjimečná 2200 kN. Nejnižší hodnoty zatížitelnosti byly dosaženy v místě styku desky a vzpěry zprava.

PODCHÁZENÍ TUNELU POD MOSTNÍMI OBJEKTY

Při ražbě tunelu pod těmito mosty bez dalších technických opatření by na základě výpočtů mohlo dojít k poklesům terénu až do 40 mm, které stávající mostní konstrukce není schopná přenést. Aby byly tyto poklesy minimalizovány, navrhl projektant podchycení středních podpěr pomocí dvou spráhujících předpjatých železobetonových trámů se soustavou injektovaných mikropilot, jejichž pata dosahovala pod úroveň dna tunelů metra. Spráhující železobetonový trám šířky 1600 mm a výšky 3600 mm propojil základové patky obou souběžných mostů.

Spražení stávajících patek s novým železobetonovým trámem bylo navrženo jednak pomocí trnů z betonářské oceli, jednak třemi předpjatými kabely (lanový předpínací systém OYWIDAG). Trny byly do patek vleповány. Předpínací kabel z lan byl osazen do připravených kabelových kanálků a kotven samosvornými trojdielnými čelistmi kuželovitého tvaru uloženými v kuželových otvorech kotevních objímek. Lana byla po napnutí zainjektována pod tlakem cementovou maltou. Zachycení sil v kotevních oblastech bylo zajištěno doplňkovou výztuží.

Navržená konstrukce spráhla všechny čtyři samostatné základové patky na obou koncích mostu příčným ztužujícím nosníkem tak, aby došlo k vyrovnání nerovnoměrnosti poklesů vnitřních patek při ražení přenesením přetížení do vnějších patek a systému mikropilot, který zajistil bezpečné přenesení sil ze ztužujícího nosníku do podloží mimo oblast horninového prostředí spolupůsobícího s primárními ostěními. Při navrženém způsobu podchycení mostů vyšlo výpočtem sedání vnitřních podpěr maximálně do 8 mm.

Krajní opěry nebylo možné podchytit kvůli jejich nepřístupnosti pro mechanizaci, vysoké finanční náklady a při zachování dopravy na mostech. Proto bylo navrženo vyrovnávání poklesů pomocí hydraulických lisů osazených mezi opěry a spodní část mostní desky a pomocí plechů potřebné tloušťky, vkládaných mezi dolní a horní části ložiska. Lisy byly vloženy mezi ocelové prvky přikotvené ke stávajícím opěrám a protilehlé ocelové prvky kotvené do spodní části mostní desky. Ocelové prvky byly na mostní konstrukci připevněny pomocí lepených šroubů.

Další opatření pro snížení poklesů mostních objektů byla přijata při ražbě tunelu pod mosty v délce 80 m. Postupy a vystrojovací prostředky byly při ražbě navrženy tak, aby docházelo k minimálnímu vzniku deformací

is supported by abutments freely, resting on steel sliding bearings. The bridge deck length is of 10.80 + 24.60 + 10.80m spans. The span between the bottoms of the frame piers is of 31.40m. At the ends of the side spans, the B 400 concrete load-bearing slab is 550mm thick; a 4.05m long parabolic haunch toward the central piers increases the thickness to 700mm. The load-bearing slab thickness at the mid point of the central span is of 600mm. It grows via parabolic haunches to 1000mm at the piers. The structure was fully pre-tensioned by 50 pieces of 100-ton tendons with 24 F P7. Transversally, the slab is reinforced with rebars, steel grade 10 400 A. The frame piers were also designed from B 400 concrete. The frame piers have variable width and height. The split hinges are parallel with the load-bearing structure, filled with wood wool and plastic asphalt sealant. Steel grade 10 400 A was used for the reinforcement of the piers. Pad footings were designed from unreinforced B 170 concrete. They are founded at various levels, with respect to the transversal inclination of the load-bearing structure. The upper parts of the pad footings were cast using B 330 concrete, together with the reinforcement of the joints using steel grade 10 400. The abutments and wings are founded on 4.5m long reinforced concrete piles 300/300mm, on the sub-base consisting of weathered cretaceous marl. Foundations of the piers are from B 135 unreinforced concrete; the bridge pier caps are from reinforced concrete B 170. The wings are from unreinforced concrete B 135. The bearings are of the sliding type, from steel plates, on both ends. The following values of allowable bridge structure loading were determined on the basis of recalculation of the bridge carried out in 1990 (EKOS a.s.): normal 340 kN, exclusive 760 kN and exceptional 2200 kN. The lowest values of allowable loading were achieved at the contact between the slab and the pier from the right side.

TUNNEL PASSAGE UNDER BRIDGE STRUCTURES

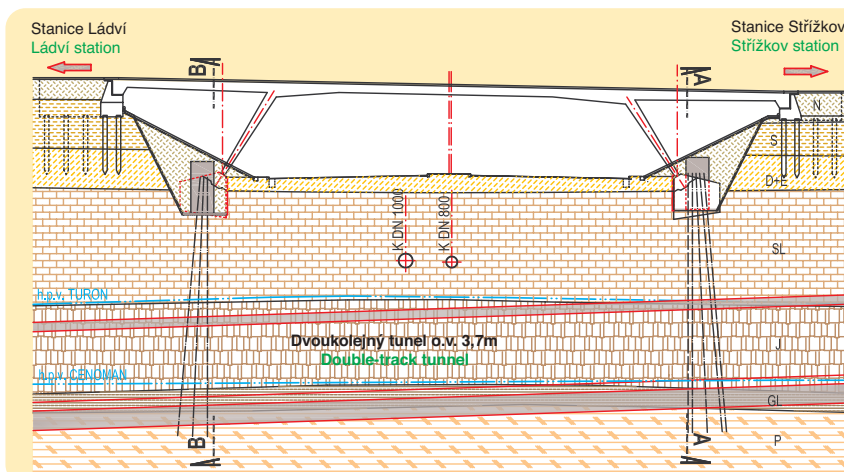
Calculations proved that there was a possibility that surface subsidence up to 40mm, which could not be withstood by the existing bridge structure, could have occurred during the tunnel excavation under the above-mentioned bridges without additional technical measures. To minimise the subsidence, the designer proposed a system of underpinning the central piers by two integrating pre-tensioned reinforced concrete beams with a system of grouted micropiles having their toes under the metro tunnel bottom level. The integrating reinforced concrete beam (1600mm wide and 3600mm high) connected pad foundations of the two parallel bridges.

The composite action of the existing pad footings and the new reinforced concrete beam was designed to be secured using dowels from concrete reinforcement bars plus three pre-tensioned tendons (a DYWIDAG tendon pre-tensioning system). The dowels were glued in the pad footings. The stranded pre-tensioning tendon was inserted into prepared cable ducts and anchored with conical three-part self-gripping chuck jaws installed in conical holes in U-straps. The tendon ducts were filled with grout when the tensioning of tendons had been finished. The anchoring area was reinforced by additional rebars to be able to carry the forces.

The designed structure integrated all of the four independent pad footings at both ends of the bridge by a transversal reinforcing beam, which ensured balancing of uneven subsidence of internal pad footings during the excavation by transfer of the surcharge load to the external pad footings and to the micropile system, which provided safe transfer of the forces from the reinforcing beam to the sub-base, outside the rock environment which displays composite action with the primary lining. The calculation of the subsidence of the internal abutments in the case of the designed method of underpinning resulted in a maximum value of 8 mm.

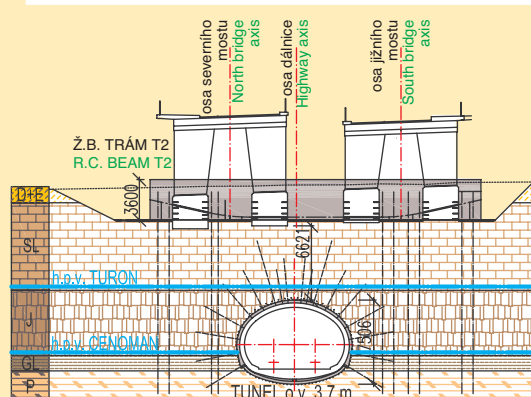
It was impossible to underpin the side abutments because of impossible access for equipment, high cost and necessity to maintain the traffic on the bridges. For that reason a system of balancing the subsidence by means of hydraulic presses installed between the abutments and the lower part of the bridge slab and steel plates of required thickness inserted between the lower and upper parts of the bearing was designed. The presses were installed between steel elements anchored to the existing abutments and opposite steel elements anchored to the lower part of the bridge slab. The steel elements were fixed to the bridge structure with glued bolts.

Another measures designed to reduce the subsidence of the bridge structures were adopted during the course of the driving of the 80m long tunnel section under the bridges. The procedures and means of support were designed to ensure minimum development of deformations of the surrounding rock mass. The excavation proceeded according to the modified excavation class 5a1 specification, using some elements designed for class 5a2. This concerns namely the maximum length of unsupported excavation advance of 1m, utilisation of self-drilling rock-bolts for anchoring, closer spacing of 4m long spiles, increased thickness of consolidation spray applied to the exposed surface, face support by shotcrete in each excavation round, etc. The invert excavation and closing of the primary lining ring took place at a distance of 4 – 6 m from the excavation face. The behaviour of the

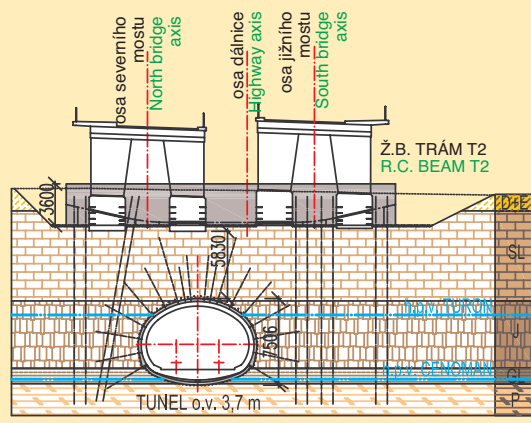


Obr. 2 Podélný řez osou tunelu pod mostními objekty
Fig. 2 Longitudinal section on the tunnel centre line
under the bridge structures

Obr. 3 Příčný řez v místě mostních podpěr Střížkov
Fig. 3 Cross section at the bridge
abutments on the Střížkov side



Obr. 4 Příčný řez v místě mostních podpěr Ládví
Fig. 4 Cross section at the bridge
abutments on the Ládví side



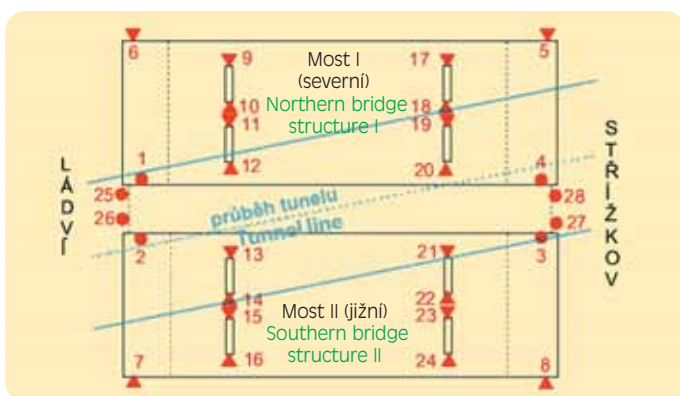
okolního horninového prostředí. Ražba postupovala podle modifikované technologické třídy 5a1 s využitím některých prvků podle TT 5a2. Týká se to zejména max. délky nevstrojeného záběru 1 m, používání samozávrtných svorníků pro kotvení, zhuštění jehel dl 4 m, zesílení tloušťky konzolizačního nástřiku výrubu, zajištění čelby stříkaným betonem po každém záběru atd. Dobírka dna a uzavření prstence primárního ostění byly prováděny na vzdálenost 4 – 6 m od čela výrubu. Chování čela při ražbě tunelu v poloze jílovců bylo ověřeno monitoringem před příchodem ražby pod patky mostu. Při ražbě pod kanalizačními sběrači uprostřed ulice Liberecké bylo nutno postupovat se zkráceným kotvením klenby ve vrcholové části, aby nedošlo k navrtání stok. Celý úsek byl ražen s omezením trhačích prací, případně s vyloučením trhačích prací pod kanalizací.

Při ražení tunelu bylo bezpodmínečně nutné stálé sledování deformací mostní konstrukce přesnou nivelací. Na základě těchto měření bylo potom rozhodnuto o vyrovnávání poklesů u krajních opěr pomocí hydraulických lisů a rektifikačních plechů vkládaných do ložisek. Max. přípustná nerovnoměrná deformace činila dle provedeného statického výpočtu 5 mm. Uvedené sledování bylo zajištěno formou geomonitoringu.

MONITORING

Monitoring byl navržen na základě stavební dokumentace mostu a technické prohlídky. Na operách, podpěrách a roznašecích trámech bylo osazeno po 14 nivelačních bodech pro každý směr dle schématu. Souběžně probíhalo v tunelu sledování konvergenčních profilů, doplněné o měření kontaktních napětí. Celý monitoring byl na povrchu ještě rozšířen o inklinometrické vrty, extenzometrický profil a terénní nivelační profil.

Monitoring mostu probíhal dle realizační dokumentace. Při ražbě tunelu v úseku 40 m před mostem a za mostem („ochranné pásmo“) bylo prováděno denní měření poklesů na výše uvedených bodech. Časový interval (2. 2. 2005 – 14. 3. 2005) reprezentoval postup ražby v ochranném pásmu mostu. Vlastní měření bylo velice náročné jak na přesnost, tak i na časový průběh vč. zpracování a vyhodnocení. Časovou náročnost vlastního měření zvyšovaly hlavně požadavky na přesnost naměřených hodnot, protože 5mm vzájemný posun dvou bodů znamenal nutnost okamžitého provedení výškové rektifikace opěr. Naměřené hodnoty jsou zobrazeny na příložených grafech. Maximální naměřený pokles na podpěrách byl 7,5 mm, maximální nerovnoměrné sednutí v rovině podpěr bylo zaznamenáno $7,1 \times 10^{-5}$. Průběh sedání je graficky znázorněn na obr. 6, kde je ilustrativní graf časového průběhu sedání severního mostu.



Obr. 5 Schéma umístění nivelačních bodů
Fig. 5 Layout of levelling points

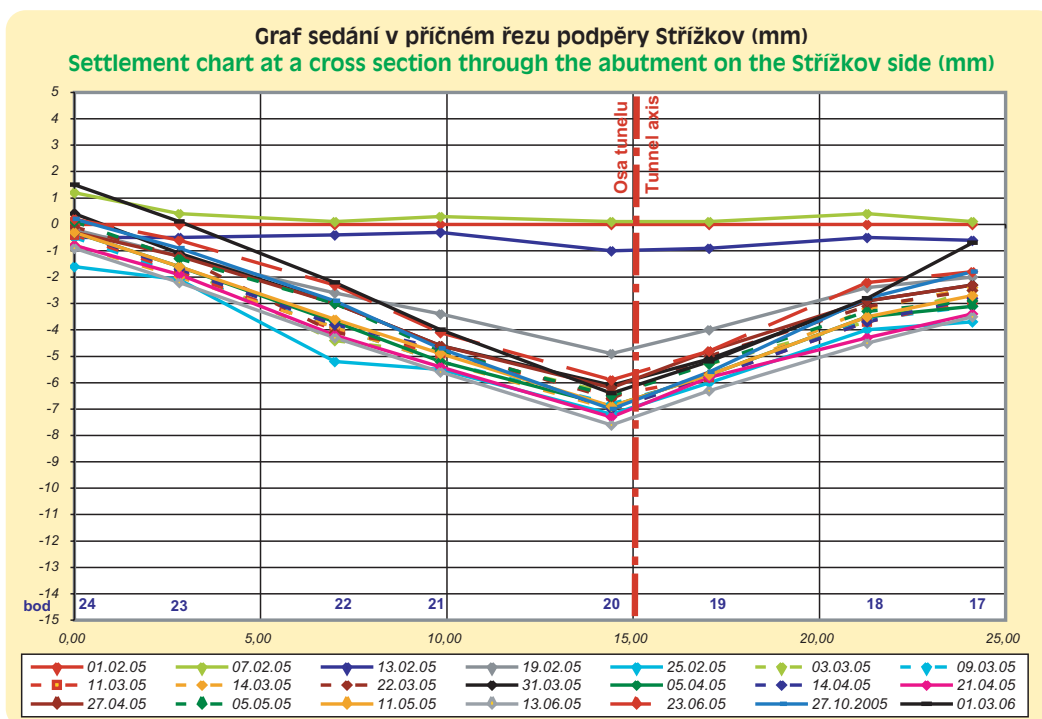
face during the tunnel excavation through the claystone layer was verified by monitoring before the arrival of the excavation under the pad footings of the bridge. Shortened anchoring had to be used at the tunnel crown in the course of the excavation under trunk sewers in the middle of Liberecká Street to prevent the sewers from being damaged by drilling. The entire section was driven with limitation of the blasting or without blasting under the sewers.

Continuous monitoring of deformations of the bridge structure by precise levelling was unconditionally necessary during the tunnel excavation. Decisions on compensation of subsidence at the side abutments with hydraulic presses and rectification steel plates were made on the basis of the measurements. The maximum differential settlement allowable according to the structural analysis amounted to 5mm. The above-mentioned observation was provided in the form of geomonitoring.

MONITORING

Monitoring was designed on the basis of the bridge design and a condition survey. Levelling points were installed on the abutments, piers and spread beams: 14 pieces for each direction according to the layout scheme. Monitoring of convergence profiles supplemented by measurement of contact stresses was carried out simultaneously. The complete monitoring system was extended on the surface by inclinometer boreholes, an extensometer profile and a surface levelling profile.

The bridge monitoring was carried out according to the detailed design. Daily measurement of subsidence of the above-mentioned points was performed during the excavation of a section which started 40m before the bridge and ended 40m behind (“a protected zone”). The progress of the excavation in the protected zone was represented by the time interval (2.2.2005 – 14.3.2005). The measurement proper was very demanding both in terms of accuracy and progress with time, including the processing and assessment. The consumption of time by the measurement proper rose mainly due to requirements for accuracy of the measured values because a 5mm displacement of two points against one another meant a necessity for immediate rectification of the elevations of the abutments. The measured values are presented in the charts enclosed. The



Obr. 6 Poklesová kotlina v místě podpěr Strážkov
Fig. 6 Settlement trough at the abutments on the Strážkov side

maximum subsidence measured on the abutments was of 7.5mm, the maximum recorded value of the differential subsidence in the plane of the abutments amounted to 7.1×10^{-5} . The development of settlement is displayed graphically in Fig. 4 showing a graph of the development of settlement of the northern bridge.

The subsidence measured on the side abutments was higher by 14mm (maximum). Because the limit values of differential settlement determined by the structural engineer were reached at the abutments, the differences in elevations of the bridge deck were subsequently rectified.

The rectification was carried out stepwise, in two phases: first, in accordance with the position of the tunnel excavation face, on the abutment at the Strážkov end of the bridge where the point No. 4 was lifted 4.86mm.

V místě krajních opěr byl zaznamenán pokles vyšší, a to až 14 mm. Protože v místě opěr byly dosaženy statikem stanovené limitní diference poklesů, byla následně provedena rektifikace a dorovnání výškových rozdílů mostovky.

Rektifikace byla prováděna postupně ve dvou fázích. Nejprve v souladu s polohou čelby raženého tunelu v místě opěry na strážkovském předmostí, kde bylo v první fázi provedeno vyrovnání u bodu 4 o 4,86 mm. Protože poklesy mostní opěry dále pokračovaly, bylo s měsíčním odstupem provedeno druhé vyrovnání poklesů o 3,84 mm. Tato druhá fáze rektifikace se časově shodovala s první fází rektifikace u předmostí dáblického, kde bylo provedeno vyrovnání o 5,67 mm. Kvůli doznění sedání nebyla druhá fáze rektifikace na dáblickém předmostí již realizována.

Vlastní rektifikace byla prováděna pomocí hydraulických lisů přes roznášecí desky a konzoly vybudované v předstihu, v rámci zajišťovacích prací podpěr. Protože byla nutná plynulá regulace změny rozdílů a nivační měření bodů kvůli své časové náročnosti bylo nepoužitelné, byla na opěrách a mostovce provedena fixace měřicích bodů pro sázecí deformometr. Sázecí deformometr je vybaven setinnými digitálními mikrometry s rozsahem +/- 5,5 mm. Při rektifikaci byl prováděn kontinuální odečet na přiloženém deformometru a podle rychlosti a velikosti posunu bodů na opěře a mostovce byly korigovány zvedací síly jednotlivých lisů. Rektifikace sama o sobě trvala vždy přibližně 1 – 1,25 h. Bez použití deformometru a při závislosti na geodetickém měření by operativní rektifikace byla neproveditelná.

ZÁVĚR

Realizovaná opatření pro snížení velikosti a nerovnoměrnosti poklesů předpjatých železobetonových mostů mimoúrovňového křížení ulice Liberecké a Střelnické byla velmi účinná. Při ražbě tunelu pod mosty bez zajištění byly výpočtem předpokládány poklesy terénu až do 40 mm. Pro stejný případ byl predikcí výsledků geomonitoringu z ražby předchozího úseku předpokládán pokles v místě založení mostů do 30 mm. Zajištění vnitřních podpěr a způsob rektifikace mostní desky u krajních opěr mostu byly proto navrženy tak, aby byly vyloučeny nerovnoměrné poklesy a aby velikosti poklesů byly minimalizovány. Při navržném způsobu podchyzení mostů byly vypočteny velikosti poklesů vnitřních podpěr maximálně do 8 mm. Při realizaci tunelu byly potom přesnou nivelací zjištěny skutečné maximální poklesy těchto podpěr 7,5 mm. Největší poklesy u krajních podpěr, které nebylo možné pro technickou náročnost, vysoké finanční náklady a bez vyloučení dopravy na mostě podchytit, dosáhly velikosti do 14 mm. Na těchto opěrách byly v průběhu ražby provedeny výškové rektifikace mostní desky u ložisek, aby vzájemný pokles sledovaných bodů činil max. 5 mm. Předpoklady projektanta dobře korespondovaly se skutečností a navržené technické řešení zajištění mostu při podcházení tunelu bylo správné.

ING. MIROSLAV KOCHÁNEK, e-mail: kochanek@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

ING. JAROSLAV KELÍŠEK, e-mail: jkelisek@iol.cz

Because the bridge abutment continued to sink, another rectification was carried out after a month, with a difference of 3.84mm removed. The time of this second rectification phase was identical with the time of the rectification of the Ďáblice end of the bridge where the difference in elevation of 5.67mm had to be balanced. The second rectification phase at the Ďáblice end of the bridge did not take place because the further development of settlement faded away.

The rectification proper was carried out using hydraulic presses, via spread plates and support brackets constructed in advance, in the framework of the work on the underpinning of the piers. Because of the necessity for smooth regulation of the changes in differences and the fact that levelling of the measurement points was inapplicable due to the high consumption of time, measurement points for a striding deformation meter were fixed to the abutments and bridge deck. The striding deformation meter is equipped with centigrade scale digital micrometers with the measuring range +/- 5.5mm. Continual reading of the deformation meter was carried out during the rectification; the lifting forces of individual presses were adjusted according to the velocity and magnitude of displacement of the points on the abutment and bridge deck. The rectification itself took always approximately 1-1.25h. Without application of the deformation meter, i.e. in the case of dependence on surveyors, the process of operative rectification would have been infeasible.

CONCLUSION

The measures implemented with the aim of reducing the magnitude and irregularity of subsidence of the pre-tensioned reinforced concrete bridges of the grade-separated intersection of Liberecká and Střelnická Streets were very effective. The surface settlement values determined by calculation for the tunnel excavation passing under the bridges without underpinning reached up to 40mm. Those values (settlement under the bridge abutments) determined by prediction based on results of geomonitoring of the excavation of the previous section amounted to 30mm. This was the reason why the support of internal abutments and the method of rectification of the bridge deck at the side abutments were designed in a manner preventing excessive differential settlement and minimising the magnitude of settlement. The values of subsidence of the internal abutments calculated for the designed method of underpinning of the bridges amounted to 8mm as a maximum. The actual maximum subsidence of the abutments measured by precise levelling in the course of the tunnel excavation amounted to 7.5mm. The largest subsidence values at the side abutments, which could not be underpinned because of technical problems, the high cost and impossibility to interrupt traffic on the bridge, reached up to 14mm. The elevations of the bridge deck were rectified on these abutments, at the bearings, during the course of the excavation so that the difference between the settlement values were less than 5mm. The designer's assumptions well corresponded with reality; the designed technical solution of the bridge support during the passage of the tunnel underneath was correct.

ING. MIROSLAV KOCHÁNEK, e-mail: kochanek@metroprojekt.cz,
METROPROJEKT Praha, a. s.

ING. JAROSLAV KELÍŠEK, e-mail: jkelisek@iol.cz

GEOTECHNICKÝ MONITORING NA TUNELECH NOVÉHO SPOJENÍ NEW CONNECTION TUNNELS – GEOTECHNICAL MONITORING

MILAN KÖSSLER, JOSEF TESKA

ÚVOD

Stavba Nové spojení Praha hl. n., Masarykovo n. – Libeň, Vysočany, Holešovice (dále jen Nové spojení) je dopravní linií stavbou umístěnou v intravilánu hlavního města Prahy. Slouží potřebám dálkové, příměstské a městské osobní železniční dopravy. Cílem stavby je zkapacitnění přírodní tratě do žst. Praha hl. n. ze směrů Praha-Libeň, Praha-Vysočany a Praha-Holešovice, zapojení žst. Masarykovo n. do systému příměstské a městské železnice a následná modernizace západní části žst. Praha hl. n.

Jedním z mnoha objektů stavby jsou dva dvoukolejné tunely a portálové úseky. U nich naše firma provádí komplexní geotechnický monitoring pro investora stavby – Správa železniční dopravní cesty, státní organizace (SŽDC).

Oba tunely jsou vedeny v podélné ose vrchu Vítkova a mají následující základní parametry:

Délka ražené části severního tunelu – 1 150,64 m

Délka ražené části jižního tunelu – 1 251,00 m

Ve směru ražby (od východu k západu) je tunel veden v celé délce úpadně, ve sklonu 3,3 ‰.

Šířka obou tunelů je 12,8 m, výška 9,5 m a plocha výrubu 96 m².

Maximální výška nadloží: 42 m, minimální: 12,5 m (oblast vjezdového portálu).

Tunely jsou raženy dle zásad NRTM, tj. metody, při které se maximálně využívá samonosnost horniny v měře, která je deformačně únosná pro povrch a nadzemní, příp. podzemní stavební konstrukce.

ZASTIŽENÉ INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ POMĚRY

V předmětném území byly doposud stavebními aktivitami zastíženy horniny šáreckého a zejména dobrotivského souvrství, které jsou středněordovického stáří – reprezentují stupně llarvin a dobrotiv.

Šárecké souvrství bylo zastíženo při stavbě východního portálu a ve východní části ražených úseků. Tento typ hornin je v oblasti vyvinut monotónně ve faciích černošedých jílovitých až písčitých, bituminózních břidlic. Plochy diskontinuit jsou rovinné, sevřené a drsné. Horniny jsou poměrně pevné a kompaktní s deskovitou až lavicovitou odlučností a vyžadují trhavinové rozpojování, či rozpojování těžkou technikou.

Postupně (dále na západ) byly šárecké vrstvy vystřídány **dobrotivským souvrstvím**, které je charakteristické střídáním dvou litofacií – facií skaleckých křemenců a facií dobrotivských břidlic.



Obr. 1 Pohled na provizorní východní portál
Fig. 1 View of the temporary East Portal

INTRODUCTION

The project „New Connection of Prague Main Station, Masarykovo Station – Libeň, Vysočany, Holešovice“ (hereinafter referred to as „New Connection“) is a transit line construction positioned in the built-up area of the City of Prague. It serves the needs of long-distance, suburban and urban railway traffic. The aim of the project is to provide capacity railway connection to Prague Main Station from the directions of Prague Libeň, Prague Vysočany and Prague Holešovice, incorporation of Masarykovo Station into the system of suburban and urban railway, and subsequent upgrading of the western part of Prague Main Station.

One of many structures of the project “New Connection” is a couple of double-rail tunnels with their portal sections. Our company has been carrying comprehensive geotechnical monitoring of the tunnels for the owner, Správa železniční dopravní cesty, státní organizace (SŽDC).

Both tunnels run along the longitudinal axis of Vítkov hill. Basic parameters of the tunnels are as follows:

The length of the mined part of the northern tunnel – 1150.64m

The length of the mined part of the southern tunnel – 1251.00m

The entire length of the tunnel is driven in the east-west direction, on a down gradient of 3.3‰.

Both tunnels are 12.8m wide and 9.5m high; excavated cross-section area is of 96m².

Maximum depth of overburden: 42m; minimum depth: 12.5m (at the entrance portal).

The tunnels are driven using principles of the New Austrian Tunneling Method (NATM), i.e. a method which uses self-supporting capacity of rock to a maximum degree which is acceptable for the surface and surface or underground structures in terms of deformations.

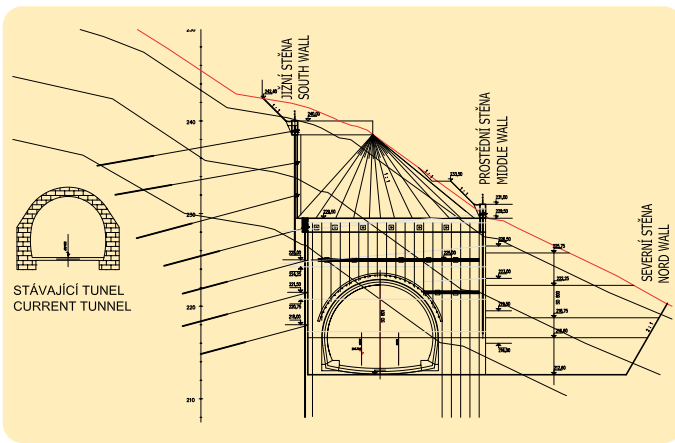
ENGINEERING GEOLOGICAL CONDITIONS ENCOUNTERED

The construction activities have still encountered rock belonging to the Šárka and Dobrotiv Members, which are of Middle Ordovician age; these members are represented by the llarvin and Dobrotiv stages.

The Šárka Member was encountered in the course of the construction of the East Portal and in the eastern part of the mined sections. This rock type developed by monotonous sedimentation in a facies of black-grey clayey to sandy bituminiferous shales. Discontinuity surfaces are planar, closed and rough. The rock is relatively strong and compact, with tabular to bedded jointing. It requires drill and blast techniques or breaking with heavy equipment.

Gradually (further to the west) the Šárka Member was replaced by **the Dobrotiv Member**, which is characterised by alternation of two lithofacies, i.e. the Skalec Quartzite facies and the Dobrotiv Shale facies. The Skalec Quartzite found in the massif of Žižkov is characterised by alternation of tables/beds of whitish, ochre to red coloured quartzose sandstone (incorrectly but traditionally marked as quartzite) and interlayers of schistose bedded sandy micaceous sandstone, siltstone and claystone, which can be greyish, dark grey but also black colour associated with high degree of Corg. Average thickness of the interlayers amounts to several dm. The quartzite is medium fractured, locally tectonically faulted. Discontinuity surfaces are closed, rough, mostly limonitised and hematitised. The shale is mostly quartziferous, grey to grey-black, locally coloured with limonite and hematite. The shale is abundantly finely micaceous, laminated.

The tunnel alignment is situated in parallel to the Prague Fault. This situation is associated with sporadic tectonic disturbances. A crossing of the Prague Fault (striking in ENE – WSW direction, dipping about 50 – 60° SW) with a significant tectonic fault (striking in NW – SE direction, dipping about 45° SW). This faulting is even visible in the 1:25000 geological map (Straka et al. 1985). An inclinometer borehole above the East Portal was situated to this marked tectonic line.



Obr. 2 Příčný řez portálovou konstrukcí
Fig. 2 Cross section through the portal structure

Skalecké křemence jsou v masivu Žižkova charakterizovány střídáním desek až lavic bělavých, okrově či červenavě zbarvených křemitých pískovců (nesprávně, ale tradičně označovaných jako křemence) a vložek břidličnatě zvrstvených písčitých slídnatých pískovců, prachovců a jílovců, které mohou mít šedavé, tmavě šedé, ale i černé zabarvení spojené s vysokým obsahem Corg. Průměrná mocnost vložek činí několik dm. Křemence jsou středně rozpukané, místy tektonicky porušené. Plochy diskontinuit jsou sevřené, drsné, převážně limonitizované a hematizované.

Břidlice jsou převážně prokřemenělé, šedé až černošedé, místy zbarvené limonitem a hematitem. Břidlice jsou hojně jemně slídnaté, laminovaně vrstevnaté.

Trasa tunelů je situována paralelně s Pražským zlomem, což s sebou přináší občasně tektonické poruchy. V oblasti východního portálu došlo ke křížení Pražského zlomu (směr VSV – ZJZ, sklon cca 50 – 60° k JZ) a výrazné tektonické poruchy (směr SZ – JV, sklon cca 45° k JZ). Tato porucha je patrná i z geologické mapy 1:25000 (Straka et al. 1985). Do této výrazné tektonické linie byl situován i inklinometrický vrt nad východním portálem.

STRUČNÝ POPIS DOSUD PROVEDENÝCH STAVEBNÍCH PRACÍ

Stavební práce začaly na podzim roku 2004 hloubením provizorního východního (výjezdového) portálu (SO 803). Portál je situován v příkrém severovýchodním svahu vrchu Vítkova, 15 m pod nynějším portálem jednokolejného Žižkovského tunelu mezi dvěma provozovanými železničními tratěmi, které přivádějí vlaky na hlavní a Masarykovo nádraží. Omezený prostor a strmost svahu předurčily mimořádné parametry tohoto portálu. Jeho délka je cca 125 m, šířka 37 m a největší výška portálové konstrukce je asi 30 m.

Portálová stavební jáma byla budována ve dvou etapách, které jsou odděleny výškovou úrovní 228 m. Odtěžování masivu probíhalo po výškových úrovních 3,5 m. Konstrukce sestává z vrtaných ocelových mikropilot Tr108/16 mm, které jsou po výšce opatřeny kotvenými převážkami v roztečích 3,5 m. Kotvy jsou šesti- a čtyřpramencové (předpínací síly 470 a 720 kN), dl. kotev 10 až 22 m. Vrcholy stěn horní i spodní úrovně jsou opatřeny tuhým železobetonovým kotveným prahem, do kterého jsou upnuty hlavy mikropilot. Celá stěna je zastříkána betonem SB20 tl. 20 cm s vloženou ocelovou KARI sítí.

Po dobudování portálových konstrukcí byla pod ochranou mikropilotového deštníku (Tr 108/16 mm, dl. 15 m) zahájena z východní strany ražba tunelů. V květnu 2005 byla slavnostně otevřena ražba jižní tunelové trouby (JTT) a v měsíci srpnu severní tunelové trouby (STT). Pro ražbu pod vrchem Vítkov byly projektantem navrženy 4 typy technologických tříd – III, IVa, IVb a Va. Třída Va je do nejneprůzračnějších inženýrskogeologických poměrů a do složitých technických úseků. Byla použita právě v příportálových úsecích z důvodu stabilní ochrany subtilního mezilehlého horninového pilíře. Této třídě náleží vertikální i horizontální členění výrubu, metrový záběr a nejmasivnější vystrojení včetně protiklenby v počvě. Třída III je naopak používána v příznivých poměrech, je

BRIEF DESCRIPTION OF TO DATE COMPLETED CONSTRUCTION WORK

Construction work started in the autumn 2004 by excavation of the temporary (exit) East Portal (SO 803). The portal is situated in a steep northeastern slope of Vítkov hill, 15m under the portal of the existing Žižkov tunnel, between two operating railway tracks which carry trains to Main Station and Masarykovo Station. The confined space and steepness of the slope predetermined the extraordinary parameters of this portal. It is about 125m long, 37m wide, and the biggest height of the portal structure is about 30m.

The construction pit for the portal was built in two stages, which are separated by the elevation of 228m. The massif was excavated in steps – 3.5m high benches. The structure consists of bored micropiles (steel pipes 108/16mm) provided with anchored walers installed at 3.5m spacing. The 10 to 22m long anchors have six and four strands (pre-stressing forces of 470 and 720 kN). The top of the pile walls supporting the upper and lower levels are provided with a stiff, anchored reinforced concrete capping piece, which the heads of anchors are fixed in. The entire wall is covered with a 20cm thick layer of shotcrete SC20 with KARI mesh.

When the portal structures had been finished, the tunnel excavation started from the eastern side, under the protection by a micropile umbrella (pipes 108/16mm, 15m long). The ceremonial commencement of excavation of the southern tunnel tube (STT) and northern tunnel tube (NTT) took place in May 2005 and August 2005 respectively. The designer designed 4 types of technological classes (III, IVa, IVb and Va) to be applied to the excavation under Vítkov hill. Class Va is for the least favourable engineering geological conditions and sections complex in terms of technology. It was used particularly in the portal sections with respect to the need to protect stability of the subtle intermediate rock pillar. This class specification contains a combination of vertical and horizontal excavation sequences, one-meter round length and the most massive support elements, including an invert. To the contrary, class III is used in favourable geology. It is divided into two sequences, i.e. top heading and bench, the round length is of two metres, and the support elements are subtler. May 2005 also saw the start up of construction work on the West Portal. This portal is also situated in a steep slope, which inclines north-west.

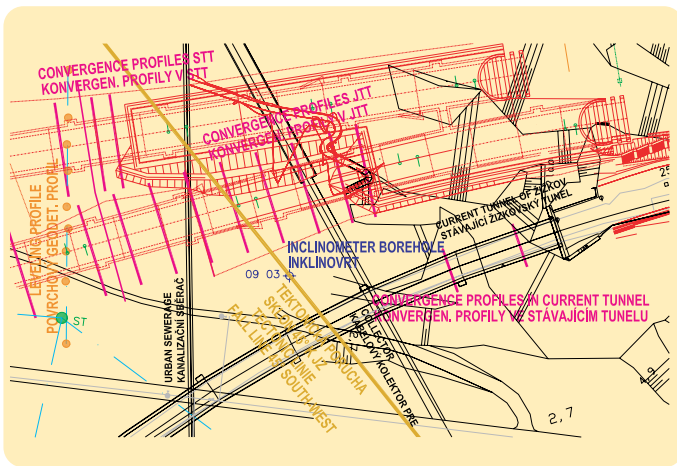
The system of support and the excavation technique for the western construction trench is similar to that used on the eastern side, i.e. an anchored micropile wall erected in two stages by step-wise excavation of 3.5m thick benches. Similarly to the eastern side, the walls were also provided with reinforced shotcrete coating. The dimensions of the portal structure are smaller in this case; the portal is about 60m long and 37m wide, the biggest height reaches approximately 20m.

OBSERVATION METHOD APPLICATION CONSTRUCTION – GEOMONITORING

During the construction, the quantities used in the process of monitoring the behaviour of the rock environment, structures being built, and also existing surface and subsurface structures are measured and assessed. Engineering geological, hydrogeological and geotechnical



Obr. 3 Pohled do příportálového úseku STT ve třídě Va s konvergenčním profilem
Fig. 3 View down the NTT portal section in class Va, with a convergence measurement station



Obr. 4 Situace měření východního portálu
Fig. 4 Situation of measurements on the East Portal

členěna nadvakrát (kalota + jádro), má dvoumetrový záběr a je subtilněji vystrojena.

V květnu roku 2005 se také rozběhly stavební práce na západním portále. Tento portál je rovněž situován do strmého svahu, jehož uklonění je tentokrát severozápadním směrem.

Zajištění i technologie provádění západní jámy je obdobné jako na straně východní – mikropilotová kotvená stěna vybudovaná ve dvou etapách postupným odtěžováním etáží vysokých 3,5 m. Podobně jako na východní straně i zde byly stěny opatřeny vyztuženým torkretem. Rozměry portálové konstrukce jsou v tomto případě menší: délka portálové je cca 60 m, šířka 37 m, a největší výška portálové konstrukce je asi 20 m.

APLIKACE OBSERVAČNÍ METODY – GEOTECHNICKÝ MONITORING STAVBY

V průběhu stavby jsou měřeny a vyhodnocovány veličiny monitorující chování horninového prostředí, budovaných stavebních konstrukcí a také nynější povrchové a podpovrchové zástavby. Současně jsou kontinuálně s postupem stavebních prací sledovány inženýrskogeologické, hydrogeologické a geotechnické vlastnosti masivu. Na základě souboru výsledků měření a pozorování jsou přijímána taková opatření, aby deformační chování bylo udrženo v projektem předpokládaných mezích a aby byla zajištěna bezpečnost i ekonomičnost stavebního díla.

Náplní geomonitoringu na této stavbě jsou tato konkrétní měření a sledování:

1. Geodetická měření na terénu;
2. Geodetická měření stávajících objektů povrchové zástavby;
3. Deformometrická měření (měření šířky trhlin) nadzemních i podzemních objektů;
4. Extenzometrická a inklinometrická měření;
5. Konvergenční měření;
6. Geologické a geotechnické sledování výrubu;
7. Hydrogeologické sledování;
8. Dynamická, seismická a akustická měření;
9. Dozorování průkazných a kontrolních zkoušek svorníků;
10. Dynamometrická měření na kotvách západního a východního portálu;
11. Dokumentace tvaru výrubů a primární obezdívky;
12. Pasportizace objektu národního památníku.

Výše uvedená měření jsou ukládána a prezentována na internetovém portále Barab. Na ten mají průběžně přístup všichni zúčastnění, tj. investor, stavitel, projektant, zpracovatel geotechnického monitoringu, přizvaní experti a případní další účastníci.

Mimo tuto formu zprostředkování dat probíhá pravidelně každý týden schůzka všech subjektů na hromadné poradě, tzv. radě výstavby. Zde se aktuální data prezentují, diskutují a případně se v rámci pracovního pořádku stavby přijímají konkrétní stavebnětechnická, organizační či jiná opatření.

V případě dosažení varovných stavů nebo v případě nepříznivého trendu vývoje měřených veličin svolává zhotovitel monitoringu schůzku zúčastněných stran okamžitě telefonicky.

properties of the massif are followed up concurrently, continually with the excavation proceeding. Based on the set of results of the measurements and observations, such measures are adopted that keep the deformation behaviour within the limits assumed by the design and ensure safety and economy of the works.

The geomonitoring operations performed on this construction consist of the following measurements and observations:

1. Survey of ground surface
2. Survey of existing surface buildings
3. Measurement of deformations (width of cracks) in surface and underground structures
4. Extensometer and inclinometer measurements
5. Convergence measurements
6. Geological and geotechnical observation of the excavation
7. Hydrogeological observation
8. Dynamical, seismic and acoustic measurements
9. Supervision of preconstruction and check testing of rock bolts
10. Tensionmeter measurements on anchors at the West and East Portals
11. Documentation of geometry of the excavation and primary lining
12. Condition survey of National Monument

The above-mentioned measurements are stored and presented in Barab Internet portal. The portal is permanently accessible to all parties to the construction, i.e. the owner, contractors, designer, geotechnical monitoring provider, invited experts and other contingent participants.

Apart from this form of data mediation, regular weekly meetings of all subjects are held in the form of collective sessions of so-called Construction Board. Actual data is presented, discussed in the session, and particular technical, organisation or other measures adopted.

In case the trigger levels are reached or an unfavourable trend in the measured quantities appears, the monitoring contractor immediately calls (by phone) a meeting of the interested parties.

DESCRIPTION AND RESULTS OF SELECTED MEASUREMENTS AND OBSERVATIONS

Monitoring of stability of the East Portal

There are several types of measurements carried out at the East Portal: an inclinometer borehole, surveying and tensionmeter observation of selected anchors, convergence observation in portal sections, and survey inside the existing Žižkov tunnel.

The inclinometer borehole is situated to the slope above the portal, 16m SE from the front end of the southern tunnel. Tensionmeters and survey points are installed regularly all over the surface of the portal walls. A total of 25 pieces of tensionmeters are installed at the East Portal. The number of survey points to be installed was originally the same, but due to negative development of deformations the decision was made to install additional survey points. An emergency took place in the course of partial excavation of the central wall and simultaneous excavation of the STT during June and July 2005. The wall leaned out and movements of the slope above the wall were registered. This was because the central wall which formed an intermediate rock pillar between the STT and the construction trench was a relatively subtle element, which was, in addition, weakened by a NW-SE trending geological fault about 10m thick dipping at about 50°. We could simply say that a leap in deformation (leaning out by about 1cm) took place with excavation of individual benches: 3 benches meant about 3cm deflection. The same deformation trend was proven also by convergence measurements of the adjacent STT and the inclinometer borehole. Also the tensionmeters registered relevant increase in tension in anchors. The tension in the most exposed anchor rose from 470kN to 650kN. The deflection of the wall itself by 3cm would not have been so dramatic; a more serious problem was seen in the extent of the moving slope area. Movements were proven even by the inclinometer that was installed at a distance of 35m from the wall. Fortunately, no deformations were registered by the monitoring in the adjacent railway tunnel. Based on comprehensive assessment of results of the measurements, it was decided that additional 5 pcs of 30m long 6-strand anchors be installed in the slope above the portal, and the STT invert be immediately closed in the portal section. Further, additional drainage boreholes were drilled into the central wall. Another inclinometer borehole was installed at a bigger distance from the portal for the purpose of verifying the extent of the movements. The movements started to gradually settle when the above measures had been implemented. Although they completely faded away only at the end of 2005. Thus the continuous monitoring made safe and at the same time economic construction of the portal possible.



Obr. 5 Detail hlavy kotvy osazené dynamometrem a geodetickým bodem
Fig. 5 Detail of an anchor head with a tensionmeter and survey point installed

POPIS A VÝSLEDKY VYBRANÝCH MĚŘENÍ A SLEDOVÁNÍ

Monitorování stability východního portálu

Na východním portálu se provádí několik druhů měření – inklinovrt, geodetické a dynamometrické sledování vybraných kotev, konvergenční sledování v příportálových úsecích a geodetická měření ve stávajícím Žižkovském tunelu.

Inklinovrt je situován do svahu nad portálem, 16 m JV směrem od líce jižního tunelu. Dynamometry a geodetické body jsou umístěny rovnoměrně po celé ploše portálových stěn. Celkem je na východním portále osazeno 25 ks dynamometrů. Původně měl být osazen i stejný počet geodetických bodů, avšak z důvodu negativního vývoje deformací bylo rozhodnuto o dodatečné instalaci dalších geodetických bodů. Tato mimořádná událost se stala při odtěžování střední stěny a souběžné ražbě JTT v průběhu měsíců června a července 2005, kdy došlo k vyklonění této stěny, ale i k svahovým pohybům nad stěnou. Střední stěna totiž tvořila mezilehlý horninový pilíř mezi JTT a stavební jámou. Šlo o poměrně subtilní prvek, který byl navíc oslaben geologickou poruchou mocnosti cca 10 směru SZ – JV, ukloněnou cca pod úhlem 50°. Zjednodušeně by se dalo říci, že při odtěžování jednotlivých etází docházelo vždy ke skokovým deformacím (vyklonění cca 1 cm), celkem při třech odtěžích cca 3 cm. Stejný trend deformací byl potvrzen i z konvergenčních měření přilehlé JTT a inklinovrtu. Také dynamometry zaznamenaly příčný nárůst kotevních sil, nejvíce exponovaná kotva se naplnila z 470 kN na 650 kN. Vyklonění samotné stěny o 3 cm by nebylo tak dramatické, vážnější problém spočíval v rozsahu pohybu zastiženého horninového masivu. Pohyby byly totiž potvrzeny i inklinometrem, který je od stěny vzdálen 35 m. V přilehlém železničním tunelu nebyly monitoringem deformace našťastí potvrzeny.

Na základě komplexního zhodnocení výsledků měření bylo rozhodnuto o dodatečném přikotvení svahu nad portálem 5 ks 6pramencových kotev, dl. 30 m, dále o okamžitém uzavírání dna JTT v portálovém úseku. Dále byly vyvrtány dodatečné odvodňovací vrty do střední stěny. Pro potvrzení rozsahu pohybů byl instalován další inklinovrt dále od portálu. Po provedení těchto opatření se postupně pohyby ustalovaly. K jejich úplnému odeznění však došlo až na přelomu roku 2005/2006. Průběžný monitoring tak umožnil bezpečné a zároveň i ekonomické provedení portálu.

Monitorování západního portálu

Soubor měření použitých na západním portálu je shodný jako na straně východní (dynamometry, inklinometr a soubor geodetických měření). Také zde byl při odtěžování jednotlivých etází zaznamenán nárůst kotevních sil u jednotlivých kotev (nejvíce exponovaná kotva se doposud naplnila z projektovaných 300 kN až na 400 kN). Nárůst sil však nebyl tak dramatický jako na východním portále. V průběhu měření nebyly zaznamenány výrazné deformace, a tak práce proběhly bezpečně bez přijímání zvláštních opatření.

Měření a sledování ražby v podzemí

Základním typem měření v podzemí je měření konvergence. V tunelech Nového spojení byla generelní vzdálenost mezi jednotlivými

Monitoring of the West Portal

The set of measurements used at the West Portal is identical with the set used on the eastern side (tensionmeters, inclinometers and a set of survey results). Similar increase in stresses in anchors during excavation of individual benches was registered there as well (the stress in the most exposed anchor grew from the designed 300kN to 400kN). Although, the increase was not so dramatic as at the East Portal. No significant deformations were registered in the course of the measurements, therefore the work went on safely, without implementation of special measures.

Measurements and observation of the excavation in the underground

Basic type of measurement carried out in the underground is convergence measurement. Regarding the New Connection tunnels, the general distance between individual convergence measurement stations was of 30m. Detailed geotechnical assessment of each round and survey of the profile using a profilemeter is carried out together with this measurement. Monitoring of rock mass quality and its properties at the face is part of the NATM technique. Rock quality determined by the geotechnical assessment of the headings depending on dimensions of the excavation face is a direct basis for determination of the NATM class, thus also for determination of the excavation technology and the system of the support. Another direct input for the classification is the size of deformations determined at the convergence stations.

As described above in the paragraph dealing with the completed construction work, the design divided the excavation into 4 technological classes.

Classes Va and IVb (closed invert) were specified for the about 100m long portal sections, sections with contact line recesses and 50m long sections at the crossing with the Žižkov pedestrian tunnel – in total about 200 sections with an invert in each tube.

The remaining part of the route where the excavation has been completed to date had been categorised as more economic classes III and IVa (without invert) (about 850m of the STT and about 500m of the NTT) because of favourable stability behaviour of the excavation during the work. In general, maximum radial deformations of the excavation (beyond the portal sections) do not exceed 15mm. Substantial financial means have thus been successfully saved compared to the original assumptions. For example, the design assumed that only 28% of the alignment would be driven in the most economic class, class III. To date (just before the end of the excavation) nearly 40% of the alignment length have been excavated in this class.

Another measurement, which is carried out during underground excavation, is the survey of geometry of individual excavation rounds by a profiler. The measured values are further used as a basis for the checking whether excavation tolerances are maintained, and as a basis for contractor's claims for paid overbreaks.

Monitoring on the surface

On the surface, monitoring is focused on protection of existing



Obr. 6 Čelba JTT – střídání břidlic a křemenců
Fig. 6 STT excavation face – alternation of shale and quartzite

konvergenčními profily 30 m. Spolu s tímto měřením se provádí podrobné geotechnické hodnocení každého záběru a zaměření profilu profilometrem.

Sledování kvality horninového masivu a jeho vlastností na čelbě je součástí technologie NRTM. Kvalita horniny zjištěná geotechnickým hodnocením čelbě v závislosti na velikosti výrubu je přímým podkladem pro zařazení do třídy NRTM, a tím i pro stanovení technologie ražby a způsobu vystrojení. Dalším přímým vstupem pro rozhodování o zařazení je velikost deformací zjištěná na konvergenčních profilech.

Jak již bylo napsáno v odstavci popisujícím provedené stavební práce, rozdělil projekt ražbu do 4 technologických tříd.

V třídách Va a IVb (uzavřená protiklenba) se razily příportálové úseky, dl. cca 100 m, úseky trakčních výklenků a úseky dl. 50 m v místě křížení s Žižkovským tunelem pro pěší, celkem tedy cca 200 m úseků s protiklenbou v každé troubě. Zbytek dosud vyražené trasy (cca 850 m u JTT a cca 500 m u STT) byl z důvodu dobrého stabilitního chování výrubu při ražbě zařazen do ekonomičtějších tříd III a IVa (bez protiklenby). Generelně se totiž max. radiální deformace výrubu (mimo příportálové úseky) pohybují do 15 mm. Oproti původním předpokladům se tak podařilo ušetřit nemalé finanční prostředky. Např. v neekonomičtější třídě III projekt předpokládal, že bude pouze 28 % trasy. K dnešnímu dni (před ukončením ražeb) je v této třídě vyraženo již téměř 40 % trasy.

Dalším měřením, které se při ražbě v podzemí provádí, je geometrické zaměření tvaru jednotlivých stavebních postupů přístrojem profilér. Naměřené hodnoty dále slouží jako podklad ke kontrole dodržení tolerancí výrubu a jako podklad k uplatnění nadvýrubů ze strany zhotovitelů.

Monitoring na povrchu

Měření na povrchu se zaměřuje na ochranu stávajících povrchových objektů. Na vrchu Vítkov je totiž situována budova Národního památníku na Vítkově s jezdeckou sochou Jana Žižky a několik menších budov. Objekt národního památníku byl před započatím ražeb podrobně pasportizován, aby se předešlo případným dohadům o škodách způsobených ražbou tunelů.

Na terénu vrchu Vítkova je instalováno 5 povrchových profilů pro ověření tvaru a rozsahu příčné poklesové kotliny. Při ražbě nám uvedené body ukázaly, že deformace na povrchu budou menší, než se předpokládalo v projektu. Max. sedání bylo ve skutečnosti do 5 mm. To představovalo max. sklon poklesové kotliny 1:10000, tedy optimistickou prognózu pro budovu národního památníku.

V současné době ražba JTT právě podchází pod objektem památníku. Jeho poklesy jsou monitorovány přesnou nivelací na 30 bodech s dvoudenní četností. Dosud největší naměřené sedání je 2 mm. To představuje náklon v příčném směru 1:15000 – bezpečný stav.

Z uvedeného vyplývá, že větší vliv na potenciální poškození této budovy mohou mít účinky od trhacích prací. Celá budova je totiž obložena mramorovými deskami, u kterých bylo při pasportu zjištěno jejich nedokonalé uchycení k nosné konstrukci (zkorodované, či chybějící kotvičky), což může mít za následek odpadnutí desky při větším rozkmitání. Budova je proto osazena dvěma stálými seismickými stanicemi a výsledky jsou bezprostředně rozesílány všem subjektům na mobilní telefony. Při přiblížení k varovné hranici rychlosti kmitání (ta činí u obkladových desek 12 mm/s při frekvenci nad 50 Hz) je operativně zkracován záběr, či upravováno vrtné schéma, aby se eliminovaly seismické účinky.

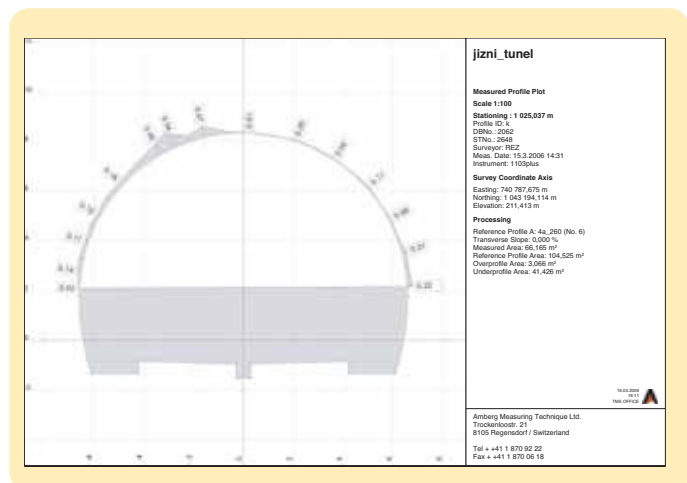
ZÁVĚR

Dobře fungující systém observační metody (správné vyhodnocení naměřených parametrů a včasná reakce na nově vzniklou situaci) je důležitým předpokladem pro úspěšnou a ekonomickou realizaci stavby.

Myslíme, že všichni účastníci výstavby od investora, projektanta až po dodavatele vytvořili účinně spolupracující tým, který úspěšně provádí inženýrské dílo špičkových parametrů.

Máme však za sebou teprve necelou první část stavby. Po prorážce nás ještě čeká vybudování definitivní obezdívky a technologické vystrojení tunelu. Na základě dobrých deformačních vlastností je nyní projektantem zvažována varianta nevyztužených úseků sekundární obezdívky, což by vedlo k další úspoře finančních prostředků.

ING. MILAN KÖSSLER, e-mail: kossler@geotechnika.cz,
JOSEF TESKA, e-mail: teska@geotechnika.cz,
SG-GEOTECHNIKA, a. s.



Obr. 7 Příklad výstupu z měření tvaru výrubu

Fig. 7 An example of the excavation geometry measurement output

buildings. This is because there are the National Monument with an equestrian statue of Jan Žižka and several smaller buildings situated on Vítkov Hill. Detailed condition survey of the building of the National Monument had been carried out before the commencement of the excavation so that contingent debates about claims for compensation of damages caused by the tunnel excavation were avoided.

There have been 5 surface monitoring stations installed on the surface of Vítkov Hill to for the purpose of verification of the shape and extent of the transversal settlement trough. The measurement point showed during the course of excavation that deformations at surface level will be less than those assumed by the design. Actual maximum settlement amounted to 5mm. This represented the maximum slope value 1:10000. This value meant an optimistic prognosis for the National Monument building. Currently the STT excavation face is passing just under the building of the monument. The values of subsidence of the building are monitored by precision levelling on 30 points, with a two-day frequency. The to date highest measured settlement value is of 2mm. This represented 1:15000 tilt in transversal direction, which means a safe condition.

It follows from the above text that blasting operations can have larger influence on potential damaging of the building. This is because the entire building is clad in marble slabs. As proven by the condition survey, the slabs are fixed to the walls insufficiently (corroded or missing anchors). This may result in falling of the slabs away in the case of higher vibration. For that reason two permanent seismic stations have been installed on the building, and the results are immediately distributed to mobile telephones of all subjects. When the trigger level of vibration velocity is about to be achieved (12mm/s at frequency over 50Hz applies to the cladding slabs), the round length is operatively reduced or the drilling pattern adjusted to eliminate the seismic effects.

CONCLUSION

A properly functioning system of an observational method (correct assessment of measured parameters and timely response to any newly developed situation) is a significant precondition for successful and economic implementation of the project.

We believe that all parties to the project, from the owner through the designer to the contractor, have managed to establish an efficiently working team, which is successfully performing engineering works of first-rate parameters.

All of us have been through only the incomplete first half of the works. Erection of final lining and installation of tunnel equipment are the operations that are waiting for us once the tunnel has been broken through. Taking into consideration the favourable deformation properties, the designer is now contemplating a variant with unreinforced sections of the secondary lining, which would result in other savings in the financial means.

ING. MILAN KÖSSLER, e-mail: kossler@geotechnika.cz,
JOSEF TESKA, e-mail: teska@geotechnika.cz,
SG-GEOTECHNIKA, a. s.

TECHNOLOGICKÝ A OBSLUŽNÝ TUNEL NA DULLESOVĚ MEZINÁRODNÍM LETIŠTI U WASHINGTONU

UTILITY AND SERVICE TUNNEL IN DULLES INTERNATIONAL AIRPORT, WASHINGTON

RADKO BUCEK, VÁCLAV VESELÝ, ONDŘEJ KOSTOHRYZ

ÚVOD

Dulles International Airport (obr. 1) je mezinárodní letiště obsluhující Washington D.C. a Západní Virginii. Z důvodu jeho výhodné polohy blízko Washingtonu a vzhledem k prostoru, který je kolem letiště k dispozici pro další rozvoj, dochází v současné době k rekonstrukci a modernizaci letiště v plánované hodnotě přesahující tři a půl miliardy dolarů. Rekonstrukce zahrnuje výstavbu nové vzletové dráhy, terminálů, řídicí letové věže a vlakového letištního systému. Součástí této modernizace je i síť obslužných tunelů mezi letištními terminály a servisními budovami.

Ražba tunelů byla zahájena v roce 2000, kdy začala stavba dopravní propojky hlavního terminálu s terminálem B (obr. 2). V listopadu téhož roku došlo ke kolapsu rozestavěného tunelu, při kterém přišel o život jeden z dělníků kontraktora. Následné vyšetřování kolapsu další stavbu zdrželo, nicméně na jaře roku 2004 byly zahájeny práce na ražbě druhého technologického tunelu (obr. 2). Vzhledem ke zkušenostem s ražbou prvního tunelu byla součástí tendru na stavbu druhého tunelu i podmínka na zajištění kontinuálního dozoru skupinou nezávislých konzultantů s praxí s ražbou tunelů metodou NRTM. Autoři článku měli příležitost se na této činnosti podílet.

Po úspěšném dokončení technologického tunelu se v roce 2005 rozběhly ražby obslužných tunelů.

DEFINICE POZICE INŽENÝRA NRTM

Vzhledem k tomu, že pozice NRTM inženýr je zřejmě specifikum Spojených států a v Evropě jsme se s ní nesetkali, považujeme za užitečné nejdříve vysvětlit, jaké jsou povinnosti a odpovědnost inženýra vykonávajícího takovou funkci.

NRTM inženýr lze nejobecněji charakterizovat jako nositele know-how v oblasti technologie ražby tunelů pomocí NRTM, garantujícího její efektivní, správné a bezpečné použití.

V praxi pak při ražbách na letišti Dulless NRTM inženýr prováděl geologickou službu včetně mapování čelby, zařídění horninového masivu dle technologických tříd, určoval další postup ražeb, prováděl úpravy projektu v závislosti na skutečných podmínkách, prováděl plánování a vyhodnocování monitoringu (projekt monitoringu neexistoval) a byl i odpovědný za optimalizaci a bezpečnost postupu prací v podzemí. Byl rovněž důležitým partnerem při jakýchkoli jednáních se zástupci investora týkajících se technologie a postupu ražeb.

Pro vytvoření takovéto pozice jsou v USA dva hlavní důvody.

Snižování nákladů vedlo v USA stavební firmy k minimalizaci počtu stálých zaměstnanců. To spolu s faktem, že se v USA příliš



Obr. 1 Dullesovo mezinárodní letiště
Fig. 1 Dulles International Airport

INTRODUCTION

Dulles International Airport (see Fig. 1) is an airport which serves Washington D.C. and West Virginia. The current reconstruction and upgrade to the airport at the planned cost over three and half billion dollars takes place owing to its advantageous position near Washington and the space around the airport, which is available for further development. The reconstruction consists of the construction of a take-off path, terminals, a control tower and an airport train system. Part of this upgrade is a network of service tunnels between the terminals and service buildings.

The excavation of the tunnels, namely a traffic connection between the main terminal and terminal B (see Fig. 2), commenced in 2002. November of the same year saw a collapse of the unfinished tunnel where one of the contractor's workers got killed. The further operations were delayed due to the subsequent investigation of the collapse. Nevertheless, work on the second utility tunnel started in the spring 2004 (see Fig. 2). Based on the experience gained from the excavation of the first tunnel, part of the tender for the second tunnel was a condition that continual supervision by a group of independent consultants experienced in excavation of tunnels using the NATM be provided. The authors of this paper had the opportunity to participate in this activity.

The excavation of the service tunnels started in 2005, after successful completion of the utility tunnel.

DEFINITION OF THE NATM ENGINEER POSITION

As the NATM engineer position is probably a particularity of the United States and we have not encountered it in Europe, we consider useful if we first of all explain the duties and responsibilities of an engineer in this position.

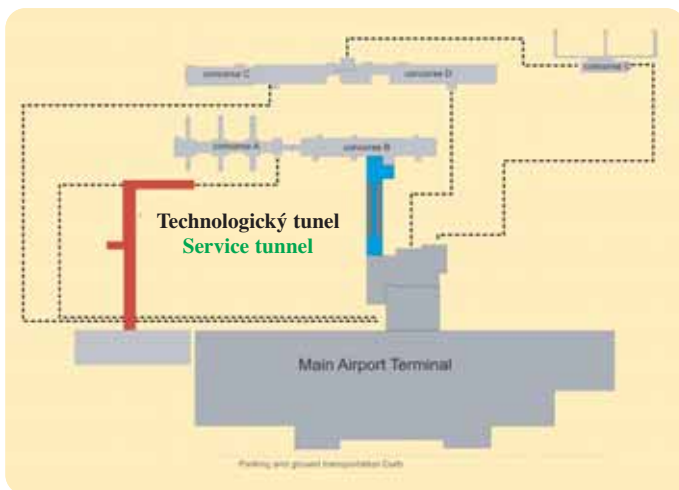
A NATM engineer can be characterized in the most general sense as a holder of know-how in the sphere of tunnel excavation using the NATM, who guarantees effective, proper and safe application of the method.

In practice, during the excavation at Dulles Airport, the NATM engineer provided geological services including face mapping, determination of rock mass technological classes and the further excavation process, modification of the design according to existing conditions, planning and assessment of monitoring and its results (no monitoring design existed), and was responsible for optimization and safety of the underground work procedure. In addition, he was an important party at all meetings with client's representatives regarding the excavation technology and procedure.

There are two main reasons in the USA for existence of such the position:

The process of reduction of costs by contractors in the USA resulted in minimization of the number of permanent employees. This, together with the fact that NATM tunnels were not too frequent in the USA in the past, has led to serious lack of qualified workforce in the field of underground construction. For instance Kiewit, one of the biggest construction companies in the USA, does not have on its permanent payroll more than two experienced foremen and three engineers who have worked on more tunnel projects. Experience in monitoring and its relation to excavation operations is zero. Construction companies therefore have to hire specialists for each project separately.

With respect to the above-mentioned situation, the client requires that a third subject participate in the excavation process. This subject is, on one hand, paid by the contractor and, on the other hand, acts at the same time as a guarantor of safety and optimization of the excavation operations and as a mediator between the contractor and the



Obr. 2 Schéma WUTB
Fig. 2 The WUTB scheme

mnoho NRTM tunelů v minulosti nerazilo, vyústilo ve velký nedostatek kvalifikovaných pracovníků v oboru podzemních staveb. Například Kiewit, jedna z největších stavebních firem v USA, nemá ve stálém stavu více než dva zkušené mistry a tři inženýry se zkušeností ze stavby více tunelů. Zkušenosti s monitoringem a jeho návazností na ražbu zcela chybějí. Stavební firmy si tedy musí najímat specialisty na každou stavbu zvlášť.

Vzhledem k výše uvedeným skutečnostem požaduje investor při ražbách účast třetího subjektu, který je sice placen dodavatelem, ale funguje zároveň jako garant bezpečnosti a optimalizace ražeb a jako prostředník mezi dodavatelem a zástupcem investora. Jeho nezávislost a kvalita je garantována jeho profesionální pověstí, která není pouze jakousi referencí z doslechu, ale je přímo evidována v profesionálních databázích.

TECHNOLOGICKÝ TUNEL (WUTB)

Projekt a způsob zadání stavby

V tendru na realizaci stavby zvítězila firma Kiewit Construction Co. Dodavatel vyhrál zakázku s nejnižší cenou, ke které byla navíc připojena patnáctiprocentní rezerva na „doplňková“ opatření. Fakturace pak byly počítány dle celkových cen za jednotlivé třídy a jednotkové cen za doplňková opatření a byly odsouhlasovány zástupcem investora.

Tomuto systému byl přizpůsoben i projekt. Autorem projektu pro zadání stavby byl ILF USA, který na stavbě prováděl i autorský dozor. V projektu byly definovány tři technologické třídy svými základními charakteristikami, tj. délkou záběru, typem příhradového nosníku (ramenátu), tloušťkou oštěru ze stříkaného betonu, základními kotvami a nástřikem čelby. Tyto třídy byly ohodnoceny jako celek. Navíc byla pro každou třídu navržena doplňková opatření a pro ně byly stanoveny jednotkové ceny. Tato doplňková opatření pak mohla být použita pouze se souhlasem zástupce investora.

Základní technologické třídy

Třída	I	II	III
Postup	2 m	1.8 m	1.2 m
Ramenát	Typ1	Typ1	TypII
Obezdivka	15 cm	20 cm	25 cm
Nástřik čelby	-	ano	ano
Kotvy			

Doplňková opatření

Třída	I	II	III
Svorníky	ano	ano	ano
Jehly		ano	ano
AT systém	ano	ano	ano
Laminátové kotvy do čelby			ano

Tento systém se relativně osvědčil, nicméně i zde vznikly problémy. Například použití ochranných deštníků z AT systému bylo vyžadováno nikoli z geotechnických důvodů, ale především z důvodů týkajících se

client's representative. His independence and quality are guaranteed by his professional reputation. The reputation is not only a reference by hearsay, it is recorded in professional databases.

UTILITY TUNNEL (WUTB)

Design and contract procurement method

The tender for the construction was awarded to Kiewit Construction Co. The contractor won the contract as the lowest bidder (the cost plus fifteen per cent provision for “additional” measures). Invoices were calculated and approved by the client's representative according to lump sums allotted to individual classes and unit prices for additional measures.

The design was accommodated to this system. The author of the detailed design of means and methods, ILF USA, carried out consulting engineer's supervision on site. The design defined three technological classes with their particular characteristics, i.e. the round length, type of the lattice girder, thickness of the shotcrete liner, basic anchors and application of shotcrete to the face. These classes were evaluated as a whole. Apart from the above specification, additional measures were designed for each class, including unit prices. The additional measures could be applied only if agreed by the client's representative.

Basic technological classes

Class	I	II	III
Round Length	2m	1.8m	1.2m
Lattice Girder	Type1	Type1	Typell
Liner	15cm	20cm	25cm
Face Shotcrete	-	yes	yes
Anchors			

Additional measures

Class	I	II	III
Rockbolts	yes	ano	yes
Spiles		yes	yes
AT system	yes	yes	yes
GRP anchors to the face		yes	

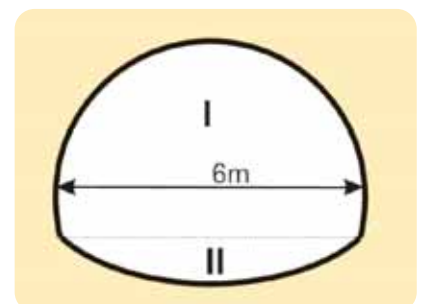
This system relatively acquitted itself; nevertheless, problems arose even here. For instance the utilization of the AT system canopies was required not for geotechnical reasons, but because of an uncertainty regarding the depth of airport utility networks and related uncertainty regarding the real thickness of the tunnel overburden. Despite the fact that the AT system had originally been planned only for class III, the canopies were used for the above-mentioned reasons even in situations where the conditions were assessed from the geotechnical viewpoint as technological class I.

The tunnel excavation was divided into the top heading and invert sequences (see Fig. 3). First of all, the complete length of the top heading excavation was finished, then the invert excavation followed. The temporary invert was not closed in the course of the top heading excavation. The top heading excavation was carried out according to the particular technological classes. When the invert was being excavated, the spacing of lattice girders complied with the requirements of the specifications (classes) but the thickness of shotcrete was constant.

EXCAVATION

The total length of the tunnel amounted to 348m. The excavation was carried out via an access adit, with two headings, i.e. toward the north and the south.

The excavation of the shallow tunnel (8m cover) with a 6m span was carried out in simple geological conditions: bedded claystone with unconfined compressive strength of 20 to 40Mpa. The claystone was massive, nearly ideal in terms of excavation. The permeability was of the fissure type; it was mostly dry. The fissure permeability was high;



Obr. 3 Členění ražby
Fig. 3 Excavation sequences



Obr. 4 Fréza Voest Alpine
Fig. 4 Voest Alpine roadheader

nejistoty v hloubce uložení letištních inženýrských sítí a následně nejistoty týkající se skutečné mocnosti horniny nad klenbou tunelu. Přestože bylo původně s AT systémem počítáno pouze pro třídu III, z výše uvedených důvodů byly použity tyto dešťníky i za situace, kdy byly z geotechnického hlediska poměry v tunelu hodnoceny jako technologická třída I.

Ražba tunelu byla rozdělena na ražbu kaloty a dorážku dna (obr. 3). Nejdříve byla vyražena kalota v celé délce a teprve poté bylo v celé délce uzavřeno dno. Dočasné dno při ražbě kaloty se neuzavíralo. Pro ražbu kaloty platilo zařazení podle tříd, dno dodržovalo rozteč ramenátů, ale tloušťka stříkaného betonu byla konstantní.

RAŽBY

Celková délka tunelu byla 348 m. Razilo se z přístupové štoly na dvou čelbách směrem na sever a na jih.

Ražba mělkého tunelu (nadloží 8 m) o rozpětí 6 m probíhala v jednoduchých geologických poměrech, ve vrstevnatých jílovcích s pevností v prostém tlaku mezi 20 až 40 Mpa. Jílovce byly masivní, z hlediska ražeb téměř ideální. Jejich propustnost byla puklinová a byly převážně suché. Propustnost po puklinách byla vysoká, již po dvou hodinách po začátku deště se na puklinách objevovala voda. Při přívalovém dešti se kapacita čerpadel ukázala nedostatečná a došlo k částečnému zaplavení severního segmentu tunelu. Dešťová voda, ale především technologická voda z proplachování potrubí pro drátkobeton, způsobovala rozbrzdění jílovců na dočasné dno a důsledkem byla kontinuální, 20 cm hluboká vrstva bláta na dně tunelu.

Samotná ražba byla prováděna frézou Voest Alpine (obr. 4). Stříkané drátkobetonu byly aplikované malým mechanizovaným robotem jako mokré, s dopravou betonu potrubím až na čelbu.

Kotvení bylo prováděno dvoulafetovým Jumbem Atlas Copco. Kotvy i jehly byly typu SN injektované pryskyřicí, která byla instalována do vrtů v plastických ampulích.

Převážná většina dělníků, strojníků i operátorů byla vyškolená těsně před nebo v průběhu ražeb a neměla žádnou předchozí zkušenost s ražbou tunelů. Náběhová křivka efektivit ražeb kulminovala přibližně po měsíci a ustálila se na šesti záběrech za den (tři na každé čelbě).

Ražby segmentů B (obr. 5) jih i sever probíhaly bez problémů. Přechod do druhé, výjimečně třetí technologické třídy z důvodu nepříznivých geologických podmínek byl omezen na průchod několika poruch. Relativně dlouhý úsek na segmentu B sever ražený ve třídě III byl důsledkem nejistoty ohledně polohy velkopřímé letištní kanalizace, která křížila tunel pod úhlem 15°. Kanalizace byla postavena v padesátých letech. Její stavební dokumentace se nenašla a existovala obava, že rýha vyhloubená ve skále pro položení roury o průměru 1,5 m může zasahovat až do profilu tunelu. Navíc skála v okolí rýhy mohla být vážně porušena nešetřeným střelením. Po provedení sondážních předvrtů, které narazily ve směru od přibližující se kanalizace na měkké polohy charakteru jílu v úrovni koruny čelby, bylo rozhodnuto celý úsek projít pod ochranou dešťníků vytvořených z injektovaných, samozávrtých mikropilot. Pro tento účel byl použit AT systém, který se velmi osvědčil. Vrtání šesti dešťníků 12 m dlouhých nebylo prováděno přes celou klenbu, ale vždy pouze pod kanalizací v nadloží. Ta křížila tunel zleva doprava při pohledu ve směru ražby. Ochranný dešťník se posouval po stropě pod kanalizací. Rychlost podchodu kritického místa byla nakonec vyšší než při použití jehel v každém záběru a zcela jistě i bezpečnější.

Ke konci segmentu B jih se na čelbě začaly objevovat rozvířené trhliny vyplněné jílem, doprovázené systémem subparalelních puklin. Tyto systémy směřovaly zhruba od severu k jihu a byly tedy téměř paralelní s tunelem. Byly rovněž poměrně strmé a zapadaly pod úhlem 75° směrem k východu. V segmentu B jih nepředstavovaly žádné nebezpečí, ale za odbočkou L

water appeared in fissures as early as two hours after the beginning of rain. The capacity of pumps showed to be insufficient and the northern segment of the tunnel got partially inundated during a storm. Rainwater, but above all water used for flushing the steel fiber reinforced concrete supplying pipeline, turned the claystone at the temporary bottom to mud. As a result, a continuous 20cm thick layer of mud lay on the tunnel bottom.

The excavation proper was carried out using an Atlas Copco twin-boom Jumbo. The anchors and spiles were of the SN type, grouted with resin installed to the boreholes in plastic cartridges.

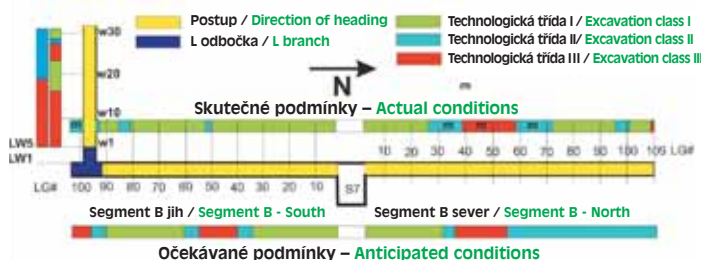
Overwhelming majority of workers and operators were trained just before or in the course of the excavation; they were without any previous experience in tunnel excavation. The learning curve culminated approximately after one month and settled subsequently at six rounds per day (three rounds at each of the headings).

The excavation of segments B (see Fig. 5) North and South was carried out without problems. Transition to technological class II or, exceptionally, class III due to unfavorable geological conditions was restricted to passage through several weakness zones. The relatively long section of the segment B North driven in the conditions of class III resulted from the uncertainty regarding the position of a large-diameter airport sewer, which crossed the tunnel at an angle of 15°. The sewer was built in the 1950s. The design documents had not been found and it was feared that the trench dug in the rock for the 1.5m diameter pipeline could have extended into the tunnel profile. Moreover, the rock around the trench could have been damaged by inconsiderate blasting. Once the probe drilling ahead of the face found soft layers of clayey character at the crown level in the direction in which the sewer was drawing near to the face, the decision was made that the entire tunnel section would be driven under a protective canopy consisting of injected self-drilling micropiles. The AT system which was utilized for this purpose proved to be very good. The drilling for the 12m long canopies was carried out only under the sewer found in the overburden (not to support the entire tunnel span). The position of the canopy moved along with the position of the sewer, which crossed the tunnel from the left side to the right side (viewed in the direction of the drive). The advance rate in the critical tunnel section was eventually higher and certainly also safer than it would have been in the case of application of spiles at each round.

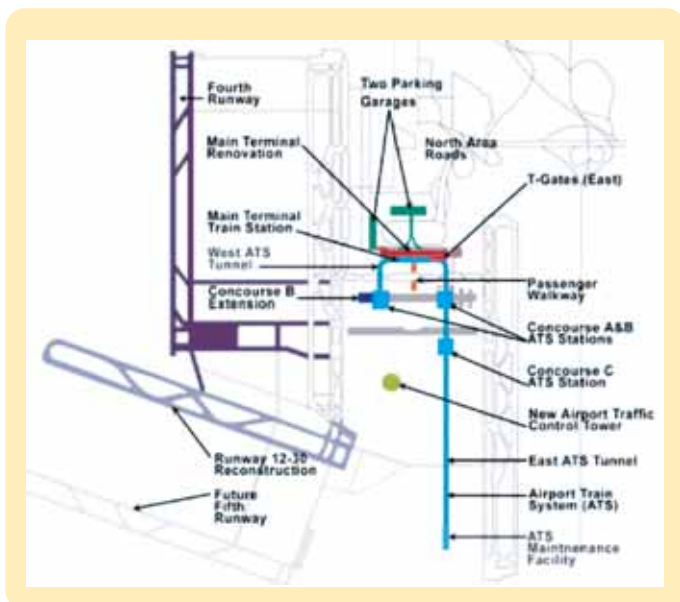
At the end of the segment B South, open joints filled with clay started to appear at the face. They were accompanied by a system of sub-parallel joints. The joint systems headed approximately from north to south, it means nearly in parallel with the tunnel. They were relatively steep, dipping eastward at 75°. They posed no threat in the segment B South, but beyond the turning L (see Fig. 5), where the tunnel turned westward, the situation abruptly changed. Despite the fact that the face anchoring operations started immediately, big blocks of rock continued to slide along the joint planes during the excavation. But the process of sliding never extended so far to reach the area supported by the grouted spiles or to cause a collapse of the whole face.

Compared with Europe, one of differences was the structure of professions of technicians employed by the contractor and organization of working shifts at the headings.

The tunnel construction was organized at a 24h/day, 3-shift operation. Each shift was led by a foreman, who organized workers and, for major part of the shift, operated one of the machines. He was assisted by a junior engineer, who was responsible for filling records and reports, material supplies, but also for installation of guidance lasers, mounting of convergence points, execution of pull-out tests on anchors, extensometer and pressure cell measurements, etc. A NATM engineer responsible for the excavation was also present at each shift. The project manager was an engineer who had experience from the Storebelt Tunnel excavation in



Obr. 5 Schéma očekávané a skutečně zastižené geotechnické situace
Fig. 5 Chart of the anticipated and actually encountered geotechnical situation



Obr. 6 Schéma DAPM

Fig. 6 The DAPM scheme

(obr. 5), kdy se tunel obrátil k západu, se situace rázem změnila. Přestože se začalo s okamžitým kotvením čelby, docházelo po těchto poruchách při ražbě k sesuvům větších bloků horniny. Sesuvy se však nikdy nerozšířily nad klenbu zajištěnou injektovanými jehlami ani nedošlo ke kolapsu celé čelby.

Jednou z odlišností oproti Evropě bylo profesní složení techniků dodavatele a organizace pracovních směn při ražbách.

Stavba tunelu byla organizována následovně. Ražby probíhaly dvacet čtyři hodin denně v trojsměnném provozu. Každá směna byla vedena mistrem, který organizoval dělníky, ale po většinu času i obsluhoval některé ze strojů. K ruce měl „junior“ inženýra po škole, který byl odpovědný za vyplňování výkazů a hlášení, za zásobování materiálem, ale i za instalaci navigačních laserů, osazení konvergenčních bodů, provádění tahových zkoušek na kotvách, měření extenzometrů a tlakových podušek atd. Na každé směně pak byl rovněž NRTM inženýr odpovědný za ražby. Hlavní manažer projektu byl inženýr se zkušenostmi z ražeb Storebelt tunelu v Dánsku.

Zvláštním specifikem ražeb pak byla skutečnost, že ražby probíhaly přímo na letišti mezi rolovacími drahami, a jak provoz stavby, tak i pohyb inženýrů byl regulován dopravními, ale i bezpečnostními předpisy letišť.

Ražba WUTB proběhla úspěšně. Ražby začaly počátkem srpna 2004 a kalota byla dokončena v předstihu v polovině prosince 2004. Dorážka dna pak probíhala do konce ledna 2005.

Tunel byl navržen jako dvouplášťový, plně izolovaný, s mezilehlou izolací a byl dokončen v první polovině roku 2005.

OBSLUŽNÝ TUNEL (DAPM)

V roce 2005 začala ražba obslužných tunelů (obr. 6, 7). Kontrakt vyhrálo sdružení firem Clark/Shea. Požadavek investora (Metropolitan Washington Airports Authority) na kontinuální přítomnosti NRTM inženýra při ražbách byl uplatněn i pro tento kontrakt.

Celková délka tunelů je přes 3 km (2 míle), budou na nich čtyři hloubené stanice. Severní část tunelu je ražena klasicky metodou NRTM. Východní část tunelu pak pomocí TBM.

ZÁVĚR

Nejzajímavějším aspektem ražeb byla jednak rozdílná organizace prací i struktura dodavatele v porovnání se zaběhnutými zvyklostmi v Evropě, a zvláště pak smluvní vztah mezi majitelem a dodavatelem, v kterém hrál důležitou roli NRTM inženýr. Pomineme-li technické aspekty práce, tak snad nejdůležitější rolí, kterou na stavbě NRTM inženýr hrál, byla jeho role prostředníka mezi dodavatelem a zástupcem investora. Většina jednání o změnách projektu, uplatnění doplňkových opatření a dalších požadavcích dodavatele byla vedena mezi zástupcem investora a inženýry NRTM. Stejně tak požadavky investora vůči dodavateli, týkající se kvality či bezpečnosti práce, byly projednávány s inženýry NRTM. Tento způsob práce i komunikace se plně osvědčil a v průběhu stavby nedošlo k žádným profesionálním sporům mezi účastníky výstavby.

ING. RADKO BUCEK, Ph.D., e-mail: bucek@geotechnika.cz,
 ING. VÁCLAV VESELÝ, Ph.D., e-mail: vesely@geotechnika.cz,
 ING. ONDŘEJ KOSTOHRYZ, e-mail: kostohryz@geotechnika.cz,
 SG-GEOTECHNIKA, a. s.



Obr. 7 Ražba DAPM

Fig. 7 DAPM excavation

Obr. 8 Vizualizace
obslužného vlakuFig. 8 Visualization
of the service tunnel

Denmark. Special particularity of the excavation was the fact that the excavation took place directly at the airport, between taxiways; both the construction operations and movement of engineers had to comply with requirements of traffic and airport safety rules. The WUTB excavation was completed successfully. It commenced at the beginning of August 2004 and the top heading was completed ahead of schedule, in the middle of December 2004. The invert excavation was finished at the end of January 2005. The tunnel was designed as a two-pass structure, with a closed system of intermediate waterproofing. The first half of 2005 saw the completion of the tunnel construction.

SERVICE TUNEL (DAPM)

The excavation of the service tunnels (see Fig. 6, 7) started in 2005. The contract was awarded to the Clark/Shea joint venture. The client's (Metropolitan Washington Airport) requirement for continuous presence of a NATM engineer during the excavation was contained in this contract too.

The total length of the tunnels exceeds 3km (2 miles). There will be four cut and cover stations on the route. The northern part of the tunnel is mined using the conventional NATM method. The eastern part of the tunnel is driven by a TBM.

CONCLUSION

The most interesting aspects of the excavation were the different organization of the works and the structure of the contractor's staff compared with the common customs in Europe, above all the contractual relationship between the owner and contractor where the NATM engineer played an important role. Apart from the technical aspect of his work, probably the most important role the NATM engineer played on the site was his role of a mediator between the contractor and the representative of the client. Most of the discussions about design variations, implementation of additional measures and other requirements of the contractor were held between the client's representative and NATM engineers. Similarly, client's requirements for the contractor regarding quality or safety at work were discussed with the NATM engineers. This method of work and communication acquitted itself well; no professional dispute between the parties to the project arose during the course of the construction.

ING. RADKO BUCEK, Ph.D., e-mail: bucek@geotechnika.cz,
 ING. VÁCLAV VESELÝ, Ph.D., e-mail: vesely@geotechnika.cz,
 ING. ONDŘEJ KOSTOHRYZ, e-mail: kostohryz@geotechnika.cz,
 SG-GEOTECHNIKA, a. s.

VYBRANÉ POZNATKY Z GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU KOLEKTORŮ CENTRUM POD UL. VODIČKOVA V PRAZE

GEOTECHNICAL MONITORING OF CENTRUM UTILITY TUNNELS UNDER VODIČKOVA STREET – SELECTED PIECES OF KNOWLEDGE

RADOVAN CHMELÁŘ, LIBOR SÍLA

Kolektor Centrum I.A trasa Vodičkova ulice je pražským distribučním kolektorem 3. kategorie, který přímo navazuje na již vybudovaný kolektor Centrum I.A Jindřišská – Panská. Kolektor v ul. Vodičkova, ražený časově v historickém centru Prahy, se nepochybně stane další živou větví košatého stromu pražských kolektorů a především důležitým článkem pro předpokládaný rozvoj kolektorů na překotně se rozvíjející čtvrti Smíchov, která leží na druhém břehu Vltavy. Geotechnický monitoring kolektorů Vodičkova ul. v takto exponovaném místě hlavního města Prahy výrazně přispěl ke zdárnému ukončení ražeb všech úseků této stavby.

ÚVOD

Součástí výstavby kolektorů 3. kategorie v centru Prahy je etapa 0004 – Vodičkova. Základní páteř kolektoru je vedena od Jindřišské ulice pod ulicí Vodičkovou až na Karlovo náměstí. Délka trasy je 1288 m a profil 13 až 22 m². Celý kolektor je budován jako ražené dílo, v nadloží s tramvajovou dopravou a s minimálním omezením pěšího a silničního provozu.

Investorem je hlavní město Praha (odbor městského investora) a pověřeným mandatářem ZAVOS, s. r. o., který rovněž zajišťuje a řídí geotechnický monitoring výstavby. Zhotovitelem stavby je sdružení předních českých tunelářských firem Subterra, a. s. a Metrostav, a. s., projektantem Pragoprojekt, a. s. Ražby pod ulicí Vodičkovou byly ukončeny v únoru 2006.

Geotechnický monitoring obsahuje soubor činností obvyklých pro sledování náročných podzemních staveb v komplikovaných městských podmínkách (zejména inženýrskogeologický dozor, měření hladiny podzemní vody, konvergenční měření, nivelační sledování povrchu terénu, tramvajové trati a zástavby, geodetické měření horizontálních posunů a náklonů, inklinometrické a geofyzikální měření, pasportizaci a průběžné sledování objektů během stavby, pevnost betonu primární a sekundární obezdívky).

Dodavatelem geotechnického monitoringu je sdružení PUDIS – SG Geotechnika, z dalších spolupracujících organizací má největší podíl INSET, s. r. o., vedoucím zhotovitelem geotechnického monitoringu je PUDIS, a. s. Tato projektová, průzkumná a konzultační společnost má v oboru tunelového stavitelství již dlouhodobé zkušenosti (letos si připomíná 40 let od svého založení). Z řady významných projektů uvedme například 4 stanice na trase C pražského metra (Muzeum, Vyšehrad, Kačerov a Hlavní nádraží), dále pak Strahovský tunel a tunel Mrázovka. Z průzkumných prací pro podzemní stavby byl PUDIS v letech 1967 až 1976 zpracovatelem průzkumů pro tunely celé sítě pražského metra (trasa C v úseku Florenc – Háje, trasa A v úseku Dejvická – Želivského) a dále například pro III. Vinohradský železniční tunel a významné silniční tunely – Strahovský tunel a tunel Mrázovka. V době současně například pro další silniční tunely městského okruhu v Praze (v úsecích: Malovanka, Myslbekova – Prašný most, Špejchar – Pelc Tyrolka „Blanka“) a silničního okruhu kolem Prahy (stavba 514 Slivenec – Lahovice). V geologickém dozoru pražských kolektorů navazuje PUDIS například na část geologického sledování kolektorů 2. kategorie Centrum I, která byla realizována v devadesátých letech minulého století.

HISTORIE KOLEKTORŮ V CENTRU PRAHY

Se systematickou výstavbou kolektorové sítě v centru Prahy se započalo v roce 1985 ražbou hlubinné části kolektorového systému kolektorem Centrum I, který přivádí inženýrské sítě oblastního významu do jednotlivých částí centra Prahy. Realizace kolektorů v centru Prahy v této době navázala na bohaté zkušenosti s výstavbou kolektorů na nových pražských sídlištích. Nelze však také opomenout, že v samotném centru

Centrum I.A utility tunnel, the Vodičkova Street route, is a 3rd category Prague utility tunnel (distribution tunnel). It is directly connected to the completed utility tunnel, Centrum I.A Jindřišská Street – Panská Street. The utility tunnel in Vodičkova Street, which is being driven partially under the historic centre of Prague, will undoubtedly become another live branch of the widely spreading tree of utility tunnels in Prague. Above all, it will become an important element for the planned development of utility tunnels in the rapidly developing Smíchov district, a Prague district found on the other bank of the Vltava River. Geotechnical monitoring of the utility tunnels under Vodičkova Street, which is a highly exposed location in the City of Prague, has significantly contributed to the successful completion of excavation of all sections of this construction lot.

INTRODUCTION

Part of the construction of 3rd category utility tunnels in the centre of Prague is the phase 004 – Vodičkova. The arterial route of the tunnel runs from Jindřišská Street along Vodičkova Street to Charles Square. The route is 1288m long; its cross section varies from 13 to 22m². The entire tunnel is built by mining methods, with tram traffic and minimum limitation of pedestrian and vehicular traffic on the surface.

The owner is the City of Prague (the Department of the City Investor) and the authorised mandatary is ZAVOS s.r.o., which also secures and controls geotechnical monitoring of the construction. The contractor is a group of leading tunnelling companies consisting of Subterra a.s. and Metrostav a.s., the designer is Pragoprojekt a.s. The excavation operations under Vodičkova Street finished in February 2006.

The geotechnical monitoring is a set of activities which are usual in monitoring of demanding underground constructions in complicated urban conditions (above all engineering geological supervision, measurement of water table, convergence measurements, levelling of ground surface, tramline and existing buildings, survey of horizontal displacements and inclinations, inclinometer and geophysical measurements, condition survey and continual observation of buildings during the course of construction operations, strength of concrete of the primary and secondary liners).

The geotechnical monitoring services are provided by a PUDIS – SG Geotechnika group of companies and other collaborating companies with INSET s.r.o. having the largest share; the leading contractor for geotechnical monitoring is PUDIS a.s. This design, exploration and consultancy company offers long-term experience in the field of tunnel construction (this year it will celebrate 40 years of its existence). Out of the notable projects we can mention for example 4 stations on the Line C of the Prague metro (Muzeum, Vyšehrad, Kačerov and Hlavní Nádraží), the Strahov tunnel and the Mrázovka tunnel. Out of the exploration operations for underground constructions, PUDIS was the contractor for exploration for tunnels of the entire network of the Prague metro in 1967 – 1976 (the Line C section Florenc – Háje, the Line A section Dejvická – Želivského) and, for instance, for the Vinohrady III railway tunnel and important road tunnels on the City Circle Road in Prague (sections Malovanka, Myslbekova – Prašný Most, Špejchar – Pelc Tyrolka “Blanka”) and the Prague City Ring Road (construction lot 514 Slivenec – Lahovice). Regarding the geological supervision of Prague utility tunnels by PUDIS, this work is continuation of the previous geological monitoring assignments, eg. monitoring of Centrum I utility tunnel, the 2nd category utility tunnel system which was performed in the 1990s.

HISTORY OF UTILITY TUNNELS IN THE CENTRE OF PRAGUE

Systematic development of the network of utility tunnels commenced in 1985 by the development of a deep-set part of Centrum I utility tunnel system

Praha již dříve, v letech sedmdesátých, byly realizovány ražené kabelové a vodovodní kolektory, například na Václavském náměstí, které byly uvedeny do provozu v roce 1977. Na hlubinný kolektor 2. kategorie Centrum I (dokončený v roce 2002) navázal v centru Prahy podpovrchový, distribuční systém kolektorů 3. kategorie, přivádějící média přímo ke spotřebitelům. Výstavba tohoto systému započala v roce 1986 kolektorem Celetná. Později byly realizovány další kolektory 3. kategorie, a sice kolektory Nová radnice, Rudolfinum, Tylovo divadlo, kolektory Centrum I.A v oblasti ulic Panská – Jindřišská – Politických vězňů a kolektor Příkopy. V roce 2002 byl též dokončen ústřední dispečink kolektorového systému na Senovážném náměstí.

ČLENĚNÍ PRAŽSKÝCH KOLEKTORŮ

Jelikož Praha, coby hlavní město České republiky, má výrazně složitý systém inženýrských sítí, bylo zde použito již zmíněného rozčlenění kolektorů na následující tři kategorie:

Kolektory 1. kategorie – transversální, napájecí. Tyto kolektory mají celostátní nebo celoměstský význam a v Praze nebyly prozatím realizovány.

Kolektory 2. kategorie – jsou kolektory zásobovací, oblastního nebo celoměstského významu. Obvykle přivádějí média do zásobované oblasti nebo do převodních uzlů. Jsou raženy v hloubkách 22 – 30 m. V oblasti historického centra Prahy, označené jako CIA, jsou kolektory 2. kategorie dnes již prakticky dokončeny.

Kolektory 3. kategorie – distribuční, spotřební. Tyto kolektory mají přímou vazbu na jednotlivé stavební objekty, a to většinou prostřednictvím domovních přípojek. Jsou raženy v menších hloubkách do 10 – 12 m. K vzájemnému propojení systémů kolektorů 2. kategorie s kolektory 3. kategorie slouží dnes některé výstupní šachty, například na Ovocném trhu. Pro centrální oblast Prahy bylo účelné vytvoření prozatím dvou navzájem propojených systémů kolektorů 2. a 3. kategorie, které se odlišují jednak funkcí a jednak výškovým situováním.

SITUACE KOLEKTORU VODIČKOVA

Kolektor Centrum I.A trasa Vodičkova ulice se skládá z hlavní páteřní větve, která byla navržena v linii celé ulice Vodičkova od Karlova náměstí až po Václavské náměstí, kde šachtou Š 16 v ulici Jindřišská navazuje na již vybudovaný kolektor Centrum I.A (trasa Jindřišská – Panská). Na hlavní větev kolektoru v ulici Vodičkova jsou napojeny větve odbočné, a to v ulicích Palackého, V Jámě, v ulici Školská a v ulici Lazarská. To vše je patrné ze situace na obr. 1. Odbočné větve většinou navazují na větve hlavní v technických komorách, které mají převážně větší průřez.

PRŮBĚH VÝSTAVBY

Před zahájením výstavby samotného kolektoru byly v období říjen 2000 – duben 2002 realizovány předstihové práce. Jednalo se především

in the centre of Prague. Centrum I carries utility networks of regional importance to individual parts of the centre of Prague. The construction of utility tunnels in the centre of Prague then exploited the wealth of experience gained from the construction of utility tunnels in new Prague residential areas. It, however, must not be forgotten that mined cable and water distribution tunnels were constructed in the 1970s, e.g. in Wenceslas Square. They were commissioned in 1977. A subsurface distribution system of 3rd category utility tunnels, which carried media directly to consumers, joined Centrum I, the 2nd category deep-set utility tunnel system (completed as the whole in 2002) in the centre of Prague. The construction of this system started in 1986 by the utility tunnel under Celetná Street. Other 3rd category utility tunnels were built later, i.e. Nová Radnice, Rudolfinum, Tyl Theatre, Centrum I.A in the area of Panská – Jindřišská – Politických Vězňů Streets and Příkopy. The central control facility of the utility tunnel system in Senovážné Square was completed also in 2002.

DIVISION OF PRAGUE UTILITY TUNNELS

Because the system of infrastructure networks in Prague, which is the capital of the Czech Republic, is very complex, the following above-mentioned division of utility tunnels into three categories has been used:

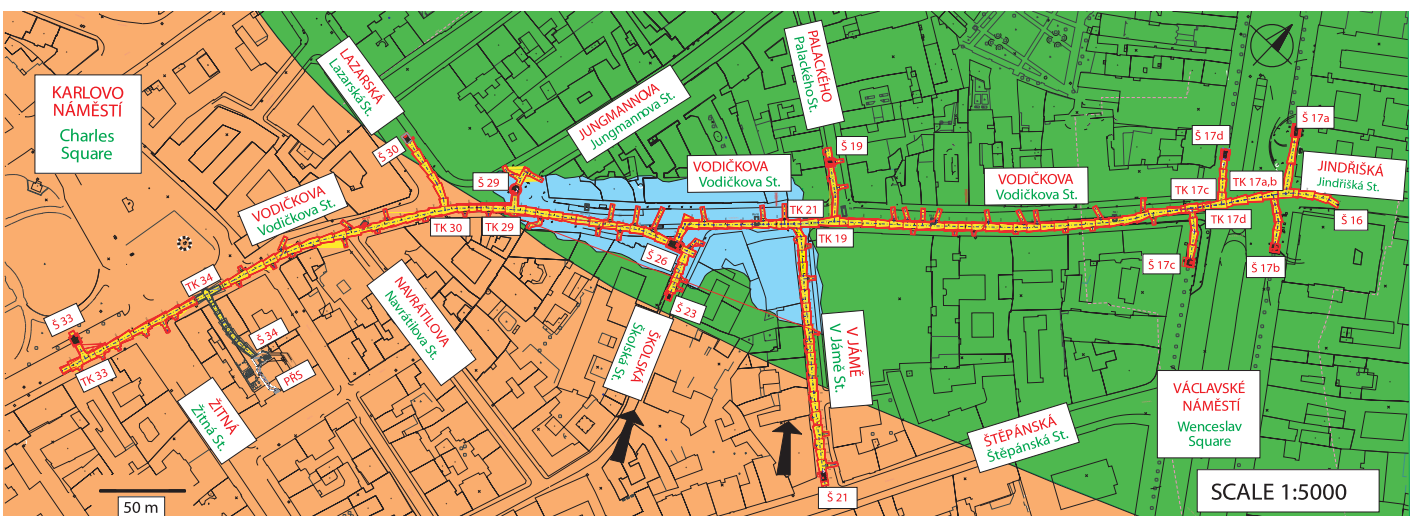
1st category utility tunnels – feeding purpose transversal tunnels. These utility tunnels are of state-wide or city-wide importance; they have not been built in Prague yet.

2nd category utility tunnels - supply tunnels of regional or city-wide importance. They usually carry media to the area being supplied or to transfer nodes. They are mined at depths of 22 – 30m. Regarding the historic centre of Prague, which is marked as CIA, the 2nd category utility tunnels have been virtually completed.

3rd category utility tunnels – distribution tunnels, consumer supply. These utility tunnels are directly connected to individual buildings, mostly through house service connections. They are driven at smaller depths up to 10 – 12m. Interconnection between the 2nd category and 3rd category utility tunnel systems is today via some exit shafts, for instance the shaft in Ovocný Trh Square. It was reasonable for the central area of Prague that, for the time being, two interconnected systems of utility tunnels, i.e. the 2nd and 3rd category tunnel systems differing in their function and elevation, have been developed.

SITUATION OF VODIČKOVA UTILITY TUNNEL

The Vodičkova route of Centrum IA utility tunnel consists of the main arterial branch, which was designed to run along the whole length of Vodičkova Street from Charles Square up to Wenceslas Square, where it joins the already completed part of Centrum I.A utility tunnel system (the route Jindřišská – Panská) through the S 16 shaft in Jindřišská Street. The main branch of the utility tunnel in Vodičkova Street receives secondary branches, namely branches in Palackého, V Jámě, Školská and Lazarská Streets. The above



LEGENDA:

Ražba v prachovitých ordovických břidlicích dobrotivského souvrství – v nadloží terasa Karlova náměstí
 Excavation through silty Ordovician shales of the Dobrotiv Member – in the overburden terrace of Charles Square

Ražba ve štěrčích a písčích udlíní maninské terasy Vltavy – místy v dolní části výrubu ordovické břidlice – dobrotivské souvrství
 Excavation through gravels and sands of the Maniny valley terrace of the Vltava – locally Ordovician shales of the Dobrotiv Member in the bottom part of the cross section

Ražba v štěrčích a písčích maninské terasy Vltavy – v nadloží organické sedimenty výplně mokřadu
 Excavation through gravels and sands of the Maniny valley terrace of the Vltava – organic sediments filling the wetland

Směr toku zaniklých vodotečí (potoků) / Direction of flow of disappeared watercourses (streams)

Obr. 1 Situace kolektorů Centrum IA – trasa Vodičkova ul.

Fig. 1 Layout plan of utility tunnels Centrum IA – Vodičkova Street route



Obr. 2 Fotografie z ražby kolektoru na Karlově náměstí
Fig. 2 Photo of the utility tunnel excavation in Charles Square

o výstavbu kolektorové šachty Š 34 a pomocného řídicího střediska (PŘS) ve dvorním objektu č. p. 670 na Karlově náměstí, dále pak ražbu únikové štoly z hlavní větve budoucího kolektoru k této šachtě a vybudování šachty Š 30 pro odbočnou větev v Lazarské ulici. K přípravným pracím náleželo samozřejmě i zajištění zástavby v okolí těchto objektů a částečně i objektů na rohu ulice Vodičkova a Václavské náměstí.

Zahájení výstavby hlavní a odbočných větví kolektoru bylo v říjnu 2003. Nejprve byly provedeny práce na zajištění okolní zástavby. Samotné stavební práce začaly v březnu 2004 hloubením těžních šachet a následnou ražbou z nich. Ražba probíhala od května 2004 do února 2006 paralelně na několika pracovištích z šesti těžních šachet. A to ze dvou šachet na Václavském náměstí (šachty Š 17c a Š 17a), z šachty na Karlově náměstí (Š 33), z šachet u křižení ul. Vodičkova s ul. Jungmannovou (šachta Š 29) a u křižovatky ul. Vodičkova s ulicí Školskou (Š 26). Odbočná větev v ulici V Jámě byla ražena od ulice Štěpánská ze šachty (Š 21) směrem k ulici Vodičkova (obr. 1). Ostatní odbočné větve byly raženy vždy z větve hlavní.

ZPŮSOB RAŽBY

Ražba byla v celé své délce prováděna pomocí strojního rozpojování horniny. Probíhala postupně po jednotlivých úsecích (obr. 1) z několika těžních šachet. Pro ražbu byla použita metoda s prvky NRTM. Tento způsob ražby ovšem v případě kolektorů 3. kategorie respektuje především nadřazené priority, které vyplývají jednak z umístění kolektoru pod ulicí v historickém centru Prahy (z toho vyplývajícím jednostranným ovlivněním zástavby na obou stranách ulice), a jednak z výškového vedení kolektoru pod úrovněmi, kde se nalézají inženýrské sítě. Především jsou to vodovodní řád v dnes již neuspokojivém stavu, kabelovody, plynovody a kanalizační sběrače. Kolektor byl mnohdy ražen velmi těsně pod různými podzemními objekty. V oblasti Václavského náměstí to byl vestibul stanice metra Můstek na trase A (což je současně podchod pro pěší) společně s kabelovým kolektorem SPT Telecom. Tento náročný úsek ražby je patrný na geologickém řezu (obr. 3). Úzká vazba výškového vedení kolektoru na koncepci geotechnického monitoringu vyplývá z rozsahu aktivní zóny v nadloží kolektoru vymezující zónu ohrožení na povrchu terénu, v níž se nacházejí části přilehlé zástavby. Ve výrazné části stavby je přímo v této zóně ohrožení vysoce frekventovaná trať tramvajové dopravy. Zde bylo nutné dodržet velmi přísná kritéria pro její provoz. Pod terénem v ulici Vodičkova i přilehlých ulic se při ražbě kolektoru nacházely v aktivní zóně nadloží provozované inženýrské sítě, jejichž užitelnost a neporušení musí být samozřejmě zachované.

Použitá observační metoda kladla důraz především na bezpečnostní sledování všech objektů v aktivní zóně a zóně ohrožení. Ať už se jedná o přilehlou zástavbu, tramvajovou trať, nebo o inženýrské sítě. Je nutné mít vždy na vědomí, že na chování aktivní zóny (tím i zóny ohrožení) a všech objektů, které jsou v ní, má obvykle vliv nejen samotná ražba, ale i realizace doplňujících stabilizačních opatření, realizovaných zpravidla z podzemí. Především pak provádění modulů tryskové injektáže – jednotlivých ochranných kornoutů realizovaných před postupem ražby v nesoudržných zeminách. Je tedy nutné nejen měřit deformace vybraných objektů, ale provádět i velmi časté revizní prohlídky v dotčených kanalizačních sběračích apod.

description is shown in Fig. 1. The secondary branches mostly join the main branch in technical chambers with larger cross sections.

THE COURSE OF CONSTRUCTION

Advanced work operations were carried out in the period of October 2000 – April 2002, before the commencement of construction of the utility tunnel proper. They comprised above all of construction of the utility tunnel shaft S 34 and the auxiliary control centre, ACC (in a building found in the courtyard of the building No. 670 in Charles Square), excavation of an escape adit from the main branch of the future utility tunnel leading to this shaft and construction of the shaft S 30 for the secondary branch in Lazarská Street. Of course, the advanced work also comprised of securing the buildings in the vicinity of the above-mentioned structures and partially also the buildings on the corner of Vodičkova Street and Wenceslas Square.

October 2003 saw the commencement of construction of the main branch and secondary branches of the utility tunnel. First of all the nearby buildings were secured. Construction work proper started in March 2004 by sinking hoisting shafts followed by tunnel excavation from them. The excavation continued from May 2004 to February 2006, simultaneously at several headings from six hoisting shafts: two shafts in Wenceslas Square (S 17c and S 17a), one shaft in Charles Square (S 33), one shaft at the intersection of Vodičkova Street and Jungmanova Street (S 29) and one shaft at the Vodičkova – Školská Streets crossing. The secondary branch in V Jámě Street was driven from the shaft S 21 in Štěpánská Street toward Vodičkova Street (see Fig. 1). The other secondary branches were always driven from the main branch.

EXCAVATION METHOD

The whole length of the excavation was carried out using mechanical equipment. Individual sections were excavated successively (see Fig. 1), from several shafts. The excavation method contained elements of the NATM. Although, this excavation method applied to 3rd category utility tunnels complies with higher priorities following both from the location of the tunnel under a street in the historic centre of Prague (and from this fact following one-sided affection of buildings on either side of the street) and the depth of the tunnel, which is under the level of buried services. Among those, above all, are a water main, which is today already in an unsatisfactory condition, cableways, gas pipelines and sewers.

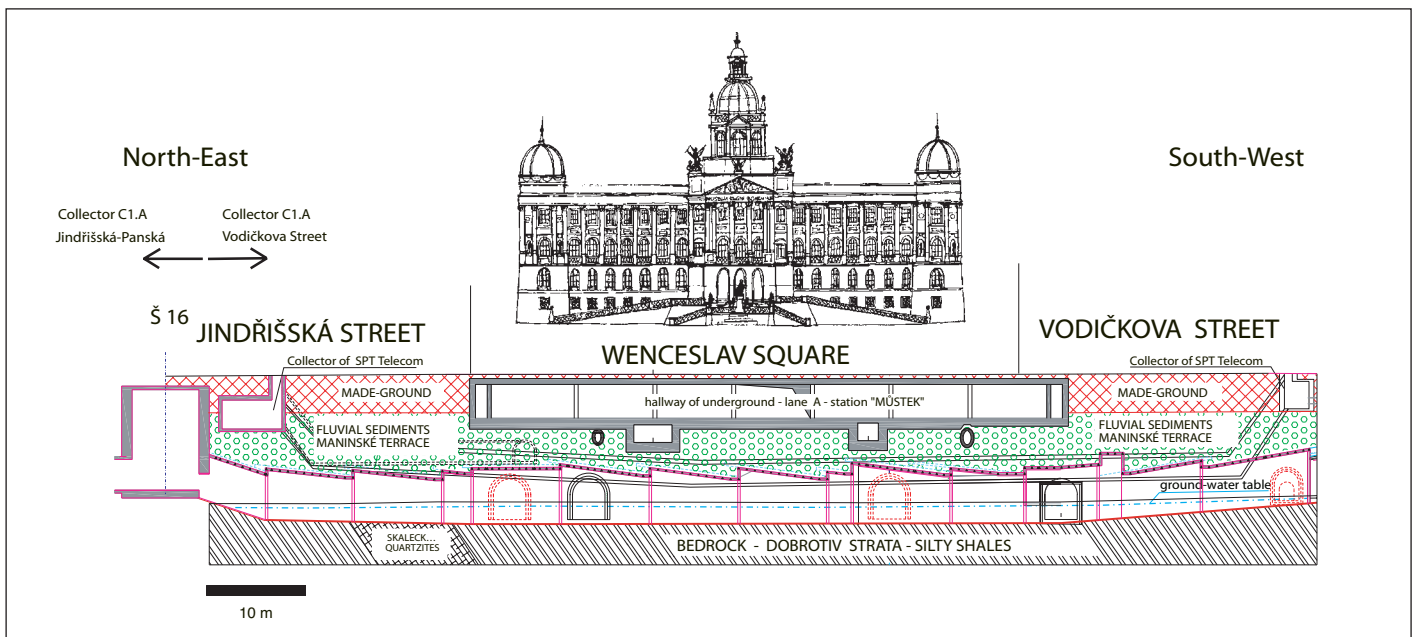
The utility tunnel was often excavated very close to various underground structures, namely the concourse of Můstek metro station on the Line A (which is at the same time also a pedestrian subway) and SPT Telecom's cable tunnel in Wenceslas Square. This difficult section of the excavation can be seen in the geological section (see Fig. 3). The close relationship between the elevation of the utility tunnel alignment and the conception of geotechnical monitoring follows from the extent of the active zone in the overburden, which determines the endangered zone on the surface where parts of the adjacent buildings are found. There is busy tram traffic directly in the endangered zone in a significant part of the tunnel construction. It was necessary for this section to comply with very stringent operation criteria. Operating utility services, which had to remain operable and undamaged, were found under the surface of Vodičkova Street and adjacent streets during the tunnel excavation, in the active zone of the overburden.

Significant element of the observational method used was the stress placed on safety monitoring of all structures found in the active zone and endangered zone, no matter whether these were adjacent buildings, a tramline or utility services. It must always be kept in mind that the behaviour of the active zone (thus also the endangered zone) and of all structures found within this zone, is usually affected not only by the excavation work proper, but also by implementation of additional stabilisation measures, which are implemented mostly from within the tunnel (above all execution of jet grouted canopies ahead of the excavation face in noncohesive ground). It is therefore necessary not only to measure deformations of selected buildings, but also to conduct frequent inspection in affected sewers etc.

GEOLOGICAL AND HYDROLOGICAL CONDITIONS

The bedrock in the area of concern, i.e. Vodičkova Street from Charles Square to Wenceslas Square, is formed by Ordovician sediments which settled at the bottom of a cold Ordovician sea (mostly silty Dobrotivý shales). They are part of the today already famous geological formation called Barrandien. However, also massive Skalec quartzite was partly encountered by the excavation in Wenceslas Square, in a tectonically limited block.

From the bedrock weathering point of view, there is certain diversity there. Weathered zones of the rock massif have remained in the full thickness in the



Obr. 3 Schematický geologický řez podchodem kolektoru pod vestibulem stanice metra Můstek na trase A

Fig. 3 Schematic geological section through the utility tunnel passage under the concourse of Můstek metro station on the Line A

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY

Skalní podloží zájmového území Vodičkovy ul. od Karlova náměstí po Václavské náměstí tvoří ordovické sedimenty, které se usazovaly na dně chladného ordovického moře a tvoří součást dnes již klasického geologického útvaru Barrandienu. Jedná se převážně o prachovité dobrotivské břidlice. Na Václavském náměstí byly ražbou zachyceny částečně i pevné skalecké křemence v tektonicky ohraničené kře.

Z hlediska zvětrání horninového masivu skalního podloží zde existuje určitá diverzita. Ve skalním podloží pod terasou Karlova náměstí zůstaly zachovány zóny zvětrání horninového masivu v původní plné mocnosti, oproti tomu převážná část zón zvětrání pod terasou údolní (maninskou) byla erozí Vltavy odstraněna (obr. 4).

V nejmladších geologických dobách – v pleistocénu (starší části kvartéru), kdy se střídaly doby ledové s meziledovými, řeka Vltava nejen změnila své koryto, ale postupně se i zahlubovala, čímž tvořila terasové stupně, na kterých následně ukládala převážně písčité a šterkovité fluvialní sedimenty ve formě terasových akumulací. Tím vytvořila v oblasti dnešní Vodičkovy ulice jednak nižší akumulaci nejmladší údolní maninské terasy s bázi na kótě 184 – 185 m n. m., a jednak vyšší akumulaci starší terasy Karlova náměstí s bázi 200 m n. m.

Akumulace údolní terasy maninské od terasy Karlova náměstí je oddělena skalním stupněm v dobrotivském souvrství, který je překryt rozvlečenými fluvialními sedimenty. Tento skalní stupeň je patrný i dnes v morfologii terénu. Na situaci (obr. 1) je vidět ohraničení údolní terasy přibližně podél ulice Lazarské, kolmo přes ulici Školskou a ul. V Jámě. Oproti situaci v ulicích Školská a V Jámě není však skalní stupeň mezi jednotlivými terasami ve Vodičkově ulici zdánlivě tak výrazný, neboť ražba pod touto ulicí neprotínala okraj maninské terasy kolmo. Tím se prokázalo, že přechod mezi jednotlivými terasami byl pozvolnější a rozsáhlejší, přibližně od Novoměstské radnice, dokonce až za křižovatku s ul. Jungmannovou. U terasových sedimentů se jedná o únosné písčité šterky s dobře opracovanými valouny s polohami středně zrnitých písků.

Akumulace terasy Karlova náměstí, jejíž reliktů jsou jednak na Karlově náměstí, ale také východně od zájmového území v oblasti ul. Štěpánské, dříve obsahovala poměrně vydatnou zvětrání podzemní vody, která vyvěrala na povrch v severní části Štěpánské ul. Odtud voda proudila ve formě občasných vodotečí (potoků) směrem k dnešní ul. Vodičkově (obr. 1). Bylo to přibližně souběžně s ulicí V Jámě a také ul. Školskou. Pod svahem se činností vodotečí vytvořila rozsáhlá terénní deprese, vyplněná vodou, která v dalším vývoji byla postupně zaplňovaná rozmanitými sedimenty. Jednalo se pravděpodobně o přírodní průtočnou nádrž. Tento mokřad možná plnil funkci napajedla pro dobytek či kaliště prasat. Zmíněný mokřad byl vyplněn bahnými sedimenty, které se střídaly se splachovými sedimenty, které tvořily výplavové kužely spočívající na údolní maninské terase.

V době své nejmladší existence byl tento mokřad zaplňován jak antropogenními navažkami, tak i při vydatných srážkách přírodními splachy.

bedrock under the Charles Square terrace, whilst major part of weathered zones under the Maniny valley terrace was removed, eroded by the Vltava (see Fig. 4).

In the latest geological periods, the Pleistocene (older part of Quaternary), where glacial periods alternated with interglacial periods, the Vltava River not only changed its bed but also cut it deeper. Thus it formed terrace-like steps and subsequently covered them with mostly sandy and gravely sediments in the form of terrace accumulations. This is how the lower accumulation of the youngest Maniny valley terrace at an altitude of 184 – 185m a.s.l. and the higher accumulation of the older terrace in Charles Square with its base at 200m a.s.l. originated.

The accumulation of the Maniny valley terrace is separated from the Charles Square terrace by a rock step found in the Dobrotiv Member. The step is covered with spread fluvial sediments. It is visible in the terrain morphology even today. The boundary of the valley terrace running approximately along Lazarská Street, perpendicularly to Školská and V Jámě Streets, is visible in the plan (see Fig. 1). Contrary to the situation in Školská and V Jámě Streets, the step between the individual terraces is seemingly not so noticeable in Vodičkovy Street because the excavation under this street did not cut the edge of the Maniny terrace at so perpendicular angle. This was a proof that transition between the terraces was more gradual and more extensive, approximately from the New Town Hall, even beyond the intersection with Jungmanova Street. The terrace sediments consist of competent sandy gravels with well shaped boulders and layers of medium-graded sand.

The accumulation of the Charles Square terrace, which has its relics not only in Charles Square but also east of the area of concern, in the area of Štěpánská Street, contained in the past a relatively high-yield aquifer with

Obr. 4 Fotografie geologických poměrů na čele výrubu pod Václavským náměstím
Fig. 4 Photo of geological conditions at the excavation face under Wenceslav Square



To mohlo být až do ranného středověku (11. až 12. stol.). Zасыпání močálové sníženiny označované jako „jáma“ či „louže“ (odtud pochází její místní názvy – patrné na obr. 5) organickými deponiemi odpadů (kůže, sláma a výkaly) zřejmě souviselo s postupujícím trvalým osidlováním a zástavbou Nového Města pražského (založeného 1348). Toto zasypávání mohlo probíhat do konce 16. stol. Směrem k současnému povrchu terénu byly pak ukládány již jen antropogenní suť a heterogenní násypy.

Podzemní vody se v lokalitě kolektorů Vodičkova dnes vyskytují v souvislých zvodních, a to jednak na bázi terasy Karlova náměstí na kótě 200–201 m n. m. (v oblasti Novoměstské radnice dokonce pod ní až ve zvětralém skalním podloží), a jednak na bázi údolní terasy na kótách 184 – 185 m n. m. Terasové stupně jsou odděleny výše uvedeným skalním stupněm, jehož sklon přibližně sleduje i spád hladiny podzemní vody, která stéká ve směru sklonu hornin skalního podkladu směrem k severozápadu.

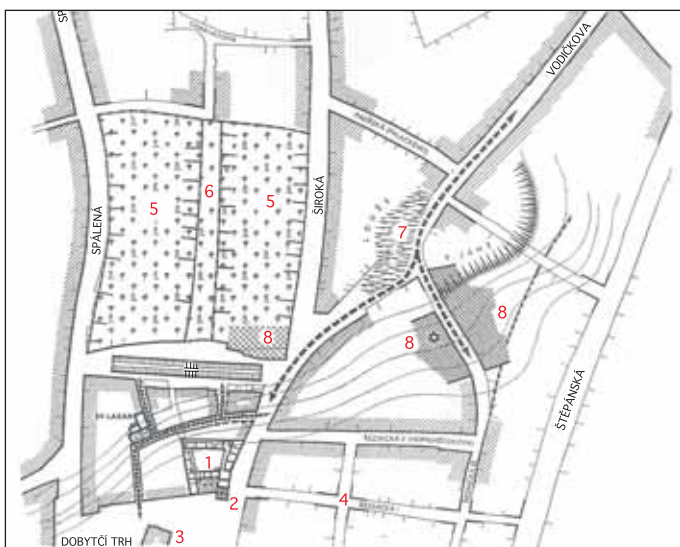
VBÍBRANÉ POZNATKY Z GEOTECHNICKÉHO MONITORINGU

V únoru 2006 byla provedena slavnostní prorážka a tím ukončeny ražby. Na závěrečné vyhodnocení geotechnického monitoringu je v současné době příliš brzy. Avšak již nyní lze upozornit na některé poznatky, které jsou užitečné a využitelné na dalších stavbách obdobného typu.

NOVÝ PŘÍSTUP VE ZPRACOVÁNÍ GEOLOGICKÉ DOKUMENTACE RAŽBY

Na kolektorech Vodičkova se postupně vyvinul vhodný přístup zaznamenání aktuálního stavu geologických poměrů a doplňujících stabilizačních opatření na čele výrubu každého z pracovišť stavby pomocí geotechnického pasportu, který obsahuje cíleně prováděné digitální fotografie nezajištěného čela i boků výrubu.

Do těchto fotografií, umístěných na druhé straně listu geotechnického pasportu, jsou graficky (pomocí tabletu – „grafické počítačové myši“) interpretovány úložné poměry geologických poměrů, přítoky podzemní vody, popřípadě rozhodující diskontinuity v horninovém masivu skalního podloží. Pro prostředí, ve kterém se mělké distribuční kolektory v Praze razí, je tento přístup velmi vhodný, neboť je názorně patrný například kontrast mezi skalním podložím a pokryvnými útvary (např. údolní terasou Vltavy). Zaznamenávání geologických a částečně i technologických informací na všech pracovištích (čelbách) umožňují všem zainteresovaným stranám – investorovi, projektantovi, dodavatelům stavby i pověřeným externím specialistům vytvořit si ucelenou představu jak o geologických poměrech, tak i stavu zastižených technologických prvků, například doplňujících stabilizačních opatřeních ve vazbě na ražbu.



Obr. 5 Historický plán části Vodičkova ul. a ul. V Jámě
1 – radnice; 2 – věž; 3 – sklad slanečků; 4 – parcela z počátku 15. století;
5 – židovská zahrada; 6 – nově trasovaná Vladislavova ulice; 7 – louže;
8 – židovské domy (Lorenc, 1973)

Fig. 5 Historic plan of part of Vodičkova Street and V Jámě Street
1 – Town Hall; 2 – tower; 3 – salted herring store; 4 – plot of ground from the beginning of the 15th century; 5 – Jewish garden; 6 – new route of Vladislavova Street; 7 – puddle; 8 – Jewish houses (Lorenc, 1973)

a spring on the surface in the northern part of Štěpánská Street. Water flow from this place in the form of occasional watercourses (streams) running toward today's Vodičkova Street (see Fig. 1), approximately in parallel with V Jámě and Školská Streets. An extensive depression filled with water and later with other sediments was created by the action of the watercourse under the slope. It was probably a natural flow-through reservoir. This wetland may have performed the function of a watering place for cattle or a muddy pool for swine. The above mud pool was filled with mud sediments, which alternated with wash sediments, forming alluvial fans resting on the Maniny valley terrace.

In the period of its youngest existence, this mud pool was continuously filled with both anthropogenic fills and natural wash during storms. This is how it could have been up to the early Middle Ages (the 11th to 12th century). The fact that the marshy depression called “jáma” (a hollow) or “louže” (a puddle) (see the local names in Fig. 5) was filled up with organic waste as skin, straw and faeces, was probably connected with continuing permanent process of settlement and building in Prague New Town (founded 1348). The filling could have lasted till the end of the 16th century. Only anthropogenic debris and heterogeneous fills had been deposited there since that time before they reached the current surface level.

Today, groundwater occurs in the location of the utility tunnels in Vodičkova Street in the form of continuous aquifers, namely on the basis of the Charles Square terrace at the level of 200–201 m a.s.l. (in the area of the New Town Hall even lower, in the weathered bedrock) and on the basis of the valley terrace at the levels 184 – 184 m a.s.l. The terrace steps are separated by the above-mentioned rock step. The gradient of the step is roughly followed by the gradient of the water table (the water flow follows the gradient of the bedrock surface, i.e. the north-eastern direction).

SELECTED PIECES OF KNOWLEDGE FROM GEOTECHNICAL MONITORING

The excavation was finished by a breakthrough ceremony held in February 2006. It is too early today for final assessment of the geotechnical monitoring. It is, however, possible even now to draw attention to some pieces of knowledge which are useful and applicable at other projects of a similar type.

NEW APPROACH TO PROCESSING GEOLOGICAL DOCUMENTS OF EXCAVATION

An approach suitable for recording the actual state of geological conditions and additional stabilisation measures at each heading has been gradually developed for the utility tunnels Vodičkova, using a geotechnical passport containing digital photographs of the unsupported face and sides of the excavation.

The ground bedding conditions, groundwater inflows or major discontinuities in the rock mass forming the bedrock are interpreted in those photographs using a tablet – a “graphical computer mouse” (the photographs are placed on the other side of the geotechnical passport sheet. This approach is very suitable for the environment which the shallow distribution utility tunnels are excavated in. It provides visual identification e.g. of the contrast between the bedrock and cover bodies (e.g. the Vltava valley terrace). The recording of geological and partly also technological information at all workplaces (headings) allows all parties, the client, designer, contractor and authorised external specialists, to develop a comprehensive idea about geological conditions and the state of the technological elements encountered, for instance additional stabilisation measures in relation to the excavation.

This geotechnical passport is stored digitally in the geotechnical monitoring database, in the freely accessible pdf format. It is filed and made accessible to all parties in the geotechnical monitoring office using a protected remote connection of external computers to the monitoring office network. Hard copies of the documents (with the digital photos printed by perfecting of the geotechnical passport) are immediately submitted to all headings. The documentation of engineering geological conditions at the heading processed in the above way complies both with requirements contained in § 17 of ČBÚ notice No. 55/1996 Coll. and Technical Specifications for Documentation of Construction of Community Collectors (TKP-D-STIS) from 2003. The geological conditions verified by the excavation and the assumed geological conditions in the vicinity of the tunnel are interpreted continually with the utility tunnel excavation proceeding, in unexaggerated geological sections of the main branch and secondary branches of the tunnel. In the final phase, the assumed geological conditions in the vicinity of the utility tunnel, above all in the overburden, are refined using the results of geotechnical documentation of technological probe holes drilled in buildings, and by means of documentation of other underground structures, for example



Obr. 6 Kancelář geotechnického monitoringu na Karlově náměstí
Fig. 6 Geotechnical monitoring office in Charles Square

Tento geotechnický pasport je digitálně ukládán do databáze geotechnického monitoringu ve volně přístupném formátu PDF. Zde v kanceláři geotechnického monitoringu na Karlově náměstí (obr. 6) je archivován a zpřístupněn všem zainteresovaným stranám pomocí zabezpečeného vzdáleného připojení externích počítačů k síti kanceláře monitoringu. Ve formě tištěné (kde jsou digitální fotografie otištěny za pomoci oboustranného tisku na druhou stranu geotechnického pasportu) je tato dokumentace ihned předávána na všechna provozovaná pracoviště stavby. Toto zpracování dokumentace inženýrskogeologických poměrů na čele výrubu splňuje jak požadavky na něj kladené v § 17 vyhl. ČBÚ č. 55 / 1996 Sb., tak i v technických kvalitativních podmínkách pro dokumentaci staveb sdružených tras inženýrských sítí (TKP-D-STIS) z roku 2003. Průběžně s výstavbou kolektorů jsou ražbou ověřené a předpokládané geologické poměry v okolí kolektoru interpretovány do nepřevýšených geologických řezů hlavních i odbočných větví kolektoru. V konečné fázi jsou předpokládané geologické poměry v okolí kolektoru, především v jeho nadloží, zpřesňovány pomocí výsledků geologické dokumentace technologických průvrtů do objektů zástavby a pomocí dokumentace dalších drobných podzemních děl. Například hloubených kabelových komor či šachtic a štol pro opravu kanalizačních sběračů.

PŘÍNOSNÁ SPOLUPRÁCE GEOLOGŮ S ARCHEOLOGY

V historické části centra Prahy je pro interpretaci a poznání geologických poměrů (a to především v aktivní zóně nadloží kolektoru 3. kategorie) velmi přínosná spolupráce inženýrského geologa s archeology, kterým z litery zákona musí být umožněn záchranný archeologický průzkum kulturních vrstev zpřístupněných jednotlivými podzemními díly. U kolektoru Vodičkova se jednalo především o úsek ražby, která probíhala ve fluválních sedimentech údolní maninské terasy, avšak s nadložím tvořeným převážně organickými sedimenty raně středověkého mokřadu, vyplněného posléze antropogenním materiálem. Tato vrstva složená z převážně organických hlinitých a písčitých zemín s různými organickými zbytky dřev, kůží, slámy (dokonce i koster zvířat – obr. 7) dosahovala co do obsahu organických látek v zemině až 16,3 %. Přičemž podle ČSN 73 1001 „Základová půda pod plošnými základy“ se u písčitých zemín za organické zeminy považuje zemina s obsahem organických látek vyšším než 3 % a u jemnozrných s obsahem vyšším než 5 %. Velké množství organické příměsi znemožňuje využití organických zemín jako základové půdy. Z tohoto důvodu lze považovat z dnešního současného pohledu základovou půdu pod částí budov v oblasti tohoto bývalého mokřadu za nevhodnou pro plošné zakládání. Normové geotechnické charakteristiky těchto organických zemín se pak obvykle stanovují pro jednotlivé konkrétní případy podle výsledků zkoušek a podle místních zkušeností.

Předpokládaný plošný rozsah těchto sedimentů je patrný na obr. 1 a obr. 5. To, že tato vrstva je pro interpretaci geotechnického monitoringu nezanedbatelná, hovoří i její mocnost. Např. před ústím ulice Školská do ulice Vodičkova činila 3,5 m (vrstva byla dokumentována od 3 do 6,5 m pod terémem). Některá starší historická zástavba byla na těchto nepříznivých základových poměrech pravděpodobně alespoň částečně založena. Příkladem může být budova bývalé Vyšší dívčí školy na rohu ulic Školská a Vodičkova.



Obr. 7 Organické sedimenty mokřadu v okolí ústí ul. Školské do ulice Vodičkovy. Nalevo šachta Š 26 u „Dívčí školy“, vpravo dole lebka koně, nalezená v této šachtě, vpravo nahoře štola pro opravu kanalizačního sběrače nad úrovní kolektoru

Fig. 7 Organic sediments of the wetland in the vicinity of the junction of Školská Street and Vodičkova Street. Left side – S 26 shaft at the girls' school; right bottom corner – horse skull found in this shaft; right top corner – gallery for repair of a trunk sewer above the utility tunnel level

cut-and-cover cable chambers or shafts and galleries used for repairs of trunk sewers.

FRUITFUL COLLABORATION OF GEOLOGISTS WITH ARCHAEOLOGISTS

In the historic part of the centre of Prague it is fruitful for engineering geologists in terms of interpretation and recognition of geological conditions (primarily in the active zone of the overburden of 3rd category utility tunnels) to collaborate with archaeologists, who have the legal right to carry out saving archaeological survey of cultural strata made accessible by particular underground works. Regarding the utility tunnels under Vodičkova Street, this was above all the case of the excavation section passing through fluvial sediments of the Maniny valley terrace where the cover consisted mostly of organic sediments of an early medieval wetland filled later with anthropogenic material. The organic content of the soil in this layer, which consisted mostly of organic loamy and sandy soils with various organic remains of wood, skins, straw, even animal skeletons (see Fig. 7), reached a value of up to 16.3%, whilst, according to ČSN 73 1001 “Foundation of structures, Subsoil under shallow foundations”, soil containing over 3% and 5% of organic matter is considered organic in the case of sandy soils and fine-grained soils respectively. Large proportion of organic addition makes the use of organic soils as foundation ground impossible. For that reason, viewed from the modern perspective, the foundation ground under a part of the buildings in the area of the former wetland can be considered unsuitable for shallow foundations. Characteristic geotechnical properties of those organic soils are usually determined for individual specific cases according to testing results and local experience.

The anticipated extent of the area covered by those sediments can be seen in Fig. 1 and Fig. 2. The fact that this layer is nonnegligible for interpretation of the geotechnical monitoring is even clearer if we consider its thickness. For instance in Školská Street, before the junction with Vodičkova Street, it amounted to 3.5m (the layer was documented at a depth from 3m do 6.5m under the surface). Some older historic buildings are likely to have been founded, at least partly, in these unfavourable foundation conditions. As an example we can mention the building of the former girls' school on the corner of Školská and Vodičkova Streets.

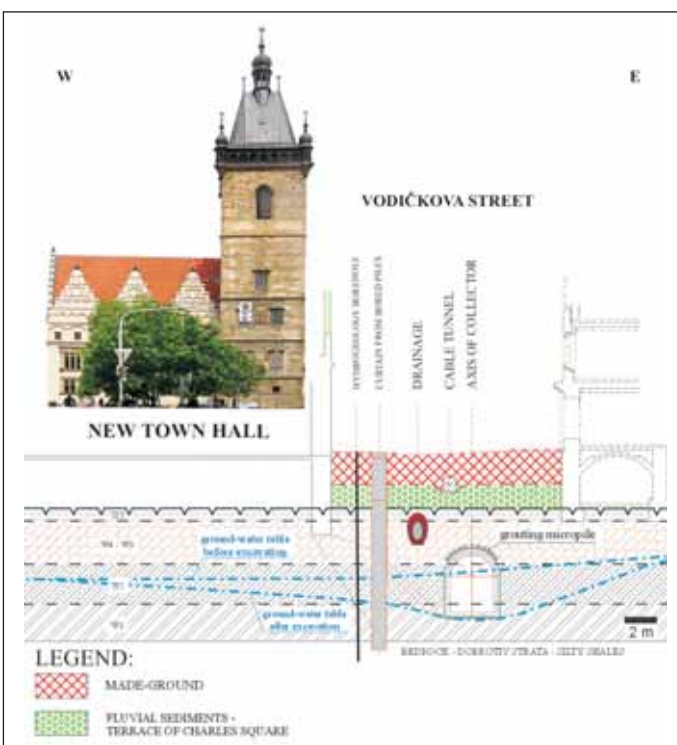
Based on the results of the geotechnical monitoring, we know today that relatively higher values of deformations were measured for instance at the end of V Jámě Street joining Vodičkova Street, where this layer of organic sediments is undoubtedly found in the overburden of the secondary branch of the utility tunnel. The diversity of deformations measured on buildings adjacent to the utility tunnel also appeared, due to the presence of organic sediments. Although, owing to technical measures implemented prior to the construction of the tunnel, first of all underpinning of the foundation by jet grouting or jet grouted columns forming curtains set forward of the buildings, the values of settlement of adjacent buildings were in the order of millimetres.

Z výsledků geotechnického monitoringu dnes víme, že relativně vyšší deformace terénu nad kolektorem byly naměřeny například u ústí ulice V Jámě do ulice Vodičkovy, kde je nesporně tato vrstva organických sedimentů v nadloží kolektorové odbočné větve. Diverzita deformací měřených na zástavbě přilehlé ke kolektoru se též projevila vlivem přítomnosti organických sedimentů. Avšak díky technickým opatřením realizovaným před výstavbou kolektoru, především podchycením základů pomocí tryskové injektáže či předsunutých clon ze sloupů tryskové injektáže, byly poklesy přilehlé zástavby pouze v řádu jednotkách mm.

VYUŽITELNOST HYDROGEOLOGICKÝCH VRTŮ PRO DOPLNĚNÍ INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉHO PRŮZKUMU

V rámci předstihových prací pro zajištění zástavby bylo provedeno jednak podchycení základů tryskovou injektáží, popřípadě mikropilotami. Tam, kde z nějakých důvodů nebylo možné toto podchycování realizovat, byly provedené před zástavbou předsunuté clony ze sloupů z tryskové injektáže, v případě Novoměstské radnice clona z vrtaných pilot (obr. 8).

Do vybraných sloupů tryskové injektáže před důležitými objekty (u Novoměstské radnice do vrtané piloty) byly realizovány inklinometrické vrty. Ihned v návaznosti, ještě v rámci zajišťujících prací, byla postupně vytvořena síť hydrogeologických vrtů. Při jejich realizaci se osvědčilo provést tyto vrty pomocí jádrového vrtání, neboť z výsledků jejich geologických popisů a s přihlédnutím k zaznamenané geologii z vrtných prací při realizaci zajištění zástavby, došlo k výraznému zpřesnění obrazu o geologických poměrech oproti geologickému průzkumu. Zvláště se ozřejmil velmi pozvolný přechod skalního stupně mezi jednotlivými terasami v hlavní trase kolektoru a geologické poměry v dolní části odbočné větve v ul. V Jámě. Tyto nové poznatky bylo možné zohlednit ještě v realizační projektové dokumentaci jednotlivých úseků ražby. Hydrogeologické vrty též zpřesnily představu o hydrogeologických poměrech v trase kolektoru. Nepotvrdily se například obavy z toho, že v oblasti Václavského náměstí lze očekávat zvýšené přítoky do výrubu kolektoru z terasových sedimentů údolní maninské terasy. Tato oblast je již značně vzdálená od řeky Vltavy, proto zde není patrný její vliv. Navíc od realizace metra trasy A zde došlo pravděpodobně k drenáži této zvodně. Druhou obavou byl předpoklad výrazných přítoků na Karlově náměstí v oblasti ústí Žitné ulice do Karlova náměstí. Tyto přítoky z vyšších poloh nad Karlovým náměstím (oblasti ulice Na Rybníčku) v současné době nejsou pravděpodobně vlivem realizací různých technických zásahů do horninového masivu nad Karlovým náměstím tak vydatné a projeví se při ražbě jen ojedinělým soustředěným přítokem o malé vydatnosti. Z hlediska chemismu podzemní vody odpovídaly v celé trase



Obr. 8 Schematický geologický řez u Novoměstské radnice na Karlově náměstí
Fig. 8 Schematic geological section at New Town Hall in Charles Square

UTILIZABILITY OF HYDROGEOLOGICAL BOREHOLES FOR ADDITION TO ENGINEERING GEOLOGICAL INVESTIGATION

Existing buildings were secured in the framework of advance works consisting of underpinning of foundations by jet grouting or micropiles. Wherever, for any reason, the underpinning could not be performed, forward set curtains made up by jet grouted columns or bored piles (at the New Town Hall) (see Fig. 8) were carried out.

Inclinometer boreholes were executed in selected jet grouted columns in front of important buildings (in a bored pile in the case of the New Town Hall). A network of hydrogeological boreholes was installed subsequently, still as part of the securing operations. A reasonable decision was made to use core drilling technology because the drill logs, combined with information on geology obtained by drilling for the building securing operations, made significant refinement of knowledge of the geological conditions which had been provided by original geological investigation possible. In particular, the very gradual transition of the rock step between the individual terraces found on the main route of the utility tunnel and geological conditions at the bottom part of the branch in V Jámě Street were clarified. It was still possible to reflect the new pieces of knowledge in the design of means and methods of individual sections of excavation. The hydrological boreholes also improved knowledge of hydrogeological conditions along the utility tunnel route. The fear, for instance, that increased inflows into the excavation from terrace sediments of the Maniny valley terrace which could have been expected in the area of Wenceslas Square did not materialise. This area is already at a sufficient distance from the Vltava River therefore its influence is no more perceptible there. In addition, this aquifer had been gradually drained since the completion of the Line A of metro. Another fear was an assumption of significant inflows in Charles Square, in the area of Žitná Street ending at Charles Square. Intensity of these inflows from higher elevations above Charles Square (the area of Na Rybníčku Street) is not currently so high, probably due to various construction activities affecting the rock mass above Charles Square in the past. The inflows appeared during the course of the tunnel excavation rather rarely, as low-yield concentrated flows. Groundwater chemistry gave some evidence that the water encountered along the entire route of the utility tunnel comes from the Quaternary aquifers existing on both terraces. It was proven by a slight degree of XA1 corrosivity determined by chemical analyses.

MONITORING OF INFLUENCE OF CROSSING OF UTILITY TUNNEL BRANCHES ON DEFORMATIONS IN THE NEIGHBOURHOOD

The direction of excavation of branches of 3rd category utility tunnels in Prague is usually designed to follow the streets. Technical chambers are mostly built in the points where the branches join. The locations where the branches join are more difficult in terms of tunnelling, therefore they require more attention to be paid by geotechnical monitoring. Because superposition of deformation effects on the tunnel surroundings occurs during the excavation of junctions of branches, induced both by the main branch and the diverting branch, this phenomenon has to be monitored. It can be registered by monitoring stations with levelling points pointedly situated on the surface (thus the gradual development of the settlement trough can be monitored) and by inclinometer measurement carried out in a borehole situated in the location of the utility tunnel branches crossing (or directly opposite the point where the secondary branch meets the main). The result of precision inclinometer measurement carried out in a specially cased borehole situated in the offset curtain (to a jet grouted column) found between existing buildings and the junction of the main branch of the utility tunnel in Vodičkovy Street and the secondary branch in Lazarská Street can be used as an example. This jet grouted column curtain had been constructed before the excavation of the utility tunnel, as part of the existing buildings securing operations. Interpretation of results of the inclinometer measurement at the junction of tunnel branches must be based not only on geological conditions of in this location, but also on the timing sequence of excavation along individual branches. The influence of geological environment on horizontal deformations of the jet grouted curtain during the course of the main branch under Vodičkovy Street (therefore "in the region" of the inclinometer borehole) is obvious from Fig. 9. As early as the second measurement, it is possible to register the difference between deformations of the jet grouted column keyed into the Dobrotivý Shale bedrock and its deformations in the Quaternary cover (terrace sediments and made-ground). All further measurements registered the influence of the excavation of the branch in Lazarská Street in superposition with the influence of the main branch excavation.

kolektoru podzemní vody převážně kvartérním zvodním v obou terasách, což prokázal z chemických analýz i slabý stupeň její agresivity XA1.

MONITORING VLIVU KŘÍŽENÍ KOLEKTOROVÝCH VĚTVÍ NA DEFORMACE OKOLÍ

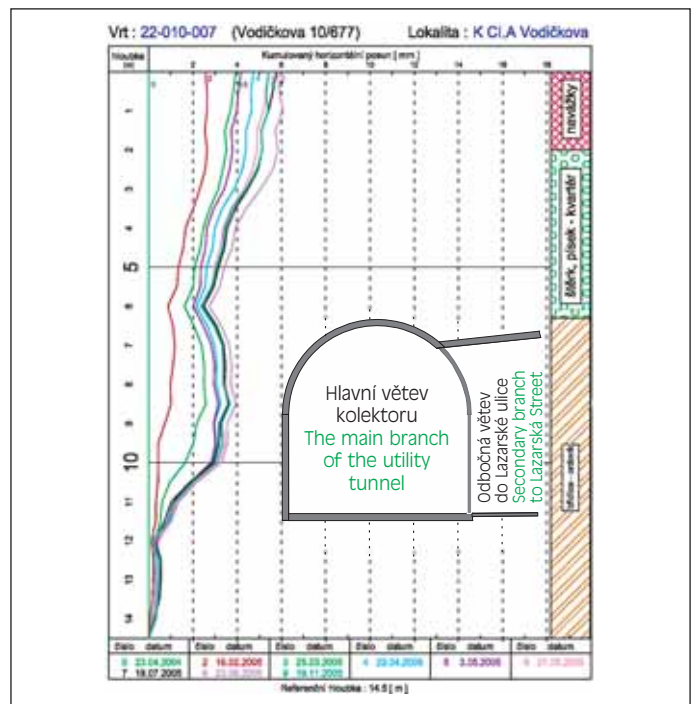
Kolektory 3. kategorie v Praze jsou raženy obvykle tak, aby jejich větve směrově kopírovaly situace jednotlivých ulic. V místech, kde se jednotlivé větve na sebe napojují, se většinou realizují technické komory. Tato místa křížení jednotlivých větví jsou z hlediska tunelování náročnější a vyžadují pozornost geotechnického monitoringu. Jelikož při ražbě křížení jednotlivých větví dochází k superpozici deformačního ovlivnění okolí kolektoru jednak od větve hlavní, tak i od větve odbočné, je nutné tento jev monitorovat. Lze jej zaznamenat cíleně situovanými měřicími nivelačními profily na terénu (kde můžeme monitorovat postupný vývoj poklesové kotliny) a také měřeními inklinometrickým, umístěným ve vrtu v místě křížení kolektorových větví (respektive naproti napojení větve vedlejší na větev hlavní). Příkladem může být výsledek měření přesné inklinometrie prováděné ve speciálně vystrojeném vrtu, který byl situován do představené clony (do sloupů tryskové injektáže) umístěné mezi zástavbu a křížení hlavní větve kolektoru v ul. Vodičkova s větví odbočnou v ul. Lazarská. Tato clona ze sloupů tryskové injektáže byla realizovaná před ražbami kolektoru v rámci zajišťovacích prací okolní zástavby. Interpretace výsledků inklinometrického měření musí v místě křížení kolektorových větví vycházet nejen z geologických poměrů tohoto místa, ale i z časového postupu ražeb v jednotlivých větvích. Vliv geologického prostředí na horizontální deformace clony z tryskové injektáže je při ražbě hlavní větve ulic Vodičkova (tedy „okolo“ inklinometrického vrtu) patrný z obr. 9. Již od druhého měření se projevuje rozdíl v deformacích sloupů tryskové injektáže vetknutého do skalního podloží z dobrotivských břidlic a jeho deformací v kvartérních pokryvných útvarech (terasových sedimentech a navážkách). Další měření již zaznamenávají vliv ražby do odbočné větve v Lazarské ulici v superpozici s vlivem ražby ve větvi hlavní.

ZÁVĚR

Geotechnický monitoring kolektorů 3. kategorie v ul. Vodičkova hraje důležitou roli ve výstavbě těchto kolektorů a již v době současné, kdy byly dokončeny všechny ražby, lze připomenout některé jeho poznatky. Je to například užitečnost interdisciplinárního přístupu při interpretaci výsledků geotechnického monitoringu. Vzájemná spolupráce geotechniků a inženýrských geologů s archeology přináší v historických částech Prahy mnoho cenných podnětů při interpretaci výsledků jeho jednotlivých měření. Další plánovaný rozvoj kolektorů rozhodně může čerpat ze zkušeností nabytých jak z realizace těchto kolektorů v ul. Vodičkova, tak samozřejmě i z celé dvacetileté historie výstavby kolektorů v Praze.

RNDr. RADOVAN CHMELARĚ, Ph.D.,
e-mail: radovan.chmelar @ pudis.cz

Mgr. LIBOR SÍLA, e-mail: libor.sila @ pudis.cz, PUDIS, a. s.



Obr. 9 Výsledky přesné inklinometrie ve sloupu tryskové injektáže, který je součástí představené clony u křížení hlavní větve ul. Vodičkova s odbočnou větví v Lazarské ul. (SG-Geotechnika)

Fig. 9 Results of precision inclinometer measurement in a jet grouted column, which is part of an ahead offset curtain at the junction of the main branch in Vodičkova Street and secondary branch in Lazarská Street (SG-Geotechnika)

CONCLUSION

Geotechnical monitoring of the 3rd category utility tunnels in Vodičkova Street plays an important role in the construction of the utility tunnels. Some of the pieces of knowledge gained during the monitoring can be discussed already now, when all excavation operations are over. This is, for instance, utility of the interdisciplinary approach to interpretation of results of geotechnical monitoring. In historic parts of Prague, joint cooperation between geotechnicians, engineering geologists and archaeologists yields many valuable ideas in the course of interpretation of results of individual measurements. Certainly, the further planned development of utility tunnels can use experience obtained not only from the construction of these particular utility tunnels, but also from the twenty-year history of utility tunnel construction in Prague.

RNDr. RADOVAN CHMELARĚ, Ph.D.,
e-mail: radovan.chmelar @ pudis.cz

Mgr. LIBOR SÍLA, e-mail: libor.sila @ pudis.cz, PUDIS, a. s.

LITERATURA / REFERENCES

- Cílek, V. (2001): Antropogenní změny reliéfu Prahy, in Kovanda, J. a kol.: Neživá příroda Prahy a jejího okolí. Academia spolu s Českým geologickým ústavem, Praha
- Dvořák, F. (1994): Limitující faktory pro návrh a realizaci kolektorů 3. kategorie v centru Prahy. Sborník konference Podzemní stavby Praha 1994, Praha, s. 79 – 82
- Dvořák, F. (2000): Kolektory v centru Prahy – vliv výškové polohy nivelety na návrh a realizaci stavby. Sborník konference Podzemní stavby Praha 2000, Praha, s. 206 – 211
- Dvořák, F. (1997): Tryskové injektáže pro zajištění zástavby a ražby kolektorů v centru Prahy. Sborník konference Podzemní stavby Praha 1997, Praha, s. 15 – 18
- Dvořák, F. (2003): Podzemní stavby v centru Prahy a principy podzemního urbanismu. Sborník konference Podzemní stavby Praha 2003, Praha, s. 22 – 26
- Fabián, O. (1997): Kolektorová síť Vodičkova–Jungmannova. Sborník konference Podzemní stavby Praha 1997, Praha, s. 19 – 21
- Chmelar, R. – Síla, L. (2004–2006): Kolektor Centrum I.A, etapa 0004 Vodičkova. Inženýrskogeologický dozor při ražbě – etapové měsíční zprávy. PUDIS, a. s., Praha
- Lorenc, V. (1973): Nové Město pražské. SNTL, Praha, 204 s.
- Sochůrek, J. (1994): Vývoj a tendence řešení ražených kolektorů a technologie provádění. Sborník konference Podzemní stavby Praha 1994, Praha, s. 121–125
- Svoboda, J. – Poloprudský, P. – Fabián, O. (2000): Kolektor Centrum I.A – trasa Vodičkova ul. Sborník konference Podzemní stavby Praha 2000, Praha, s. 219–224
- Svoboda, J. (2003): Přípravovaná výstavba kolektorů III. kategorie v centrální oblasti hlavního města Prahy. Tunnel, roč. 12, č. 4, s. 45–47
- Vintera, J. (1997): Kolektorzace centra Prahy. Sborník konference Podzemní stavby Praha 1997, Praha, s. 67–69
- Verner, L. – Kočík, M. (1975): Kabelové a vodovodní kolektory na Václavském náměstí. Zpravodaj Metro, r. 6., č.1, s. 3–6
- Zavřel, J. (2003): Praha 1 – Nové Město Vodičkova ul. č.p. 1277/II – Geologické poměry archeologické lokality, Praha, 15 s.

DEFINITÍVNE BETÓNOVÉ KONŠTRUKCIE DIAĽNIČNÉHO TUNELA SITINA

FINAL CONCRETE STRUCTURES OF THE SITINA MOTORWAY TUNNEL

VIKTÓRIA CHOMOVÁ, MILOSLAV FRANKOVSKÝ, VLADIMÍR HLÁSEK

ÚVOD

V súčasnosti najsledovanejšou podzemnou dopravnou stavbou na Slovensku je výstavba tunela Sitina v intraviláne hlavného mesta Slovenskej republiky, Bratislavy. Tunel je súčasťou úseku diaľnice D2 Lamačská cesta – Staré grunty, ktorý po uvedení do prevádzky výrazne prospeje nielen obyvateľom okolia Mlynskej doliny a Patrónky, ale najmä vodičom a cestujúcim prichádzajúcim do Bratislavy denne v smere od Brna. Úsekom Lamačská cesta – Staré grunty sa skompletizuje prepojenie diaľnic D1 (Bratislava – Košice) a D2 (Bratislava – hranica SR/ČR) na území hlavného mesta, vytvárajúce obchvat jeho centra.

Výstavba tunela Sitina prebieha od leta roku 2003, pričom obe tunelové rúry boli prerazené v jarných mesiacoch roku 2005. Súbežne s razením boli budované aj definitívne nosné konštrukcie a v druhej polovici roku 2005 aj vozovka s cementobetónovým krytom. Uvedenie tunela do skúšobnej prevádzky sa očakáva začiatkom roku 2007.

Hlavní účastníci výstavby sú nasledovní:

Investor: Národná diaľničná spoločnosť, a. s., Bratislava
 Projektant: Dopravoprojekt, a. s., Bratislava
 Zhotoviteľ: Joint Venture Taisei – Skanska
 Podzhotovitelia: Skanska – BS, a. s., Prievidza, razenie tunelových objektov
 Tubau, a. s., Žilina, definitívne ostenie
 Skanska – DS, a. s., závod Uherské Hradiště, cementobetónová vozovka
 Terraprojekt, a. s., Bratislava, realizačná projektová dokumentácia tunelových objektov
 SHB, a. s., Brno, realizačná projektová dokumentácia vozovky v tuneli

TECHNICKÉ RIEŠENIE TUNELA

Základné technické parametre

Základné technické parametre tunela sú nasledovné:

Dopravný priestor: 7,5 x 4,8 m
 Plocha výrubu: 79 – 98 m² (štandardný profil)
 Dĺžka tunela: 1415 m (západná tunelová rúra)
 1440 m (východná tunelová rúra)
 Vetranie: pozdĺžne

Obe tunelové rúry sú rozdelené na úseky budované razením a hĺbe-
 né úseky budované v otvorenej stavebnej jame pri oboch portáloch,
 ktoré budú následne zasypané.

Razenie tunelových rúr

Tunel Sitina bol razený v granitoidnom masíve pahorku Sitina nachádzajúceho sa na kontakte Malých Karpat a Lamačského prielomu. Najpodstatnejšou charakteristikou masívu bola jeho nerovnorodosť, podmienená prítomnosťou tektonických porúch rôzneho charakteru. V blízkosti tektonických porúch boli horniny silne alterované, miestami intenzívne mylonitizované. Horninový masív sa počas razenia javil ako pomerne suchý, podzemná voda v ňom bola najmä zrážkového pôvodu, viazaná na polohy zvetraných zón hornín.

Stavebné práce sa začali v lete roku 2003 vybudovaním tunelových portálov na juhu v Mlynskej doline ako aj na severe v areáli Slovenskej akadémie vied. Obe tunelové rúry sa začali raziť od južného portálu v Mlynskej doline na konci roku 2003, v nasledujúcom roku sa začalo raziť aj na dvoch pracoviskách od severného portálu. V marci 2005 bola prerazená ako prvá západná tunelová rúra a v máji 2005 východná tunelová rúra.

INTRODUCTION

Currently the most watched underground transit construction in Slovakia is the construction of the Sitina tunnel in the built-up area of the capital of the Slovak Republic, Bratislava. The tunnel is part of the D2 motorway section between Lamačská Cesta and Staré Grunty, which will after completion significantly benefit not only those living in the neighbourhood of Mlynská Dolina and Patrónka, but also drivers and passengers arriving daily from Brno direction. The completion of the section Lamačská Cesta – Staré Grunty, will mean completion of the interconnection of the motorways D1 (Bratislava – Košice) and D2 (Bratislava – the SR/CR state border) in the area of the capital, which will allow bypassing of the city centre.

The construction of the Sitina tunnel has been continuing since the summer 2003; both tunnel tubes broke through in the spring 2005. Final load-bearing structures were erected simultaneously with the excavation; the roadway with concrete pavement was built in the second half of 2005. Commissioning of the tunnel is expected at the beginning of 2007.

Main parties to the construction:

Client: Národná diaľničná spoločnosť a.s., Bratislava
 Designer: Dopravoprojekt a.s., Bratislava
 Contractor: Joint Venture Taisei – Skanska
 Subcontractors: Skanska – BS a.s. Prievidza for tunnel excavation
 Tubau a.s. Žilina for final lining
 Skanska – DS a.s., Uherské Hradiště plant for concrete pavement
 Terraprojekt a.s., Bratislava for design of means and methods for tunnel structures
 SHB a.s. Brno for detailed design of concrete pavement in the tunnel

TECHNICAL SOLUTION OF THE TUNNEL

Basic technical parameters

Basic technical parameters of the tunnel are as follows:

Traffic space 7.5 x 4.8m
 Excavated cross-section area 79 – 98m² (standard profile)
 Tunnel length 1415m (the western tunnel tube)
 1440m (the eastern tunnel tube)
 Ventilation longitudinal

Both tunnel tubes are divided into sections built by mining methods and cut-and-cover sections built in construction trenches provided at each portal.

Tunnel excavation

The Sitina tunnel excavation passed through a granitoid massif of Sitina hill, which is found at the end of the Low Carpathians, at the contact with the Lamačský Pass. The most significant property of the massif was its inhomogeneity conditioned by the presence of tectonic faults of various characters. In the vicinity of the tectonic faults the rock was heavily altered, locally intensely mylonitised. The rock mass appeared relatively dry during the excavation; ground water was mostly of rainfall origin, bound to interlayers of weathered rock.

Construction work started in the summer 2003 by erection of tunnel portals in the south, in Mlynská Dolina, and in the north, in the grounds of the Slovak Academy of Sciences. The excavation of both

Razenie prebiehalo v súlade s princípmi Novej rakúskej tunelovacej metódy. Vzhľadom na skutočný stav masívu boli trhacie práce použité v menšom rozsahu, než sa predpokladalo v zadávacej dokumentácii stavby. Primárne ostenie zo striekaného betónu bolo realizované v hrúbkach od 150 do 250 m s vystužením jednou alebo dvomi vrstvami oceľových sietí a priehradovými oceľovými skružkami Arcus. Ďalším prvkom bolo systematické radiálne kotvenie výrubu SN kotvami dĺžky 4 a 6 m. Vzhľadom na opakované problémy s vypadávaním horninového materiálu zo stropu a čela výrubu bolo prijaté riešenie spočívajúce v systematickom zosilnení predzaistenia stropu prostredníctvom 8 m dlhých samozavrtávacích kotiev.

Súčasťou prác vykonávaných zhotoviteľom bol aj geotechnický monitoring, zahŕňajúci merania najmä konvergencií výrubu, extenzometrické merania a merania napätí. Namerané hodnoty deformácií výrubu dosahovali obvykle 15 – 25 mm (maximálna nameraná hodnota 70 mm), pričom ustálenie deformácie nastalo spravidla do siedmich dní.

DEFINITÍVNE OSTENIE TUNELOVÝCH RÚR

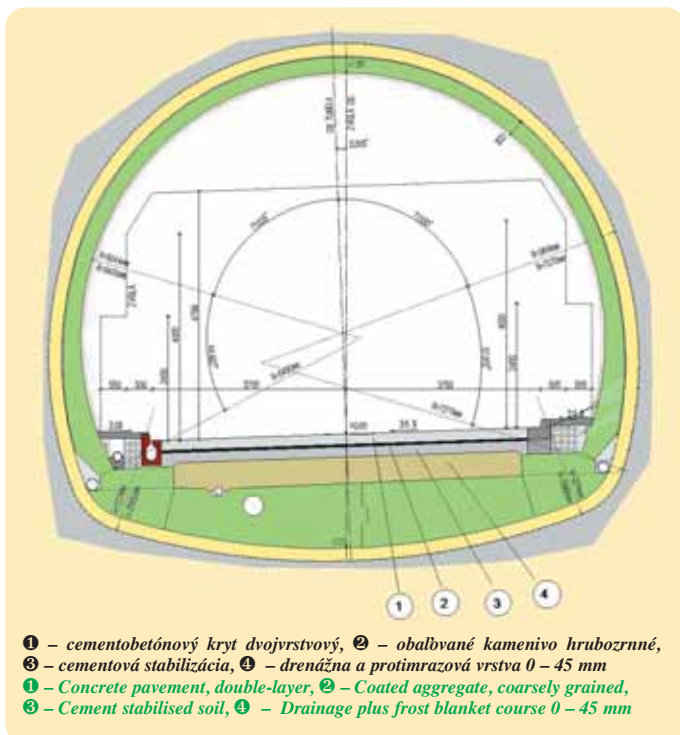
Koncepcia návrhu definitívneho ostenia

Definitívne ostenie je navrhnuté ako monolitická betónová konštrukcia z betónu triedy B30, spĺňajúceho podľa preukaznej skúšky najprísnejšie podmienky STN EN 206-1 na mrazuvzdornosť a odolnosť voči chemickým a posypovým látkam. Betonárska výstuž použitá do sekundárneho ostenia je triedy R 10 505.

Koncepcia návrhu konštrukcie definitívneho ostenia vychádzala zo švajčiarskeho prístupu k definitívnym konštrukciám, t.j. časť zaťaženia dlhodobo prenáša primárne ostenie, preto bolo možné v prevažnej miere uvažovať so sekundárnym ostentím z prostého betónu.

Geologický prieskum, na základe ktorého bola spracovaná dokumentácia pre stavebné povolenie a zadávacia dokumentácia stavby, predpokladal priaznivé geologické podmienky v trase a komplikovanejšie tektonické zlomy s mylonitizovanými zónami iba v priortálových oblastiach. Na základe tejto skutočnosti bolo v zadávacej dokumentácii uvažované iba s niekoľkými vystuženými blokmi sekundárneho ostenia v priortálových oblastiach.

Rozpor medzi prognózami z geologického prieskumu a skutočnými geologickými podmienkami v trase sa prejavil takmer hneď po začatí razenia z Mlynskej doliny – južného portálu. Nízke nadložie, tektonické zlomy, premenlivé horninové prostredie a rozpukaná hornina s nepriaznivým úklonom vrstiev smerom do čelby nevytvárali predpoklady na vytvorenie horninovej klenby, s ktorou sa uvažovalo v zadávacej dokumentácii. Na základe skutočne zistených charakteristík horninového masívu a výsledkov geotechnických meraní (najmä konvergenčné



- ❶ – cementobetónový kryt dvojvrstvový, ❷ – obalované kamenivo hrubozrnné,
- ❸ – cementová stabilizácia, ❹ – drenážna a protimrazová vrstva 0 – 45 mm
- ❺ – Concrete pavement, double-layer, ❻ – Coated aggregate, coarsely grained,
- ❼ – Cement stabilised soil, ❽ – Drainage plus frost blanket course 0 – 45 mm

Obr. 1 Vzorový priečný rez razeného tunela s konštrukciou vozovky
Fig. 1 Typical cross section through the mined tunnel with the roadway structure

tubes started from the southern portal in Mlynská Dolina at the end of 2003; two headings were opened next year at the northern portal. The western tube broke through first, in March 2005, the other tube followed in May 2005.

The excavation was carried out according to the principles of the New Austrian Tunnelling Method. Because of the actual condition of the rock mass, the drill-and-blast technique was utilised in a smaller scope than expected in the tender documents. The 150 to 250cm thick primary lining from shotcrete was reinforced with one or two layers of steel mesh and lattice girders Arcus. Another element was systematic radial anchoring of the excavation using SN anchors 4 to 6m long. Because of recurring problems with the rock material falling down from the roof and face of the excavation, the solution was adopted to systematically reinforce the roof support ahead of the face by means of 8m long self-drilling anchors.

Part of the work performed by the contractor was geotechnical monitoring comprising of measurement, above all convergences of the excavation, extensometer measurements, extensometer measurements and measurements of stresses. The measured values of deformations of the excavation amounted usually to 15 – 25mm (maximum measured value reached 70mm), whilst the deformations settled usually in seven days.

FINAL LINING OF TUNNEL TUBES

The final lining design concept

The final lining is designed as a monolithic concrete structure from concrete class B30 complying, according to a preconstruction test, with the most stringent conditions of STN EN 206-1 on frost resistance and resistance against chemicals and spreadings. Concrete reinforcement steel used for the secondary lining is the R 10 505 class.

The concept of the design of the final lining structure is based on the Swiss approach to final structures, i.e. part of the load is carried by the primary lining in long run therefore secondary lining from unreinforced concrete could be designed for prevailing part of the tunnel.

Geological investigation used for the final design and tender package development purposes anticipated favourable geological conditions along the route; more complicated tectonic faults with mylonitised zones only in the portal areas. Based on this fact, the tender documents contained only several reinforced concrete blocks of secondary lining in the portal areas.

A difference between the prognoses by geological investigation and actual geological conditions along the route appeared nearly immediately after the beginning of the excavation from the southern portal in Mlynská Dolina. The shallow overburden, tectonic faults, variable rock environment and fractured rock mass with unfavourable dipping of layers to the heading did not create conditions for formation of natural rock arch as assumed by the tender documents. A new structural analysis of the final lining was carried out based on the actually determined properties of the rock mass and results of geotechnical measurements (mainly convergence and extensometer measurements). An assumption of 80% : 20% distribution of the load between the primary and secondary lining was applied to the analysis. The actual number of fully reinforced blocks amounted to about 23% of the length of the mined tunnel. It significantly exceeded the assumptions contained in the tender documents.

Foundation structures

Foundation structures of the mined tunnel tubes consist of strip foundation or the invert and strip foundation in sections in less favourable geological conditions. The sections of the tunnel tubes with the invert represent 300m from the total length of 2348m of mined tunnel tubes, i.e. approximately 13%. The invert was designed and constructed from unreinforced concrete with a vertical construction joint approximately in the middle of the profile. The 400mm thick strip foundation was designed in two alternatives: fully reinforced in unfavourable conditions and with only local reinforcement of the articulated joint between the foundation and the upper vault.



Obr. 2 Betonáž definitívneho ostenia razeného tunela
Fig. 2 Casting of final lining in the mined tunnel

a extenzometrické merania) bol spracovaný spresňujúci statický výpočet definitívneho ostenia. Pri výpočte bol použitý predpoklad rozdelenia zaťaženia 80 % : 20 % medzi primárne a sekundárne ostenie. Skutočný počet plne vystužených blokov dosiahol cca 23 % dĺžky razeného tunela, čím výrazne prevyšil predpoklady zadávacej dokumentácie.

Základové konštrukcie

Základové konštrukcie razených tunelových rúr sú tvorené základovými pásmi, resp. spodnou klenbou a základovými pásmi v úsekoch s menej priaznivými geologickými podmienkami. Úseky tunelových rúr so spodnou klenbou predstavujú 300 m z celkovej dĺžky 2348 m razených tunelových rúr, čiže približne 13 %. Spodná klenba bola navrhnutá a realizovaná z prostého betónu s vertikálnou pracovnou škárou približne v strede profilu. Základové pásy hrúbky 400 mm boli navrhnuté v dvoch alternatívach, v nepriaznivejších geologických podmienkach sú plne vystužené, v podmienkach priaznivejších bola navrhnutá len lokálna výstuž klbového spojenia pásu a hornej klenby.

Horná klenba definitívneho ostenia

Po doznení deformácii horninového masívu a osadení hydroizolačného súvrstvia chrániaceho definitívne ostenie pred vplyvmi podzemnej vody sa pristúpilo k betonáži sekundárneho ostenia. Betonáž sa realizovala do pojazdného debniaceho vozu dĺžky 10 m. Vzhľadom na potrebné množstvá (cca 100 m³ betónovej zmesi pre jeden blok) sa betonáž realizovala prevažne v noci, aby sa predišlo problémom s plynulosťou dodávky betónovej zmesi zo vzdialenej betonárky.

V razenom tuneli bolo spolu realizovaných 118 blokov sekundárneho ostenia vo východnej tunelovej rúre a 120 blokov v západnej tunelovej rúre, z toho v každej rúre po 4 bloky s rozšíreným profilom núdzového zálievu. Spolu sa v oboch tunelových rúrach zrealizovalo 58 plne vystužených blokov s množstvom výstuže 8 – 6 ϕ R10 na bm v hlavnom smere a minimálnou hrúbkou ostenia 300 mm. Krytie výstuže bolo predpísané hodnotou 50 mm. Výstuž bola viazaná z prútovej výstuže doplnená o pomocné stužujúce prvky tak, aby klenba vytvorená z betonárskej výstuže bola samonosná. Plne vystužené bloky sa nachádzajú v miestach s nízkym nadložím (priportálové zóny), v blokoch s priečnymi prepojeniami, vo všetkých geologických poruchách, respektíve v miestach s vysokými deformáciami horninového masívu.

Čo sa finálnej kvality týka, snahou všetkých zainteresovaných bolo minimalizovať množstvo miest sanovaných vysprávkovými hmotami. Bol kladený veľký dôraz na kvalitu zabudovanej betónovej zmesi, ako aj dodržiavanie technologického postupu pri samotnej betonáži. Kvalita betónov zrealizovaného sekundárneho ostenia plne vyhovuje požiadavkám, ktoré kladú technicko-kvalitatívne podmienky. Problematickými ostáva tvorenie „bublín“ na povrchu v miestach klenby s negatívnym sklonom a vytváranie reologických trhlin v strede nevystužených blokov, opätovne v častiach klenby s negatívnym sklonom, kde je odchýlka od projektovanej hrúbky sekundárneho ostenia najväčšia (miestami aj viac ako +100 %). Konečná úprava povrchov sa realizovala dvojvrstvom akrylátovým náterom, chrániacim konštrukciu pred účinkami NO_x a CO_x a umožňujúcim kvalitnejšiu údržbu tunelového ostenia počas prevádzky.

Upper vault of the final lining

Once the rock mass deformations had faded away and the waterproofing layers protecting the final lining against the influence of ground water had been installed, the final lining casting commenced. Concrete was cast behind 10m long traveller formwork. Because of the volumes required (about 100m³ of concrete mix for one block), the casting was carried out mostly at night so that problems with fluency of concrete supplies from a distant batching plant were avoided.

A total of 118 blocks and 120 blocks of secondary lining were cast in the eastern tunnel tube and western tunnel tube respectively. Out of that 4 blocks with the cross section enlarged for an emergency lay-by are in each tube. A total of 58 fully reinforced blocks containing 8 – 6 ϕ R10 reinforcement bars per meter in the main direction were cast in both tubes (300mm minimum thickness of the lining). A 50mm cover was prescribed. Reinforcement was tied up from reinforcement bars with complementing stiffening elements in a manner ensuring that the vault assembled from concrete reinforcement bars was a self-supporting structure. The full reinforcement is provided in the blocks found in locations with shallow overburden (portal zones), blocks combined with cross passages, blocks found in geological faults or in locations with significant deformations of the rock massif.

Regarding the final quality, all parties concerned in the construction made all effort to minimise the number of places where patching materials had to be applied. Strong emphasis was placed on quality of concrete mix being cast and on adherence to technological procedures in the course of concrete placement. Quality of the completed secondary lining concrete fully complies with requirements of the specifications. Problems have remained concerning development of blow holes on the surface in negatively inclined areas of the vault, and development of rheological fissures in the middle of the unreinforced blocks, also in negatively inclined areas where the deviation from the design thickness of the secondary lining is the largest (locally even over +100%). The surface finishing consisted of two acrylate coats protecting the structure against effects of NO_x and CO_x and allowing better quality maintenance of the lining in the course of the tunnel operation.

Construction work on the final lining

Apart from the standard tunnel cross-section, there are several special blocks in the tunnel tube which contain niches and other features serving safety and technological purposes. The niches are always situated in the middle of the block.

A single-sided emergency lay-by is provided approximately at the mid point of each tube. The lay-by is 40m long (formed by 4 blocks 10m long each). Because of the fact that the geometry of those blocks is less advantageous, all blocks with the emergency function are reinforced (the final lining is 350mm thick). Apart from emergency lay-bys in the mined tunnel tubes, there is a service lay-by in each tube, in the



Obr. 3 Južný portál tunela
Fig. 3 Southern portal of the tunnel



Obr. 4 Severný portál tunela so zasypávaním hĺbených úsekov
Fig. 4 Northern portal of the tunnel with backfilling of the cut-and-cover sections

Stavebné úpravy definitívneho ostenia

Okrem štandardného tunelového prierezu je v každej tunelovej rúre viacero špeciálnych blokov s výklenkami a úpravami, slúžiacimi bezpečnostným a technologickým funkciám. Výklenky sú situované vždy v strede príslušného bloku.

Približne v strede každej tunelovej rúry sa nachádzajú jednostranné núdzové zálivy. Dĺžka zálivu je 40 m, pričom každý je tvorený 4 blokmi dĺžky 10 m. Vzhľadom na staticky menej výhodný tvar sú všetky bloky núdzového zálivu vystužené, pričom hrúbka definitívneho ostenia je 350 mm. Okrem zálivov s núdzovou funkciou v razenom tuneli sa v každej tunelovej rúre nachádza aj servisný záliv v hĺbenom úseku, v predposlednom bloku pred výjazdom z tunela. Tento záliv s rovnakým profilom ako núdzový záliv má slúžiť pre odstavenie vozidiel prevádzky a údržby, nakoľko sa z neho vchádza do servisných objektov.

Každých 150 m sa v tuneli nachádzajú SOS zariadenia. Výklenky pre SOS zariadenia a výklenky pre elektrozariadenia majú kvôli zjednodušeniu rovnaké rozmery. Výklenky pre hydranty požiarneho vodovodu, umiestnené v tuneli každých 90 m, sú tvarovo navrhnuté tak, aby umožnili fixáciu otvorených dverí v 135° uhle počas zásahu hasičov. V nevyužitých blokoch je definitívne ostenie SOS výklenkov a výklenkov požiarneho vodovodu len lokálne vystužené. Výklenky pre čistenie drenáže sú vytvorené tak, aby umožnili vstup do šachty drenážneho odvodnenia. Šachta je uzatvorená horizontálne uloženým Begu poklopom. Vzhľadom na optimálne navrhnutý tvar nemusí byť definitívne ostenie výklenkov pre čistenie drenáže vystužené.

Pozdĺž tunelových rúr je umiestnených 5 priečných prepojení, umožňujúcich v prípade požiaru únik osobám do druhej tunelovej rúry. Na oboch koncoch prepojení sú umiestnené dvojkřídlvé požiarne dvere. Úniková cesta č. 3 zaústená v núdzovom zálive zabezpečuje možnosť prízjazdu vozidiel záchranných jednotiek. Bloky definitívneho ostenia, v ktorých je situované napojenie únikových ciest, sú vždy plne vystužené.

Hĺbené tunelové rúry

Nosné konštrukcie hĺbených tunelových rúr pozostávali z 26 blokov východnej tunelovej rúry a 25 blokov západnej tunelovej rúry. Základová doska hrúbky 550 až 800 mm bola realizovaná z betónu triedy B30 a výstuže R 10505. Horné klenby hĺbených úsekov boli navrhnuté v tom istom tvare ako pri razenom tuneli, aby bolo možné použiť ten istý typ debniaceho voza doplneného o vonkajšie protidebnie. Hrúbka horných klenieb sa pohybovala od 450 do 600 mm. Krytie výstuže bolo z oboch strán navrhnuté 50 mm.

Pri návrhu sa vychádzalo najmä zo zaťaženia spätným zásypom, zaťaženia od teploty pri portálových blokoch, náhodilým pohyblivým zaťažením pri zásype (pojzd vozidiel) a nerovnomerným zaťažením pri obsypení tunelových rúr. Množstvá výstuže sa pohybovali v rozpätí 10 ϕ R14 až 18 na bm konštrukcie v hlavnom smere. Výstuž bola, tak ako v razenom tuneli, viazaná z prútovej výstuže doplnená o pomocné stužujúce prvky tak, aby klenba vytvorená z betonárskej výstuže bola samonosná. Vonkajší povrch je chránený hydroizolačným súvrstvom totožným s razeným tunelom a 100 mm vrstvou striekaného betónu doplneného o Kari sieť.

Pri betonáži bolo potrebné klásť dôraz na plynulosť betonáže a zhutnenie jednotlivých vrstiev betónovej zmesi, vzhľadom na veľké množstvá

cut-and-cover section (the last but one block before the tunnel exit). This lay-by, with the cross section identical with that of the emergency lay-by, is to be used for parking of operation and maintenance vehicles because it is accessible from service spaces.

SOS niches are provided in the tunnel every 150m. Dimensions of the SOS niches and dimensions of niches for electrical installations are identical. Fire hydrant niches are installed in the tunnel every 90m. Their shape is designed in a manner allowing the door to be fixed at an angle of 135° during a fire intervention. In the unreinforced blocks, the final lining is reinforced only locally, at the SOS and fire hydrant niches. The design of drainage cleaning niches allows entry to drainage manholes. The manholes are covered with horizontally placed Begu covers. Owing to the optimal design of the drainage cleaning manhole the concrete of the final lining of the niche does not need to be reinforced.

There are 5 cross passages built within the length of the tunnel tubes, which allow escape of persons to the other tunnel tube in case of a fire. Both ends of each cross passage are equipped with a double-wing fire-proof door. The escape way No. 3, which leads to the emergency lay-by, is designed to make access of emergency vehicles possible. The blocks of final lining where the connection of escape ways is situated are always fully reinforced.

Cut-and-cover tunnel tubes

The structures of the cut-and-cover tunnel tubes consist of 26 blocks of the eastern tunnel tube and 25 blocks of the western tunnel tube. The 550 to 800mm thick foundation slab was cast using B30 concrete and R 10505 steel reinforcement. The geometry of the upper vaults of the cut and cover sections was designed to be identical with that of the mined tunnel vault so that the same type of the traveller formwork could be used (complemented with an external counter-form. The thickness of the upper vaults varied from 450mm to 600mm. The concrete cover was designed to be 50mm thick at both surfaces.

The main loads taken into consideration in the structural analysis were the load imposed by the backfill, by temperature in the portal blocks, the live moving load imposed by moving vehicles during the backfilling, and the uneven load originating during the course of the backfilling operations. The amount of reinforcement fluctuated between 10 to 18 ϕ R14 per meter of the structure, in the main direction. Identically with the mined tunnel, reinforcement was tied up from reinforcement bars with complementing stiffening elements in a manner ensuring that the vault assembled from concrete reinforcement bars was a self-supporting structure. External surface is protected by a waterproofing system identical with the system applied to the mined tunnel, plus 100mm thick shotcrete layer with Kari-type mesh.

With respect to the considerable quantity of reinforcement, it was necessary to place stress on concrete casting fluency and compaction of individual layers of the concrete mixture. The main problem of the concrete casting seemed to be the necessity to find optimum consistency of concrete mixture delivered to the site to be well workable (considering the large quantity of reinforcement bars in the formwork) and not to affect the final properties of concrete of the final structure.

Long-term measurements of final structures

The following measurements are designed to be carried out in the framework of monitoring of final tunnel structures:

Measurement of stress in the secondary lining. This measurement will follow up magnitudes of the stress in normal direction at selected profiles of secondary lining. The measurement will be carried out using strain gauges installed in a manner allowing assessment of stresses in the required direction. The measurements should be conducted 0.5 year after the zero measurement, with periodicity of 0.5 year in the initial 3 years, and periodicity of 1 year in the following time. The minimum overall duration of the measurements is assumed to be 10 years from the zero measurement.

Survey of vertical displacements of a pair of bottom points of the measurement profiles and newly determined levelling points on escape ways.



Obr. 5 Začiatok betonáže krytu pred severným portálom
Fig. 5 Beginning of the casting of the pavement in front of the northern portal

výstuže. Ako problematické sa pri realizácii javilo najmä najsť optimálnu konzistenciu čerstvej betónovej zmesi, tak aby bola dobre spracovateľná (vzhľadom na veľké množstvo výstuže v debnení) a nemalo to vplyv na konečné vlastnosti betónov definitívnej konštrukcie.

Dlhodobé merania definitívnych konštrukcií

V rámci monitoringu definitívnych konštrukcií tunela je navrhnuté vykonávanie nasledovných meraní.

Meranie napätia v sekundárnom ostení. Týmto meraním sa bude sledovať veľkosť a zmena napätí v normálovom smere vo vybraných profiloch v sekundárnom ostení. Na meranie sa použijú tenzometre, umiestnené tak, aby umožnili vyhodnocovanie napätí v požadovanom smere. Merania by sa mali uskutočniť 0,5 roku po nultom meraní, s periodicitou 0,5 roku počas prvých troch rokov a periodicitou 1 rok v ďalšom období, pričom celkovú dobu meraní predpokladáme minimálne 10 rokov od nulého merania.

Geodetické meranie vertikálnych posunov dvojice spodných bodov meracích profilov a novourčených nivelačných bodov v meste únikových ciest.

Geodetické meranie absolútnych a relatívnych priestorových 3D posunov bodov v hornej klenbe tunela. V oboch tunelových rúrach je navrhnutých celkom 17 meracích profilov.

Umiestnenie meracích profilov je približne totožné s polohou vybraných meracích profilov, v ktorých boli realizované merania deformácií počas razenia.

VOZOVKA S CEMENTOBETÓNOVÝM KRYTOM

Odôvodnenie použitia cementobetónovej vozovky

Ako je v odbornej verejnosti všeobecne známe, v období rokov 1999 až 2001 sa udialo niekoľko vážnych požiarov v cestných tuneloch s katastrofálnymi následkami. Analýzy ich vzniku a priebehu požiarov okrem iného poukázali na vysokú horľavosť asfaltových vozoviek a toxicitu ich výparov pri horení. V porovnaní s asfaltovými nepredstavujú betónové vozovky zvýšené požiarne zaťaženie. Ďalším dôležitým faktorom podporujúcim použitie cementobetónových vozoviek v tuneloch je ich vyššia trvanlivosť, oprava vozovky v tuneli je spravidla technicky a dopravné komplikovanejšia než oprava vo voľnej trase komunikácie. Vzhľadom na uvedené fakty sa štandardne požadovaným riešením pre tunely v Európe stávajú cementobetónové vozovky. Na Slovensku bolo prvé rozhodnutie o výstavbe moderných cementobetónových vozoviek na diaľniciach prijaté práve v súvislosti s diaľničnými tunelmi Branisko a neskôr Horelica.

Projektové riešenie vozovky

Hoci bola v súťažných podkladoch navrhnutá spojitá vystužená cementobetónová vozovka, investor napokon prijal ponuku zhotoviteľa na modifikované technické riešenie. Modifikované projektové riešenie spočívalo v návrhu vozovky s cementobetónovým nevystuženým krytom s kotvenými pozdĺžnymi škárami a s priečnymi škárami opatrenými klznými trnmi.

Šírka vlastnej cementobetónovej vozovky v tuneli činí 7,13 m, nakoľko časť šírky vozovky je tvorená obrubníkovými prefabrikátmi.

Survey of absolute and relative 3D displacements of point installed in the upper vault of the tunnel. A total of 17 measurement profiles is designed for both tunnel tubes.

The positions of the measurement profiles are approximately identical with the positions of the measurement stations where the deformations were measured during the excavation.

ROADWAY WITH CONCRETE PAVEMENT

The reason for the use of concrete

As generally known among the professional public, several conflagrations occurred in the 1999 to 2001 period in road tunnels, with catastrophic consequences. Analyses of their origination and development proved, among others, the high degree of combustibility of asphalt pavement and toxicity of the evaporation during the fire. Compared with asphalt pavement, concrete pavement does not represent increased fire load. Another significant factor supporting the application of concrete pavement in tunnels is the higher durability; repairs of pavement in a tunnel are usually more complicated in terms of technology and traffic than repairs of a road in the open air. Because of the above-mentioned facts, cement pavement has become a standard requirement for tunnel design in Europe. The first decision to build modern cement pavement on motorways in Slovakia was made just in the context of the Branisko motorway tunnel, and then the Horelica tunnel.

Pavement design

Despite the fact that the tender documents required continuously reinforced concrete pavement of the roadway, the client eventually accepted contractor's proposal for a modified roadway design. The reinforced pavement was changed to unreinforced concrete pavement with anchored longitudinal joints and transversal joints provided with dowels.

The width of the concrete pavement in the tunnel amounts to 7.13m; part of the roadway width consists of precast curbs. Unlike the design of the pavement in the at grade alignment of the motorway, the pavement in the tunnel required a number of specific issues to be solved, e.g. details of the pavement at sewerage manholes, details of drainage with respect to a bituminous intermediate layer in the roadway structure, joints layout considering the blocks of the tunnel secondary lining, positioning of manholes, transition between cut-and-cover and mined sections etc.

The structure of the roadway in the cut-and-cover sections was as follows:

Concrete pavement, double-layer 70/180mm	CB I	250mm
Coated aggregate, coarsely graded	OKH I	50mm
Infiltration bitumen emulsion	PI, EKM	0.50kg/m ²
Cement stabilised soil	SC I	180mm
Drainage plus frost blanket course	SD	min. 270mm
Roadway structure total		min. 750mm

The roadway structure in the cut-and-cover sections was modified with respect to the fact that the base course was a reinforced concrete foundation slab, not ground. It was therefore possible to leave out the drainage layer as follows:

Concrete pavement, double-layer, 70/180mm	CB I	250mm
Coated aggregate, coarsely graded	OKH I	50mm
Infiltration bitumen emulsion	PI, EKM	0.50kg/m ²
Cement stabilised soil	SC I	220mm
Roadway structure total		min. 520mm

The concrete pavement is divided by a longitudinal joint positioned at a distance of 125mm from the roadway centre line so that its collision with road markings is avoided. The basic length of the slab is of 5.00m. The longitudinal joint is anchored with anchor rods made from deformed reinforcement bars, steel \varnothing 20mm, 3 pcs

Na rozdiel od technického riešenia vozovky vo voľnej trase diaľnice bolo v tuneli nevyhnutné riešiť rad špecifických otázok, ako napr. úpravy vozovky v miestach revízií šachiet kanalizácie, úpravy odvodnenia s ohľadom na asfaltovú medzivrstvu v konštrukcii vozovky, škárový rez s ohľadom na bloky sekundárneho ostenia tunela, situovanie revízií šachiet, prechody medzi hlbými a razenými úsekmi a pod.

Konštrukcia vozovky v razených úsekoch tunela bola nasledovná:

Cementobetónový kryt dvojvrstvový 70/180 mm	CB I	250 mm
Obalované kamenivo hrubozrnné	OKH I	50 mm
Asfaltový postrek infiltračný	PI, EKM	0,50 kg/m ²
Cementová stabilizácia	SC I	180 mm
Drenážna a protimrazová vrstva (frakcia 0 – 45)	ŠD	min. 270 mm
Konštrukcia vozovky celkom		min. 750 mm

Konštrukcia vozovky v hlbých úsekoch tunela bola modifikovaná s prihliadnutím na fakt, že podložie vozovky tvorila zemná pláň ale železobetónová základová doska, takže bolo možné vynechať drenážnu vrstvu nasledovne:

Cementobetónový kryt dvojvrstvový 70/180 mm	CB I	250 mm
Obalované kamenivo hrubozrnné	OKH I	50 mm
Asfaltový postrek infiltračný	PI, EKM	0,50 kg/m ²
Cementová stabilizácia	SC I	220 mm
Konštrukcia vozovky celkom		520 mm

Cementobetónový kryt je delený pozdĺžnou škárou umiestnenou 125 mm od osi vozovky tak, aby nekolidovala s vodorovným dopravným značením. Základná dĺžka dosky je 5 m. Pozdĺžna škára je kotvená kotvovými tyčami z rebierkovej ocele Ø 20 mm v počte 3 ks na dĺžku dosky. Pozdĺžna škára je tesnená profilom Phoenix. Priečne škáry sú opatrené klznými trnmi z hladkej ocele Ø 25 mm s plastovým povlakom, osadené každých 250 mm. Priečna škára je tesnená asfaltovou zálievkou za horúca. Dilatácia cementobetónového krytu v priečnom smere medzi štrbinovými žlabmi a obrubníkmi je zaistená dilatačnou vložkou z polystyrénu hrúbky 10 mm. Škára je na povrchu tesnená zálievkou za horúca.

Realizácia vozovky

V priebehu mesiacov septembra a októbra roku 2005 sa v oboch tunelových rúrach položili podkladové vrstvy vozovky, čomu predchádzali úpravy podložia vozovky v úsekoch, ktoré svojimi parametrami nevyhovovali požiadavkám.

V októbri 2005 sa začala betonáž krytu v západnej tunelovej rúre v smere od severného portálu tunela (po spáde). Po ukončení betonáže v západnej tunelovej rúre bol finišér Wirtgen SP 1600 prevezený opäť na sever a začala sa betonáž východnej tunelovej rúry. Dňa 14. 11. 2005 boli ukončené práce na betonáži vozovky v oboch tunelových rúrach, odstavňých pruhov v núdzových zálivkách a prejazdnych priečných prepojení. Realizácia definitívnych úprav škár a šachiet odvodnenia prebehla začiatkom jari 2006, keď podmienky v tuneli zabezpečili požadovanú teplotu. Úprava 53 revízií šachiet situovaných vo vozovke bola vykonaná na Slovensku prvýkrát použitou technológiou. Kónusy šachiet boli zakryté a prebetónované počas betonáže krytu. Dodatočne po zatvrdnutí krytu boli po starostlivom zameraní odvtávané otvory priemeru 1 m, do nich osadené poklopky a vykonaná záverečná úprava povrchu krytu vozovky.

ZÁVER

Návrh a realizácia definitívnych betónových tunelových konštrukcií sú obzvlášť dôležité vzhľadom na fakt, že akákoľvek oprava alebo sanácia si vyžadujú uzatvorenie tunela, resp. tunelovej rúry. Táto skutočnosť nadobúda ešte väčší význam v prípade značne dopravne zaťaženého tunela umiestneného v meste. Z pohľadu projektantov vyjadrujeme presvedčenie, že bolo vykonané maximum preto, aby boli obyvatelia Bratislavy v budúcnosti čo najmenej vystavovaní uzatváraniu tunela a súvisiacemu zhoršeniu dopravnej situácie v celom meste.

ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ,
DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava
e-mail: chomova@dopravoprojekt.sk
ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
e-mail: frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s., Bratislava
ING. VLADIMÍR HLÁSEK, SHB, a. s., Brno
e-mail: v.hlasek@shb.cz



Obr. 6 Finálna úprava rezaných škár zálievkou
Fig. 6 Final treatment of cut joints using hot-applied sealant

within the length of the slab. The longitudinal joint is sealed with a Phoenix profile. Transversal joints are provided with dowels made from plastic coated smooth steel bars Ø 25mm installed at a 250mm spacing. The transversal joint is sealed by hot-applied asphaltic sealant. Expansion of the concrete pavement in the transversal direction between slotted channels and curbs is secured by a 10mm thick polystyrene expansion strip. The joint is sealed on the surface by hot-applied sealant.

Roadway construction

Sub-base courses were laid during September and October 2005 in both tunnel tubes, after treatment of the roadway base carried out in the sections with parameters which did not conform to specifications.

The casting of the pavement in the western tunnel tube started in October 2005, in the direction from the northern portal (down the slope). When the casting operations in the western tube had been over, the paver Wirtgen SP 1600 was transported to the north and the casting in the eastern tunnel tube started. The casting of the roadway in both tunnel tubes, the emergency lay-bys and vehicular sized cross-passages was finished on 14.11.2005. Final treatment of joints and drainage manholes was carried out in the early spring 2006 when the required ambient temperature was reached in the tunnel. The construction of 53 manholes situated in the pavement was performed using a technique never used in Slovakia before. The manhole cones had been covered and concrete was cast over by the paver. Subsequently, when the pavement concrete had hardened, 1m-diameter openings were carefully staked and drilled, provided with covers, and finishing of the pavement was carried out.

CONCLUSION

The design and construction of final concrete structures in the tunnels are particularly important because of the fact that any repair or rehabilitation will require closure of the tunnel or a tunnel tube. The importance of this fact further grows in this case of a heavily trafficked tunnel located in a city. From designer's point of view, we would like to express our conviction that maximum efforts have been made for Bratislava residents to be exposed as little as possible to the tunnel closures and associated deterioration of the traffic situation in the whole city.

ING. VIKTÓRIA CHOMOVÁ,
DOPRAVOPROJEKT, a. s., Bratislava
e-mail: chomova@dopravoprojekt.sk
ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
e-mail: frankovsky@terraprojekt.sk,
TERRAPROJEKT, a. s., Bratislava
ING. VLADIMÍR HLÁSEK, SHB, a. s., Brno
e-mail: v.hlasek@shb.cz

TUNEL KLIMKOVICE – DODATEČNÉ ZVÝŠENÍ STABILITY SVAHU STAVEBNÍ JÁMY INJEKČNÍMI ZAVRTÁVACÍMI KOTEVNÍMI TYČEMI TYPU TITAN

THE KLIMKOVICE TUNNEL – ADDITIONAL IMPROVEMENT OF STABILITY OF THE CONSTRUCTION TRENCH SLOPES WITH SELF-DRILLING TITAN INJECTION ANCHORS

ZDENĚK CIGLER, DRAHOMÍR JANÍČEK, JIŘÍ PECHMAN

ZÁKLADNÍ INFORMACE O TUNELU

Tunel Klimkovice je dálniční tunel se dvěma samostatnými jednosměrnými dvoupruhovými tunelovými rourami. Prochází pod protáhlým návrším mezi obcemi Klimkovice a Hýlov. Tunel A je určen pro dopravní směr Brno – Ostrava, tunel B pro směr Ostrava – Brno. Tunel A má délku 1 076,826 m, tunel B má délku 1 088,090 m. Světlý tunelový průřez má šířku mezi zvýšenými obrubami 9,50 m a výšku 4,80 m. Tunely jsou budovány z části v otevřené stavební jámě s následným přesypáním a z větší části jsou ražené ve skalním masivu. Tunel A je přesypán v délkách 158,933 m z brněnské strany, 39,41 m z ostravské strany a ražený v délce 857,444 m. Tunel B je přesypán v délkách 159,518 m na brněnské straně a 39,637 m na ostravské straně a raženou část má délku 867,896 m. Podélný sklon vozovky v tunelu je konstantní 0,6 %. Tunely jsou budovány v horninách flyšového vývoje – v souvrství jílovců s břidličnatou odlučností, s polohami pískovců a drob. Zastižené horniny jsou v různém stupni navětrání – od zvětralých až po málo navětralé, v proměnném sklonu vrstevnatosti s pestrým výskytem puklinových systémů a poruchových pásem.

Stavební jámy hloubených úseků dosahují hloubky 12 až 22 m. Stabilita a ochrana bočních svahů stavební jámy brněnské hloubeného úseku je zajištěna následujícím způsobem:

- pokryvná vrstva sprašových hlín kvartéru přikotvenou geotextilií,
- méně soudržné až navětralé svrchní partie skalních a poloskalních hornin vrstvou stříkaného betonu s výtuznou sítí a hřebíkováním,
- poměrně zdravé horniny v nižších úrovních pomocí železobetonových převážek přikotvených tyčovitými horninovými kotvami, se stabilizací skalního povrchu nástřikem betonu přes přikotvené plotové pletivo.

Při odtěžování jednotlivých etází stavební jámy hloubeného tunelového úseku Brno byl pravým svahem zastižen nepříznivý úklon vrstevnatosti

BASIC INFORMATION ON THE TUNNEL

The Klimkovice tunnel is a motorway tunnel with two separate unidirectional double-lane tubes. It passes under a hill between the villages of Klimkovice and Hýlov. The tube A is designed for the traffic direction from Brno to Ostrava, the tunnel tube B is for the direction from Ostrava to Brno. The tunnel A is 1,076.826m long, the tunnel B is 1,088.090m long. The width clearance between elevated curbs and height clearance is of 9.50m and 4.80m respectively. The tunnels are being built partly in an open pit with subsequent backfilling and, the longer part, by mining through a rock massif. The tunnel A consists of a 158.933m and 39.41m long cut-and cover section on the Brno side and Ostrava side respectively and an 857.444m long mined section. The tunnel B consists of a 159.518m and 39.637m long cut-and cover section on the Brno side and Ostrava side respectively and an 867.896m long mined section. The longitudinal gradient of the roadway in the tunnel is constant, 0.6%. The tunnels are being built in flysch sedimentation-type rock, i.e. in series of claystone layers with slaty cleavage, combined with sandstone and greywacke layers. The rock encountered is weathered to various degrees – from weathered to moderately weathered; the layering dip varies; dense joint systems and weakness zones occur.

The depth of the construction trenches for the cut-and-cover sections reaches 12 to 22m. Stability and protection of the side slopes of the construction trench for the Brno cut-and-cover section is provided as follows:

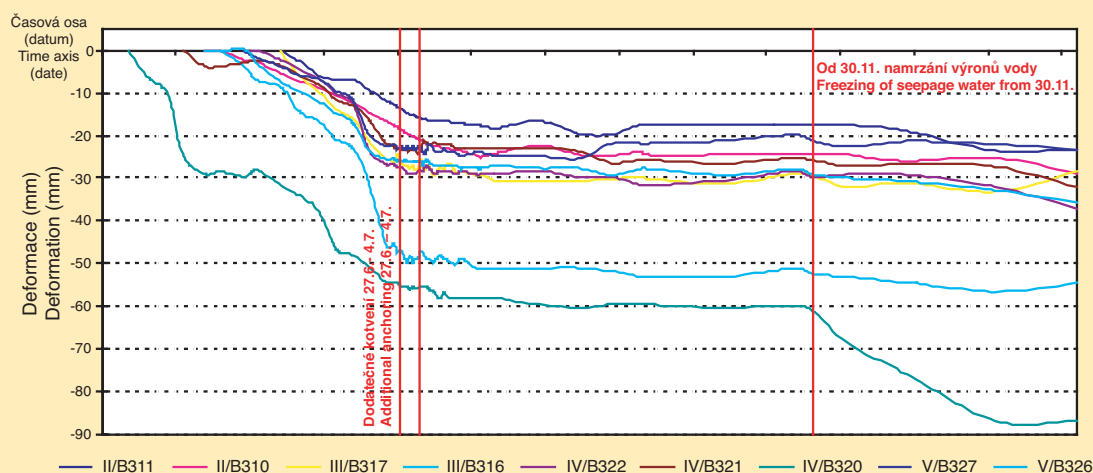
- The secondary loess superstratum with anchored geotextile,
- less cohesive to moderately weathered upper parts of rock and semi-rock massif by a shotcrete layer with mesh and nails,

PRŮBĚH HORIZONTÁLNÍCH DEFORMACÍ SVAHU NA VYBRANÝCH BODECH V PŘÍČNÝCH PROFILECH II, III, IV, V.

SLOPE DEFORMATION PROGRESS WITH TIME AT SELECTED POINTS IN CROSS PROFILES II, III, IV, V.

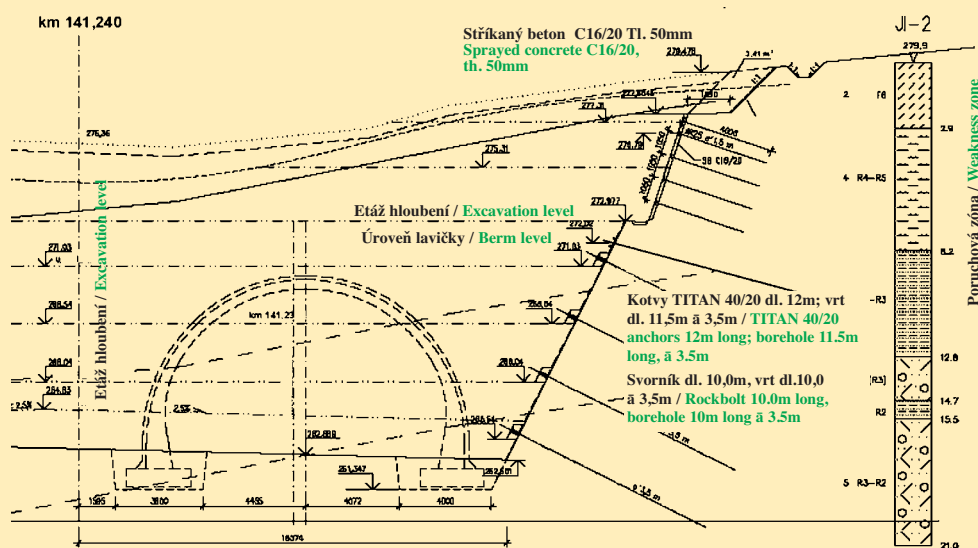
Body umístěny přibližně v polovině výšky svahu v blízkosti úrovně dodatečného přikotvení.

The points are placed in the middle of the slope height, near the level of the additional anchoring.



Obr. 1 Časový průběh horizontálních deformací svahu na vybraných měřených bodech
Fig. 1 Slope deformation progress with time at selected measurement points

ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY CHARAKTERISTICKÝ PŘÍČNÝ ŘEZ V KM 141,240 CONSTRUCTION TRENCH SUPPORT CHARACTERISTIC CROSS-SECTION AT KM 141.240



Obr. 2 Charakteristický příčný řez stavební jámou s technickým řešením zajištění svahu
Fig. 2 Characteristic cross-section through the construction trench with the technical solution of the slope support

horniny, umocněný poruchovým pásmem. Deformace na povrchu svahů jsou monitorovány na pěti příčných řezech geodeticky a v masivu v těsné blízkosti jámy prostřednictvím dvou inklinometrických vrtů. Na hlavách vybraných tyčových kotev jsou sledovány deformace i kotevní síly.

CHARAKTERISTIKA PROBLÉMU

Při odtěžování posledních dvou etází stavební jámy bylo v měřených profilech v km 141,160, 141,200 a 141,240, tj. přibližně na dvou třetinách délky pravého svahu jámy monitorováno zrychlení nárůstu deformací. Průběh deformací byl ze strany investora, vedení stavby a projektanta důsledně sledován a vyhodnocován včetně prognóz a závislosti na klimatických vlivech. Maximální deformace byly zjištěny v prostoru nad lavičkou svahu a na horní převážce tyčových kotev. Z petrografického popisu inklinometrického vrtu v profilu km 141,240 bylo zřejmé, že se v hloubce 2,9 – 8,2 m pod úroveň horní hrany svahu nalézá pásmo geologické poruchy. Skalní masiv jílovců je v oblasti poruchy rozpuštěn do strmých ploch vrstevnatosti o sklonu 75° – 90° a v oblasti se rovněž vyskytují pásma s jílovcovou drtí v mocnostech cca 0,1 – 0,2 m. Údaje monitoringu i výsledky výpočtů neprokazovaly vznik nestabilního mechanismu. Prognóza počasí však ohlašovala příchod deštivého období a následná změna hydrogeologických poměrů v lokalitě dotací prosáklé vody do poruchového pásma by zcela jistě negativně ovlivnila stabilitu svahu v rozsáhlém úseku. Pro zamezení tohoto rizika, v souladu s doporučením „Rady monitoringu“ ze dne 21. 6. 2005, rozhodl investor urychleně realizovat dodatečné konstrukce pro zvýšení stability svahu ve vymezeném úseku.

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Technické řešení zajištění stability předmětné části svahu v km 141,160 – 141,250 bylo stanoveno projektovou dokumentací, kterou zpracovala společnost **Amberg Engineering Brno, a. s.**



Obr. 3 Zahájení vrtání kotev dne 27. 6. 2005
Fig. 3 Commencement of installation of the self-drilling anchors on 27.6.2005

- relatively sound rock at lower levels by reinforced concrete walers anchored by rod-type rock bolts, with the rock surface stabilised by shotcrete applied to anchored chain-link mesh.

Unfavourable dipping of the rock layers combined with a weakness zone was encountered during the excavation of individual benches of the construction trench for the Brno cut-and-cover section on the right side. Surface deformations of the slopes are monitored by surveying of five cross sections; internal deformations of the rock mass are monitored in the close vicinity of the trench by means of two inclinometer boreholes. Deformations and anchoring forces are observed on heads of selected rod-type anchors.

CHARACTERISTICS OF THE PROBLEM

Accelerated increase in deformations was determined by monitoring in the course of the excavation of the last two benches of the construction trench at profiles at km 141.160, 141.200 and 141.240, i.e. approximately at two thirds of the length of the right-hand slope of the trench. Development of the deformations was carefully monitored and assessed (including forecasting and dependence on climatic effects) by the client, contractor and designer. Maximum deformations were determined in the area above the berm and on the waler. It was obvious from the petrographical description of the inclinometer borehole at the profile km 141.240 that a geological weakness zone is found at a depth of 2.9 – 8.2m under the upper slope edge level. The claystone massif is fractured with steep bedding planes dipping at 75°- 90° in the weakness zone. In addition, zones with claystone debris about 0.1 – 0.2m thick occur in the weakness zone. The monitoring data and results of calculations had not proven origination of an unstable mechanism. The weather forecast, however, announced an onset of a rainy period. A subsequent change in the hydrogeological conditions in the location due to addition of seepage water to the weakness zone would certainly have negatively affected stability of the slope within a long section. To prevent this risk, in compliance with the recommendation by the Monitoring Board of 21.6.2005, the client decided that additional structures be promptly installed to improve stability of the slope within the critical section.

TECHNICAL SOLUTION

The technical solution of the problem of securing stability of the part of the slope in question (at km 141.160 – 141.250) was determined by the design developed by **Amberg Engineering Brno a.s.**

Based on modelling and structural assessment, the solution was designed consisting of the following measures:

1. Immediately to carry out anchoring of the reinforced concrete waler at the lower bench by rod-type anchors; rapid-set grout EKOMENT RT to be applied.



Obr. 4 Pokračování dalšího vrtání dne 1. 7. 2005 po výměně pracovní plošiny
Fig. 4 Continuation of other installation of self-drilling anchors on
1. 7. 2005, after replacement of the hoisting platform

Na základě modelování a statického posouzení bylo navrženo řešení sestávající z těchto opatření:

1. Neprodleně realizovat příkotvení železobetonové převázky spodní etáže tyčovými kotvami, s uplatněním rychletuhnoucí injekční směsi EKOMENT RT.
2. Přibližně v polovině výškové úrovně svahu a inkriminované délce svahu zhotovit dodatečné příkotvení pomocí tyčových kotev a ocelových převázek. Jako kotvy zvolit injekční zavrtávací kotevní tyče TITAN 40/20 délky 12 m, do vrtů délky 11,5 m, v osových vzdálenostech kotev 3,5 m a úklonu 15° od vodorovné. Příkotvení bude provedeno přes převázky z profilu LARSEN IIIIn délky 5,5 m. Pro injektáž kotev použít rychletuhnoucí směs EKOMENT RT. Kotvy předepnout na kotevní sílu $P_0 = 300$ kN s koeficientem bezpečnosti odporu $\gamma_{R_{min}} = 1,35$ dle ČSN EN 1537, se zajištěnou volnou nezainjektovanou délkou dřívku kotvy v délce 3 m.
3. Pokud vznikne potřeba dalšího navýšení stability svahu, budou dodatečně navíc odstraněny povrchové kvartérní vrstvy tak, aby v hloubce cca 2 m pod horní hranou svahu vznikla lavička šířky cca 1,85 m. Povrch lavičky bude příčně skloněn směrem do jámy; proti zatékání srážkové vody bude spolu se svahem ochráněn 50 mm silnou vrstvou stříkaného betonu pevnosti C16/20.

Soubor uvedených opatření požadoval investor realizovat bez jakýchkoli prodlev bezprostředně ihned po jejich dohodnutí.

PRŮBĚH REALIZACE

Veškeré práce a dodávky musely být provedeny z důvodů rizika z časové prodlevy v co nejkratším čase. Tohoto nelehkého úkolu se ujala společnost **Minova Bohemia, s. r. o.** K zajištění stability svahu bylo nutné provést navržené opatření, které sestávalo z realizace 28 ks injekčních zavrtávacích kotev Titan 40/20 mm délky 12 m do ocelových převázek z profilu Larsen IIIIn délky 5,5 m a předepnutím kotev na kotevní sílu 300 kN. Práce byly realizovány v nepřetržitém provozu ve dvou dvanáctihodinových směnách. Vzhledem k již provedenému odtěžení svahu musely být veškeré vrtací a montážní práce realizovány z vysokozdvížné plošiny.

VRTÁNÍ KOTEV TITAN 40/20

Po prohlídce staveniště dne 24. 6. 2005 bylo projednáno a rozhodnuto, že vrtání kotev Titan se bude provádět hydraulickou vrtací soupravou Morath, upevněnou pomocí speciálních úchyťů na pracovním koši hydraulické pracovní plošiny s výškovým dosahem 12 m, přičemž hydraulický agregát vrtací soupravy bude umístěn na dně stavební jámy. Ve dnech 25. a 26. 6. 2005 byly provedeny přípravné a pomocné práce a vlastní vrtání kotev Titan bylo zahájeno 27. 6. 2005.

Souprava Morath, sestávala z:

- vrtací lafety AK 25 s hydraulickými kleštinami (upevněno na vysokozdvížné plošině),
- ovládacího pultu (spolu s obsluhou na plošině),
- vrtacího kladiva HBL 21 (rotačně příklepné kladivo, v daném případě použito levotočivé vrtání),
- hydraulického agregátu KU 800 (umístěn na dně jámy).

K vrtání byly použity ztracené vrtací korunky z tvrdokovu typ T40 EXX, průměru 64 mm. Jednotlivé kotvy byly sestavovány z tyčí délky 2 m, při zavrtávání nastavovány spojníky T40 54x104 mm. Zavrtání všech 28 ks kotev v celkové délce 336 m bylo provedeno ve třech dnech

2. To install additional anchoring by rod-type anchors and steel walers approximately in the middle of the slope height, along the length of the slope in question. TITAN Injection anchors 40/20, 12.0m long to be installed into 11.5m deep boreholes, on 3.5m centres, at 15° from the horizontal. The anchors will pass through walers made from 5.5m long LARSEN IIIIn profiles. Rapid-set grout EKOMENT RT to be used for the grouting of anchors. The anchors to be post-tensioned at the anchoring force $P_0 = 300$ kN, with the factor of safety of resistance $\gamma_{R_{min}} = 1,35$ according to ČSN EN 1537, with guaranteed free length of the anchor body of 3.0m.
3. In the case of necessity for additional increase in the stability of the slope, the Quaternary surface layers will be removed so that an about 1.85m wide berm is formed at a depth of about 2m under the upper edge of the slope. The surface of the berm will be inclined toward the trench; it will be protected against rainwater together with the slope by a 50mm thick layer of sprayed concrete C16/20.

The client required that the above set of measures be implemented immediately after being mutually approved, without any delay.

THE COURSE OF THE IMPLEMENTATION

All work and supplies had to be carried out as quickly as possible due to the risk of a delay. This difficult task was undertaken by **Minova Bohemia s.r.o.** The measures designed to support the slope, which had to be implemented, consisted of 28 pieces of 12.0m long self-drilling TITAN Injection anchors 40/20mm installed to steel walers made from 5.5m long Larsen IIIIn profiles, and post-tensioning the anchors at 300 kN. The work was carried out as a continuous operation (two 12h shifts). Because the slope excavation had been completed beforehand, all drilling and installation operations had to be performed from a hoisting platform.

INSTALLATION OF THE TITAN 40/20 SELF-DRILLING ANCHORS

After a visit to the site on 24.6.2005, the decision was negotiated and made that the installation of the self-drilling TITAN anchors will be done using a Morath drilling rig fixed by special holders to the work basket of a hydraulic hoisting platform with a 12m lift height, with the hydraulic unit installed at the bottom of the construction trench. Preparation and auxiliary work was carried out on 25 and 26.6.2005; the installation of the self-drilling anchors started on 27.6.2005.

The Morath drill rig consisted of:

- a drilling feed AK 25 with a hydraulic gripper (mounted on the hoisting platform),
- a control console (together with the operators on the platform),



Obr. 5 Vrtací souprava Morath upevněná na konstrukci pracovního koše, ovládací pult vrtací soupravy je umístěn v pracovním koši
Fig. 5 The Morath drill rig mounted on the working platform; the position of the control console of the drilling rig is in the working basket



Obr. 6 Provádění injektáže
Fig. 6 Grout injection operation

od 27. do 30. 6. 2005. Maximální denní výkon činil 10 ks kotev tj. 120 m.

INJEKTAŽ KOTEV

Bezprostředně po zavrtání kotev byla prováděna jejich injektáž rychle tuhnoucí kotevní směsí Ekoment RT. K injektáži bylo použito injektážní čerpadlo IBO REP umístěné na dně stavební jámy. Ostatní potřebné práce byly prováděny z pracovní plošiny MP 13. Volný dřívík kotvy v délce 3 m byl separován od injektážní hmoty polyetylenovou chráničkou. Kotvy byly injektovány tlakem 3 – 4 MPa. Injektáž všech 28 ks kotev byla provedena ve dvou dnech. Celková spotřeba injektážní směsi činila 1940 kg – v průměru na 1 kotvu 69,3 kg. Ekoment RT je hydraulická prefabrikovaná směs určená pro upínání tyčových ocelových nebo syntetických kotev. Je jednoduše zpracovatelná, vykazuje velmi malé smrštění a je objemově stálá. V krátkém čase dosahuje vysokých hodnot pevnosti v tlaku a v tahu za ohybu:

pevnost po 12 hod.	v tlaku 5,5 MPa,	v tahu za ohybu 1,5 MPa
pevnost po 1 dni	v tlaku 23,0 MPa	v tahu za ohybu 4,5 MPa
pevnost po 7 dnech	v tlaku 46,0 MPa	v tahu za ohybu 6,0 MPa
pevnost po 28 dnech	v tlaku 52,0 MPa	v tahu za ohybu 6,5 MPa

MONTÁŽ PŘEVÁZEK, PŘEDEPNUTÍ KOTEV

Dokončení procesu sestávalo z osazení 14 ks ocelových převážek o délkách 5,5 m z profilu Larsen IIIIn na dvojici sousedících kotev. Doseďací plocha pod převážkami byla upravena a vyrovnána stříkaným betonem tak, aby převážky dosedaly vždy kolmo k dřívíkům kotev. Za pomoci běžného automobilového jeřábu a montážní plošiny byly tyto práce provedeny ve třech dnech. Přichycení převážek k dřívíkům kotev se provedlo přes ocelové kotevní desky 200x200x20 mm maticemi T 40. Dne 4. 7. 2005 pak bylo provedeno předeptnutí všech 28 kotev Titan na předepsanou sílu 300 kN. Pro předpínání kotev byl použit hydraulický tahoměr TORO 3, veškeré práce byly opět provedeny z pracovní plošiny MP 13.

ZÁVĚR

Operativní uplatnění tyčových kotev Titan 40/20 a průběh realizace dodatečného zvýšení stability svahu prokazují, že využití moderních materiálů, hmot a technologií, spolu s odborným poznáním a zkušenostmi, umožňuje zabezpečit a zvládnout ve velmi krátkém časovém období technicky i organizačně náročný úkol.

Monitoring svahu prokazuje, že bezprostředně po dokončení prací došlo k průkaznému a dlouhodobému zastavení deformací svahu. Zvýšení stability svahu bylo provedeno rychle a kvalitně, technické řešení je účinné a jeho provedení bylo oprávněné.

Na základě dosavadního vývoje deformací jsou vypracovány prognózy jejich dalšího vývoje. Tyto prokazují přijatelný vývoj deformací po celou dobu otevření stavební jámy do doby zpětného zásypu hloubených tunelových konstrukcí, který má být ukončen přibližně ke konci roku 2006 a v I. čtvrtletí roku 2007.

ING. ZDENĚK CIGLER, e-mail: cigler@minova.cz,
ING. DRAHOMÍR JANÍČEK, e-mail: janicek@minova.cz, MINOVA
BOHEMIA, s. r. o.
ING. JIŘÍ PECHMAN, e-mail: jiri.pechman@dalnice-D47.cz,
AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.

- HBL 21 drifter (rotation percussive drifter; left-hand drilling applied in the given case),
- KU 800 hydraulic unit (positioned at the bottom of the construction trench).

Sacrificial hard metal bits T40 EXX, 64mm in diameter, were used for the drilling. Individual anchors consisted of 2.0m long rods connected by T40 54x104mm couplers during the drilling operation. Installation of all 28 pcs of the self-drilling anchors at the total length of 336m was completed in three days, from 27 to 30.6.2005. Maximum daily output amounted to 10 pcs of anchors, i.e. 120m.

ANCHOR INJECTION

The anchors were injected with grout immediately after the installation of self-drilling anchors had been finished. Rapid-set anchor grout EKOMENT RT was injected using an IBO REP pump positioned at the bottom of the construction trench. The other operations were carried out from an MP 13 working platform. The free body of the anchor at a length of 3.0m was separated from the grout by a polyethylene casing tube. The injection pressure varied from 3.0 to 4.0 MPa. The grouting of all 28 anchors took two days. The total consumption of grout amounted to 1,940kg – 69.3kg per anchor on average. EKOMENT RT is a hydraulic prefabricated mix designed for fixation of steel synthetic rod anchors. It is simply workable, exhibits stability of volume and minimum shrinkage. It reaches high values of compressive strength and flexural tensile strength:

Strength at 12 h	compressive str. 5.5Mpa,	flexural tensile str. 1.5MPa
Strength at 1 day	compressive str. 23.0Mpa,	flexural tensile str. 4.5MPa
Strength at 7 days	compressive str. 46.0Mpa,	flexural tensile str. 6.0MPa
Strength at 28 days	compressive str. 52.0Mpa,	flexural tensile str. 6.5MPa

INSTALLATION OF WALERS, POST-TENSIONING OF ANCHORS

The final operation of the process consisted of the installation of 14 pcs of 5.5m long steel walers made from Larsen IIIIn profiles on pairs of neighbouring anchors. The contact surface under the walers was treated and levelled with shotcrete so that the walers seated always perpendicularly to the bodies of the anchors. Those operations were completed in 3 days using an ordinary truck crane and hoisting platform. The walers were fastened to the anchors by T 40 nuts and 200x200x20mm steel faceplates. All of the 28 TITAN anchors were post-tensioned on 4.7.2005 at prescribed 300kN. A TORO 3 hydraulic tensionmeter was used for the post-tensioning of the anchors. This work was again carried out from the MP 13 hoisting platform.

CONCLUSION

The operative application of the TITAN 40/20 anchors and the course of the implementation of the additional measures improving stability of the slope proves that the use of modern materials and technologies combined with technical know-how and experience allows us to cope even with tasks difficult in terms of technology and organisation in a very short time period.

The monitoring of the slope has proven that immediately after the completion of the work, deformations of the slope ceased to develop and this effect is of a long-term character. The improvement of stability of the slope was accomplished quickly and in high quality, the technical solution is effective and the operation was justified.

Forecasts of the further development of the deformations, which are based on to date development of deformations, have proven that the development will be acceptable for the entire time of existence of the open trench, i.e. up to the time of backfilling the cut-and-cover structures (approximately the end of 2006 and first quarter of 2007).

ING. ZDENĚK CIGLER, e-mail: cigler@minova.cz,
ING. DRAHOMÍR JANÍČEK, e-mail: janicek@minova.cz,
MINOVA BOHEMIA, s. r. o.
ING. JIŘÍ PECHMAN, e-mail: jiri.pechman@dalnice-D47.cz,
AMBERG ENGINEERING BRNO, a. s.

STAVBA HLAVNÉHO KANALIZAČNÉHO ZBERAČA V BANSKEJ BYSTRICI

THE CONSTRUCTION OF THE MAIN INTERCEPTOR SEWER IN BANSKÁ BYSTRICA

JOZEF FRANKOVSKÝ, JURAJ KENDERESSY

ÚVOD

Hlavný kanalizačný zberač „A“ DN 1800 je súčasťou stavby Sústava na likvidáciu odpadových vôd v Banskej Bystrici – I. fáza. Zberač bude odvádzať dažďové a splaškové vody do rekonštruovanej čističky odpadových vôd, ktorá sa stavia v katastri obce Rakytovce. Trasa zberača je situovaná sčasti v intraviláne, sčasti v extraviláne. Časť zberača v dĺžke 2130 m v intraviláne sa buduje bezvýkopovo, časť v extraviláne v dĺžke 1880 m hĺbením v otvorenej nezapaženej rýhe. Trasa privádzača je situovaná v údolnej nive rieky Hron, vedená relatívne blízko jeho koryta v hĺbke 6 – 6,5 m pod úrovňou terénu a pod úrovňou hladiny spodnej vody. Hron má v Banskej Bystrici ešte charakter horného toku a tomu zodpovedá aj charakter jeho náplavov, v ktorých sa zberačrazil. Komplikáciou je aj veľké množstvo križujúcich a paralelne prebiehajúcich podzemných vedení inžinierskych sietí, dopravných komunikácií a zastavaných plôch. Pre razenú bezvýkopovú časť zberača „A“ sa zvolili varianty razenia otvorenými nemechanizovanými a polomechanizovanými štítmí ako aj klasickým banským spôsobom. Na razenom úseku zberača sa vybuďovalo celkom 12 šacht, ktorými sa sprístupnili jednotlivé úseky razenia.

VŠEOBECNÉ ÚDAJE O STAVBE

Existujúca ČOV v Banskej Bystrici má nedostatočnú kapacitu na čistenie pritekajúceho množstva odpadových vôd hlavne pri výdatných dažďoch a jarnom topení snehu. V týchto prípadoch preteká časť odpadových vôd cez odľahčovacie priepuste priamo do rieky Hron. Zväčšením profilu potrubia a uložením zberača do väčšej hĺbky ako aj zvýšením kapacity ČOV sa vytvorí podmienky nielen pre mesto Banská Bystrica a odľahčenie ekologického zaťaženia rieky Hron, ale aj možnosť pripojenia okolitých obcí na kanalizáciu.

Dostavba viac ako 15 rokov rozostavanej čističky odpadových vôd pre Banskú Bystricu a jej blízke okolie je financovaná z prostriedkov fondu Európskej únie ISPA. Po dobudovaní by mala vyhovovať projektovanou kapacitou potrebám mesta do roku 2030. Celý projekt je rozdelený na 2 etapy s celkovým rozpočtom 46 miliónov eur, z čoho na ťarchu európskeho fondu pôjde 50 %, štátny rozpočet prispieje podielom 25 % a ostatných 25 % uhradí investor. Na I. etapu sú rozpočtové náklady 10 435 000 eur. V jej rámci v období 1/2004 – 1/2006 sa dokončia stavebné a technologické časti ČOV a vybuďuje sa hlavný kanalizačný zberač „A“ v km 0,76525 – 4,77480. Časť kanalizačného zberača v km 0,00000 – 0,76525 vrátane siedmich prístupových šacht bola vybuďovaná v rámci samostatnej investície s použitím odstredivo liateho sklolaminátového potrubia DN 2000 mm v rokoch 1999 – 2000.

V nadväzujúcej II. etape stavby v období 1/2006 – 1/2008 sa má dobudovať zvyšok zberača „A“ v dĺžke 3,1 km a ďalších 61 km kanalizačných potrubí DN 300 – DN 1200 mm.

Funkciu hlavného kanalizačného zberača doteraz plní iný zberač, vybuďovaný z betónových rúr DN 1200. Trasa pôvodného zberača je na celej dĺžke väčšinou vhodná s novobudovaným zberačom, vedená vo vzdialenosti 3 – 8 m, na troch miestach sa však s ním križuje. Po dokončení nového zberača bude starý slúžiť ako odľahčovacia.

Zariadenie staveniska kanalizačného zberača „A“ v km 2,64525 – 4,77480 sa nachádza na južnom okraji mesta Banská Bystrica. Úsek bezvýkopovej časti začína v šachte č. 19 pri moste do Kremničky nad štátnou cestou I/66 Zvolen – Banská Bystrica, križuje nadjazd tohto mosta a vedie sčasti pod spevnenými, sčasti pod nespevnenými zelenými plochami pred budovami priemyslového areálu, kde sa v šachte č. 28 lomí, križuje štátnu cestu I/66 a končí v šachte č. 30 v km 4,77480.

Trasa kanalizačného zberača „A“ v bezvýkopovej časti križuje, alebo je v súbahu s viacerými podzemnými vedeniami. Ku kólfzii, vzhľadom na hlboké založenie trasy, s týmito vedeniami nedochádza. Naproti tomu množstvo podzemných, v mnohých prípadoch nedostatočne zdokumentovaných vedení, bolo vážnou komplikáciou pri zakladaní a hĺbení pracovných jám.

INTRODUCTION

The main interceptor sewer "A", DN 1800, is part of the Sewage Disposal System for Banská Bystrica – Phase 1. The sewer will direct storm runoff and sewer waste to a sewage treatment plant, which will be reconstructed in the cadastral district of Rakytovce. The route of the sewer passes both through built-up and non-built-up areas. A trenchless technology is applied to a 2,130m long portion found in the built-up area; placement in open, unsupported trench is designed for the 1,880m long part passing through the non-built-up area. The sewer alignment is situated in the Hron River plain, relatively close to the river bed, at a depth of 6 – 6.5m under the ground surface, and under the water table level. The character of the Hron River in Banská Bystrica is still that of headwater. The character of the alluvium the sewer was driven through corresponded to the given river character. Another complication is also the number of crossing or parallel buried services, roads and built-up areas. The variants selected for the trenchless section comprised open-face non-mechanised and semi-mechanised shields, as well as traditional mining methods. A total of 12 shafts were sunk along the mined section, providing access to the individual excavation sections.

GENERAL CONSTRUCTION DATA

The capacity of the existing STP in Banská Bystrica is not sufficient for the inflow rate of fault water, primarily during storms and spring snow thawing. In those cases part of the water overflows via relief sluices directly to the Hron River. The increase in the pipeline diameter and placement of the sewer to a greater depth, together with the increase in the STP capacity, will create proper conditions not only for the town of Banská Bystrica and for relieving the environmental burdening of the Hron River, but also for neighbouring municipalities, which will be able to connect to the sewerage system.

European Union's ISPA provides funds for the completion of the sewage treatment plant serving Banská Bystrica and neighbouring municipalities, which has been under construction for over 15 years. Once completed, its design capacity should satisfy the needs of the town by 2030. The overall project is divided into two phases, at a total cost of 46 million euro. The European fund will bear 50% of this sum, 25% will be paid by the government, and remaining 25% by the owner. The phase I budget amounts to 10,435,000 euro. This phase comprises the completion of civil and M&E work on the STP, and the construction of the main interceptor sewer "A" from km 0.76525 to 4.77480, to be carried out from 01/2004 to 01/2006. The part of the sewer from km 0.00000 to 0.76525, including seven manholes, has already been completed in the framework of an independent project in 1999 - 2000, using centrifugally cast glassfibre reinforced plastic (GRP) pipes DN 2000mm. The remaining part of the interceptor sewer "A" at a length of 3.1km, and other 61km of sewerage pipelines DN 300 – DN 1200mm are to be constructed in the subsequent phase. The function of the main interceptor sewer is currently fulfilled by another trunk sewer, constructed using DN 1200mm concrete pipes. The route of the original sewer is, along the whole length, mostly identical with the newly built sewer, running at a distance of 3 – 8m; nevertheless, the two routes cross each other at three points. Once the new interceptor sewer is completed, the old one will serve as a relief conduit.

The construction site facility for the interceptor sewer "A" section km 2.64525 – 4.77480 is located on the southern edge of the town of Banská Bystrica. The trenchless section starts at the manhole No. 19, at a bridge to Kremnička over the national road I/66 Zvolen – Banská Bystrica. It crosses the on-ramp of this bridge, and leads partly under paved areas, partly under unpaved green areas in front of the buildings of an industrial park, where its direction breaks in the manhole No. 28, crosses the national road I/66, and ends in the manhole No. 30, at km 4.77480.

The trenchless part of the route of the interceptor sewer "A" crosses or runs in parallel to several underground lines. It does not collide with them owing to its greater depth. Nevertheless, the high number of underground services, frequently insufficiently documented, posed a serious complication for the excavation of construction shafts.

ZÁKLADNÉ ÚDAJE STAVBY

Investor: Stredoslovenská vodárenská spoločnosť, a. s., Banská Bystrica
 Zhotoviteľ: Združenie ČOV Banská Bystrica, J. V., v zložení: Skanska BS a. s., Prievidza – vedúci člen združenia, Skanska DS a. s., Prostějov – člen združenia K + H KINETIC, a. s., Slovenská Ľupča – člen združenia
 Projektant: Skanska BS, a. s., Prievidza so subdodávateľom Hydrocoop Bratislava
 Stavebný dozor: Project Management Limited, Dublin, Írsko
 Začiatok a ukončenie stavby: 1/2004 – 1/2006 (I. etapa)
 Celková dĺžka zberača „A“: 4 775 m (v rámci inej stavby v r. 1999 – 2 000 vybudovaných 765 m)
 Z toho: 2 130 m bežvýchopovou technológiou (razením) 1 880 m hĺbením v otvorenej ryhe

Primárne ostenie: pri razení štítom železobetónové prefabrikáty s hrúbkou steny 18 cm, pri razení bankým spôsobom TH výstuž K 21 s pažinami Union

Vnútorne ostenie: sklolaminátové rúry HOBAS s hrúbkou steny 33 mm
 Súčasťou hlavného kanalizačného zberača je 33 šácht a stavebných jám, z toho v aktuálne razenej časti zberača 13 šácht a stavebných jám, v úseku vybudovanom v minulosti 8 šácht, v aktuálne hĺbenom úseku zberača 12 šácht.

Na stavbu Sústava na likvidáciu odpadových vôd v Banskej Bystrici, I. fáza, je uzavretý kontrakt podľa medzinárodných dodacích podmienok FIDIC D-B.

Členovia Združenia ČOV Banská Bystrica sa na stavbe podieľajú takto: Skanska BS, a. s., Prievidza – stavba zberača „A“ v km 0,76525 – 4,77480 Skanska DS, a. s., Prostějov – stavebná časť ČOV K + H KINETIC, a. s., Slovenská Ľupča – technologická časť ČOV.

Na výkon stavebného dozoru a ďalších činností si investor vybral správcu stavby, ktorému určil povinnosti a právomoci stanovené v zmluve o dielo podľa podmienok FIDIC D-B.

Činnosť správcu stavby na tomto projekte vykonáva tím pracovníkov firmy Project Management Limited, Dublin, Írsko. Vzhľadom na použitý zdroj financovania stavby z európskeho fondu ISPA a zahraničného správcu je jazykom stavby angličtina.

GEOLOGICKÉ PODMIENKY NA RAZENÝCH ÚSEKOKH ZBERAČA

Aj keď ide o stavbu založenú v malej hĺbke, na trase zberača a jeho nadložia vystupujú viaceré súvrstvia stratigraficky patriace do mezozoika, neogénu a kvartéru. Povrchové vrstvy tvoria väčšinou návažky, ktoré siahajú do hĺbky približne 1,5 m. V prevážnej časti trasy vystupujú zahmlené a piesčité štrky s okrúhlymi (valúnni) a balvanmi rôznej veľkosti (obr. 1). Niektoré z bludných balvanov presiahli rozmer až nad 1 m (obr. 2). Toto štrkopieskové sčasti zahmlené a balvanmi spestrené súvrstvie má mocnosť približne 4 – 7 m. V časti trasy sa však vyskytuje aj skalné podložie tvorené mezozoickými vápencami a bridlicami v keuperskom vývoji s vložkami vápencov, kremencov aj pieskocov.

Podzemná voda je viazaná na polohu piesčitých alebo slabo zahmlených štrkov a pohybuje sa v hĺbke 1,4 – 3,0 m. Z chemických rozborov vyplýva, že podzemné vody vykazujú slabú agresivitu CO₂. Priepustnosť vrstiev bola o niečo nižšia ako prognóza podľa výsledkov podrobného geologického a hydrogeologického prieskum, ktorý bol na trase zberača vykonaný v roku 1999. Prítok vody počas razenia nepresiahol na žiadnej čelbe 15 l/s.



Obr. 1 Charakter naplavenín rieky Hron
 Fig. 1 Character of the Hron River alluvium

BASIC PROJECT DATA

Owner: Stredoslovenská vodárenská spoločnosť, a. s., Banská Bystrica
 Contractor: Združenie ČOV Banská Bystrica, J. V. joint venture, consisting of: Skanska BS a. s., Prievidza – the lead partner Skanska DS, a. s. Prostějov – member K + H KINETIC, a. s., Slovenská Ľupča – member
 Designer: Skanska BS, a. s., Prievidza and a sub-contractor Hydrocoop Bratislava

Site supervision: Project Management Limited, Dublin, Ireland
 Commencement and end of the project: 01/2004 – 01/2006 (Phase I)
 Total length of the sewer "A": 4,775m (765m constructed in 1999 – 2000 in the framework of another project)
 Out of that: 2,130m constructed using trenchless techniques (mining) 1,880m in open trench

Primary lining: precast segments 18cm thick at the shield driving technique
 TH steel sets with UNION steel sheet lagging at the traditional mining methods
 Internal lining: GRP pipes HOBAS, wall thickness of 33mm.

The main interceptor sewer comprises 33 manholes and construction shafts, out of those 13 manholes and construction shafts are found in the currently mined section, 8 manholes in the previously constructed section and 12 manholes in the section being currently constructed in an open trench.

The contract concluded for the project of the Sewage Disposal System for Banská Bystrica – Phase 1 was prepared in accordance with the FIDIC D-B International Conditions of Contract.

The portions of the works undertaken by the individual members of the Združenie ČOV Banská Bystrica joint venture are as follows:

Skanska BS, a. s., Prievidza – construction of the interceptor sewer at km 0.76525 – 4.77480

Skanska DS, a. s., Prostějov – civil work on the STP

K + H KINETIC, a. s., Slovenská Ľupča – M&E work on the STP.

The owner hired a project manager to perform the function of site supervisor and other activities, and defined his responsibilities and authority in the contract according to the FIDIC D-B conditions. The project manager's duties are discharged by a team of employees of Project Management Limited, Dublin, Ireland. Because of the fact that the project is funded from European financial means, the ISPA, and the project manager is a foreign company, the official language is English.

GEOLOGICAL CONDITIONS ON THE MINED SECTIONS OF THE INTERCEPTOR SEWER

Despite the fact that the alignment is not too deep, several series of measures rise to the level of the sewer and its overburden, categorised in terms of stratigraphy as the Mesozoic, Neogene and Quaternary. The surface layers consist mostly of made-ground reaching up to a depth of approximately 1.5m. Loamy and sandy gravels with pebbles and boulders of various sizes are found along prevailing part of the alignment (see Fig. 1). The dimensions of some of the erratic boulders exceeded 1m (see Fig. 2). The thickness of this gravel-sand, series of measures (partly loamy and containing boulders) amounts to 4 – 7m. A part of the alignment, however, passes through the bedrock consisting of Mesozoic limestone and the Keuper shale with inter-layered limestone, quartzite and sandstone. The aquifer is confined within the layer of sandy or slightly loamy gravels, and is found at a depth of 1.4 – 3.0m. Chemical analyses proved that the ground water is slightly CO₂ corrosive. The permeability of the layers was a little bit lower than anticipated according to the results of the detailed geological and hydrogeological investigation, which was carried out along the route of the interceptor sewer



Obr. 2 Bludný balvan extrémnych rozmerov vytážený na trase zberača
 Fig. 2 Extreme sizes of an erratic boulder dug out along the alignment of the sewer



Obr. 3 Ukladanie železobetónových segmentov pomocou výložníkového podávača
Fig. 3 Installation of reinforced concrete segments using an erector

TECHNOLÓGIA S POUŽITÍM RAZIACICH ŠTÍTOV

V tých úsekoch trasy zberača, ktoré prechádzajú polohami piesčitých a málo zahlienených štrkov, na ktoré je zároveň viazaná prítomnosť podzemnej vody, sa použili otvorené, tak nemechanizované, ako aj mechanizované raziace štíty DN 2560. Primárne ostenie pri razení štítmí sa buduje zo železobetónových prefabrikátov. Raziace štíty sú preto vybavené jednoduchými mechanizmami, ktoré uľahčujú ukladanie prefabrikátov (obr. 3). Vzhľadom na nepriaznivé geologické pomery niektoré z raziacich štítov boli vybavené výsuvnými nožmi a mechanickým zariadením na paženie čelby a jej postupné otváranie po jednotlivých sekvenciách (obr. 4). Razenie zberača pokračovalo plynulo od jednej ku nasledujúcej pracovnej jamy. Zatahovanie sklolaminátových rúr vnútorného ostenia nasledovalo až po vyrazení celého úseku. Medzikružie medzi železobetónovým ostením a sklolaminátovou rúrou sa zakladalo štrkovým zásyplom.

Celkovo sa na stavbe používali 3 súčasne raziace štíty rovnakého priemeru, ale s rozličnou vybavenosťou doplnkovými mechanizmami. Jeden zo štítov bol vybavený podkopovým bagrom a pásovým dopravníkom na odtážbu rúbániny. Táto výbava štítu sa celkom dobre osvedčila. V malom profile razeňa pásový dopravník plnil takmer na 100 % aj nakladaciu funkciu. V nemechanizovanom variante raziacich štítov sa na rozpojovanie horniny používa pneumatická zbijačka a na nakladanie prehadzovací nakladač typu NL-12.

Pred odštartovaním raziaceho štítu sa príslušný blok horniny za pažiacou stenou pracovnej jamy spevňoval preinjektovaním cementovou suspenziou.

RAZENIE BANSKÝM SPÔSOBOM

V tých úsekoch trasy, kde skalné podložie zasahuje veľkou časťou do profilu zberača, razí sa štôľňa malého profilu klasickým bankským spôsobom. V pôvodnom technologickom projekte sa uvažovalo alternatívne s lichobežníkovým profilom LB 5 alebo oblúkovým profilom OO – 02, razilo sa však iba v oblúkovom profile OO – 02. Primárne ostenie predstavuje bankská výstuž TH z oceľových oblúkov K 21 v kombinácii s pažením oceľovými plechmi Union (obr. 5). V skalných horninách sa razí s použitím trhavín, avšak s obmedzenou veľkosťou naraz odpaľovanej nálože do max. 8 kg.



Obr. 5 Štôľňa zberača razená v oblúkovom profile s pažením Union plechmi
Fig. 5 The vaulted-profile gallery excavation using UNION steel sheet lagging



Obr. 4 Raziaci štít s výsuvným nožovým predštítkom
Fig. 4 The shield with an extendible cutting blade ("pre-shield")

in 1999. The water inflow did not exceed a value of 1.5 l/s in the course of the excavation, at none of the headings.

SHIELD EXCAVATION TECHNIQUES

Open-face shields DN 2560, both mechanised and non-mechanised, were utilised in the sections of the interceptor sewer passing through the aquifer-forming sandy and little loamy gravels. Reinforced concrete precast segments are used for the primary lining. The shields are therefore equipped with simple mechanisms making the installation of the segments easier (see Fig. 3). Because of the unfavourable geological conditions, some of the shields were equipped with extendible segments of the cutting blade and a mechanical system of bracing the face and stepwise removal of the braces (see Fig. 4). The sewer tunnel excavation continued smoothly from one construction shaft to the other one. The GRP pipes forming the internal lining were pulled into the tunnel only when the excavation of the whole section had been completed. The annulus between the reinforced concrete lining and the GRP pipes was packed with gravel.

In total 3 shields of identical diameter but with different additional equipment were operated simultaneously. One of the shields was equipped with a backhoe and a belt conveyor for the mucking out. This equipment of the shield proved to be quite good. The belt conveyor used in the small diameter excavation performed also nearly 100% of the muck loading function. Regarding the non-mechanised variant of the shields, the rock was broken with pneumatic picks, and the muck was loaded with an NL-12 overhead loader.

Before launching the shield, the particular block of the rock behind the diaphragm wall supporting the construction shaft wall was consolidated by injecting cement suspension.

TRADITIONAL MINING TECHNIQUES

In the sections where the bedrock extends into a large portion of the excavated cross section, a small-profile gallery is driven by traditional mining methods. The LB 5 trapezoidal cross-section or the OO – 02 vaulted profile had originally been designed as alternatives, but the OO – 02 vaulted profile was eventually used as a sole solution. The primary lining consists of colliery Toussaint – Heinzmann steel sets, i.e. K-21 arches, combined with UNION steel sheet lagging (see Fig. 5).



Obr. 6 Debnenie stien revíznej šachty
Fig. 6 Manhole walls formwork



Obr. 7 Malý lopatový nakladač na dne pracovnej jamy
Fig. 7 A small shovel loader at the construction shaft bottom

Pokiaľ do hornej časti razenej štólne zasahujú nesúdržné štrkové sedimenty, rozpojovanie sa robí ručne alebo zbíjacími kladivami a stabilita výrubaného priestoru sa zabezpečuje hnaným pažením. V niektorých prípadoch sa muse-lo pažiť aj čelo. Na nakladanie sa používajú prehadzovacie nakladače typu NL – 12. Razí sa v krátkych záberoch s dĺžkou max. 1 m s objemom rúbani-ny na jeden záber 6 – 8 m³.

Zaťahovanie sklolaminátového potrubia a jeho stabilizácia sa uskutočňuje po dokončení razenia štólne v celej dĺžke úseku medzi dvomi pracovnými jamami (obr. 6).

HĽBENIE PRACOVNÝCH JÁM

So zreteľom na geologické podmienky, rozmiestnenie inžinierskych sietí a okolitej zástavby, stabilita pracovných jám sa zabezpečovala dvomi spôsobmi. V pevnejších materiáloch sa použili rozperné rámy v kombinácii s pažinami Larsen. V sťažných podmienkach s prítokmi spodnej vody, aby sa zabránilo vymývaniu drobných častíc a sufózií, jamy sa zabezpečovali predrazenými štetovnicami Larsen III N a takisto s rozpernými rámmi. Na odtážbu zeminy sa spočiatku používali malé stĺpové OVJ žeriavy a drapákové nakladače. Neskôršie, z dôvodu malej výkonnosti, prešlo sa na použitie bagrov typu VOLVO 140 alebo DH 411s predĺženým ramenom. Pri dohlbovaní jám sa osvedčili malé bagre, resp. nakladače typu Menzi Muck 3000, Caterpillar, alebo UNC 061 s podkopovou lopatou (obr. 7). Pri hĺbení niektorých jám skalné podložie vystúpilo do výšky až 0,5 m pod úroveň terénu. V takomto prípade sa použila vrtno-trhavinová technológia a na nakladanie banský šachtový nakladač typu KS – 3. Podľa konečnej funkcie boli šachty na zberači vystrojované definitívnym ostením, niektoré z nich monolitickým betónom (obr. 8).

ZHODNOTENIE DOTERAJŠÍCH POZNATKOV Z RAZENIA ŠTÓLNI A STAVBY ZBERAČA

Vzhľadom na dĺžku kanalizačného zberača jeden z prvých návrhov bol raziť ho s použitím tunelovacieho stroja. Tento návrh bol naštastie ešte v zárodku projektovania zavrhnutý. Pri tak pestrej geologickej stavbe charakterizovanej prítomnosťou pevného skalného masívu, miestami však tektonicky porušeného, štrkopieskových vrstiev s rôznym stupňom spevnenia až po úplne nespevnené, vysypávajúce sa z čela, s výskytom rozmerných bludných balvanov, je akákoľvek proklamovaná univerzalita tunelovacích strojov spochybniteľná.

Nižšie razičské postupy pri aplikácii jednoduchých alebo polomechanizovaných raziacich štítov ako aj pri klasickej banskej technológii razenia sa kompenzovalo otvorením viacerých čelieb sprístupnených pracovnými jamami. Dĺžka razeneho úseku jednou čelbou spravidla, až na ojedinelý prípad, nepresahovala 200 m.

Skúseností so stavbou kontrahovanou a riadenou pravidlami FIDIC D-B a prítomnosťou zahraničného stavebného dozoru tvoria celý balík pozitívnych i negatívnych poznatkov, ktoré by možno stáli za separátny článok.

ING. JOZEF FRANKOVSKÝ, ING. JURAJ KENDERESSY,
juraj.kenderessy@skanska.sk, SKANSKA BS, s. a., Prievidza



Obr. 8 Rúra Hobas DN 1800 po zatahnutí do štólne zberača
Fig. 8 Hobas DN 1800 pipe after pulling into the gallery

Drill and blast is used for the passing through hard rock, but the blasting charge per delay is limited to 8 kg. In the sections where the incoherent gravel sediments extends to the top of the gallery profile, the rock is broken manually or with hand-held picks; the stability of the excavated opening is secured by forepoling. On several occasions also the face had to be braced. The muck is loaded by an NL-12 overhead loader. Short excavation rounds are applied, with the maximum length of 1m, and the volume of muck 6 – 8m³ per round. The GRP pipes are pulled into the gallery and stabilised only when the whole length of the gallery excavation between two construction shafts has been finished (see Fig. 8).

CONSTRUCTION SHAFTS SINKING

Stability of the construction shafts was secured by two methods, depending on the geological conditions, positions of utility networks, and the layout of existing buildings. The shafts excavated in firmer materials were supported by bracing frames combined with Larsen lagging. In more difficult conditions where ground water inflows were anticipated, the shafts were supported by Larsen III N sheet piles, also combined with bracing frames, to prevent the removal of finer particles and internal erosion. The mucking out was in the beginning by small pillar cranes OVJ and clamshell loaders. Later, because of poor performance, the miners started to use VOLVO 140 excavators or DH 411 excavators with extended booms. Small excavators or loaders of the Menzi Muck 3000, Caterpillar or UNC 061 backhoe types performed well in the phase of finishing the bottom excavation (see Fig. 7). In some locations of the shafts the bedrock rose up to a level of 0.5m under the ground surface. The drill and blast method was utilised in such the cases, and a mining shaft loader KS-3 handled the mucking out. The final lining of the shafts sunk on the interceptor sewer depended on the final function of the particular shaft; some of them were lined with cast-in-situ concrete (see Fig. 6).

EVALUATION OF EXPERIENCE GAINED TILL NOW DURING THE DRIVING OF GALLERIES AND CONSTRUCTION OF THE INTERCEPTOR SEWER

Considering the length of the interceptor sewer, one of the first designs proposed that a TBM be used. This proposal, fortunately, was refused in the very beginning. Any attempt for universality of tunnelling equipment can be cast doubt upon in the given conditions of such the variable geological structure characterised by the presence of irregular faults in the sound rock mass, a varying degree of consolidation or total lack of consolidation causing spilling of gravel-sands out of the excavation face, occurrence of sizeable erratic boulders in gravel-sand layers, etc.

The lower excavation advance rates caused by the utilisation of non-mechanised or semi-mechanised shields and the application of traditional mining techniques were compensated for by working with several points of attack, which were accessible from construction shafts. The length of a section driven from one point of attack usually (excepting one case) did not exceed 200m.

The experience gained from the works where the contract was concluded and the construction managed according to the FIDIC D-E rules, and where a foreign project manager was hired by the client, can be considered as a package of positive and negative lessons. They would be probably worth being a topic of a separate article. ING. JOZEF FRANKOVSKÝ, ING. JURAJ KENDERESSY,
juraj.kenderessy@skanska.sk, SKANSKA BS, s. a., Prievidza

LITERATURA / REFERENCES

Projekt stavby Sústava na likvidáciu odpadových vôd – 1. fáza Kanalizačný zberač „A“, archívne č. 31 565 – 09010 Hydrocoop spol. s r. o., Bratislava
Technologické projekty stavby spracované firmou Skanska BS, s. a., Prievidza
Stavebný denník a konzultácie s manažmentom stavby

AUTOMATICKÝ MONITORING PROVOZOVANÝCH ŽELEZNIČNÍCH TUNELŮ NA HEATHROW

AUTOMATIC MONITORING OF OPERATING RAILWAY TUNNELS AT HEATHROW

MATOUS HILAR, PAUL LYONS, AIDAN LAIMBEER

1. ÚVOD

Stavba nového terminálu 5 na londýnském letišti Heathrow zahrnuje realizaci systému ražených tunelů o délce 13 km (Hilar a kol. 2005). Ražba tunelů pod používaným letištem přináší značné riziko pro jeho funkčnost. Snížení tohoto rizika na minimum bylo jedním z klíčových aspektů stavby (Williams 2005). Jedním z nejnáročnějších úkolů byla ražba tunelů v těsné blízkosti stávajících železničních tratí. Obě trouby silničního tunelu na letištní straně (Airside Road Tunnel – ART) procházely nad současným tunelem trati Heathrow Express (HEX) ve vzdálenosti 3,5 m. Obě trouby trati Heathrow Express Extension (HEEx) podcházely provozovaný tunel smyčky trati Piccadilly ve vzdálenosti 6,9 m a ražba trati Piccadilly Extension (PiccEx) podcházela ve vzdálenosti 3,9 m pod tunelem Piccadilly.

Všechny železniční tunely byly v průběhu ražeb, realizovaných v jejich těsné blízkosti, v provozu. Železniční svršek je velmi citlivý na deformace a větší deformace by mohly vést k zastavení provozu a značným finančním ztrátám. Následující článek popisuje různé systémy automatického monitoringu použitého na terminálu 5 společně s vyhodnocením naměřených hodnot.

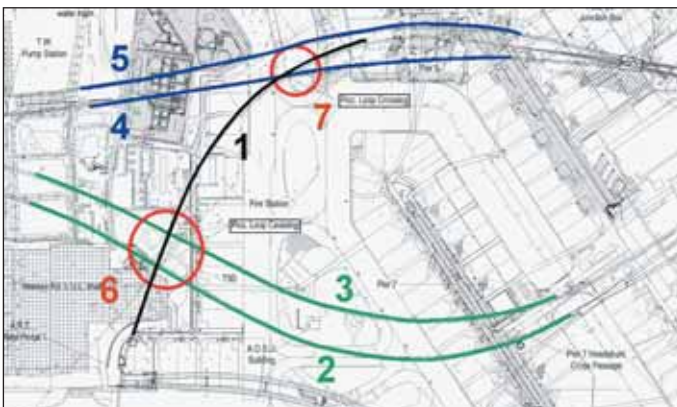
2. ORGANIZACE STAVBY

Investor, společnost BAA plc, si najal společnost Mott MacDonald jako generálního projektanta všech podzemních staveb a sdružení Morgan-Vinci Joint Venture (MVJV) jako generálního zhotovitele tunelů. Firma Mott MacDonald zaměstnala specializované subdodavatele na instalaci monitorovacích systémů a obsluhu těchto systémů během ražeb. Společnost Mott MacDonald odpovídala za návrh systémů monitoringu, dozor osazení monitoringu, testování citlivosti monitoringu a za vyhodnocování výsledků monitoringu během ražeb. Všechny postupy musely být schváleny zúčastněnými stranami, především majiteli stávajících tunelů, kterými jsou London Underground Limited (LUL) a Heathrow Express/Network Rail spolu se zhotovitelem tunelů a firmou BAA.

3. RAŽBA POD TUNELEM SMYČKY TRATI PICCADILLY

3.1 ZÁKLADNÍ INFORMACE

Smyčka trati Piccadilly tvoří podzemní železniční spojení mezi stanicemi Hatton Cross, Terminal 4 a Central Terminal Area (CTA) na Heathrow. Jedná se o tunel s vnitřním průměrem 3,81 m, který byl vybudován v roce 1983 a jde především o prefabrikované betonové ostění s klínovým zámkem. Dílce ostění jsou z prostého betonu a ostění není po obvodu injektováno. Dokončený a vystrojený úsek tunelu Piccadilly zahrnuje i rozšířený úsek (délka 17 m,



Obr. 1 Relativní poloha ražeb pod smyčkou trati Piccadilly: 1 - Smyčka trati Piccadilly, 2 - HEEx DL, 3 - HEEx UL, 4 - PiccEx WB, 5 - PiccEx EB, 6 - Ražba HEEx, 7 - Ražba PiccEx WB

Fig. 1 Relative position of Piccadilly Loop crossings: 1 - Piccadilly Line Loop, 2 - HEEx DL, 3 - HEEx UL, 4 - PiccEx WB, 5 - PiccEx EB, 6 - HEEx crossings, 7 - PiccEx WB crossing

1. INTRODUCTION

Construction of new Terminal 5 at Heathrow considers excavation of a 13km long system of driven tunnels (Hilar et al. 2005). Tunnelling under the live airport brings a significant risk to its operation; the reduction of this risk to a minimum was one of the project key issues (Williams 2005). One of the most challenging tasks was tunnelling in close proximity to existing railways. Both drives of the Airside Road Tunnels (ART) were excavated above existing Heathrow Express (HEX) tunnel with clearance 3.5m. Both drives of Heathrow Express Extension (HEEx) and one drive of Piccadilly Line Extension (PiccEx) were excavated below existing Piccadilly Loop tunnel with clearances 6.9m and 3.9m respectively.

All the existing railway tunnels were in operation during the tunnelling in their proximity. Railway infrastructure is very sensitive to deformation and high movement could lead to services being stopped and substantial financial losses. The following paper describes different automatic monitoring systems used at Terminal 5 together with the evaluation of monitored values.

2. ORGANISATION OF WORKS

The client, BAA plc, employed Mott MacDonald as the principal designer of all underground structures and Morgan=Vinci Joint Venture (MVJV) as principal tunnel constructor. Mott MacDonald employed specialist subcontractors for installation of the monitoring systems and control of the systems during crossings. Mott MacDonald was responsible for the design of the monitoring systems, supervision of installation, commissioning, interrogation and interpretation of monitored values during the crossings. All procedures had to be agreed with the stakeholders, the owners of the existing tunnels - London Underground Limited (LUL) and Heathrow Express/Network Rail in conjunction with the constructor and BAA.

3. PICCADILLY LOOP CROSSINGS

3.1 BASIC DATA

The Piccadilly Line Loop forms an underground rail link between Hatton Cross station, Terminal 4 station and Central Terminal Area station at Heathrow. The 3.81m internal diameter tunnel was constructed in 1983 and is primarily of pre-cast concrete expanded segmental lining. The segments are not reinforced and the lining is not grouted. The instrumented section of the tunnel incorporates the Wessex Road escape shaft emergency access platform which includes a large (17m long, 8.25m diameter) bolted cast iron section along the platform area.

Construction of three new tunnels had to cross very close under this existing tunnel: PiccEx Westbound (WB), HexEx Downline (DL) and HexEx Upline (UP). Fig. 1 shows the overview indicating the relative position of the mentioned tunnels. HEEx tunnels crosses under the Piccadilly Loop perpendicularly. PiccEx WB tunnel crosses under the existing tunnel at a skewed angle, thus a longer section of the tunnel was within the zone of influence.

All PiccEx and HexEx tunnels were constructed using Dosco shields (Hilar et al. 2005). The pre-cast concrete segments were erected immediately behind the shield and expanded against the exposed London Clay (wedgeblock construction). Between the Piccadilly tunnel invert and crowns of new tunnels there was a design clearance of 3.89m for PiccEx tunnel and 6.86m for HEEx tunnels.

3.2 REMOTE MONITORING SYSTEMS

The extent of the zone of influence within the Piccadilly Loop was considered to be within 30m either side of the crossing centre line for HEEx tunnels and 40m either side of the crossing centre line for PiccEx tunnels (skewed crossing). For this reason the instrument scheme extended double length of the zone of influence with reference points located a further 36 metres either side.

The remote system enabled real-time readings with detailed structural movements to be obtained during both traffic and engineering hours. This

průměr 8,25 m) s ostěním ze šroubovaných litinových dílců, ve kterých je nástupiště a vstup do únikové šachty.

Pod tunelem Piccadilly bylo nutné podejít ve velmi malé vzdálenosti s ražbou tří následujících tunelů: PiccEx Westbound (WB), HexEx Downline (DL) a HexEx Upline (UP). Situace uvedených tunelů je vidět na obr. 1. Tunely HexEx podchází pod Piccadilly v kolmém směru. Tunel PiccEx WB podchází v ostrém úhlu, takže v zóně sedání se nacházel delší úsek.

Všechny tunely PiccEx a HexEx se razily štíty Dosco (Hilar a kol. 2005). Prefabrikované betonové dílce byly osazovány ihned za štítem a byly rozpínány do výrubu v londýnském jílu pomocí klínových dílců. Mezi dnem tunelu Piccadilly a vrcholy klenby nových tunelů byla projektovaná vzdálenost 3,89 m (tunel PiccEx) a 6,86 m (tunely HexEx).

3.2 SYSTÉMY DÁLKOVĚ ŘÍZENÉHO MONITORINGU

Rozsah zóny sedání na trať Piccadilly byl uvažován do 30 m na každou stranu od místa křížení osy tunelů HexEx a 40 m na každou stranu od místa křížení osy tunelů PiccEx (šikmé křížení). Schéma měřících přístrojů zahrnovalo dvojnásobek délky zóny sedání. Referenční body byly umístěny na obou stranách o dalších 36 m dále.

Systém dálkově řízeného monitoringu umožnil měření v reálném čase, takže byly získány podrobné informace o deformacích jak při provozu, tak v době údržby metra. Použitý systém automaticky měřil deformace a dával číselné i grafické výstupy ve speciálním vyhodnocujícím softwaru. Tento software umožňoval vložení konkrétních varovných hodnot pro jednotlivá čtení. Kromě toho byly v systému zahrnuty i výpočty relativních deformací mezi přístroji, což sloužilo jako další kritérium. Systém se skládal z elektrických trámových vodováh, sklonometrů a potenciometrických dilatometrů (obr. 2).

Pro měření zvlnění kolejového lože byly ke dnu tunelu připevňovány **elektrické vodováhy**, které měřily svislý profil v reálném čase. Kotevní body byly umístěny po 2 m, srovnávací bod byl mimo očekávanou zónu sedání (obr. 3 a 4).

Sklonoměry byly použity v měřeném úseku pro určení natočení a zkroucení trati. Tyto přístroje byly umístěny na betonu podél trati a byly orientovány kolmo k ose tunelu (obr. 3 a 4).

Sady **potenciometrických dilatometrů** byly instalovány v pěti předem vybraných profilech uvnitř monitorovaného úseku trati Piccadilly. Jejich účelem bylo měření pohybu spár skládaného ostění po jeho obvodu (obr. 4).

Každý přístroj byl napojen přes multiplexor k elektronickému záznamníku dat. Záznamník byl napájen ze sítě napětím 240V, které bylo transformováno na stejnosměrné napětí 55V, vedené do kapkovitě dobíjené zabudované baterie 12V, používané k napájení přístrojů a zajišťující náhradní napájení v případě výpadku proudu. Záznamník byl pak napojen na kancelář zpracování dat, umístěnou na Wessex Road. Napojení bylo provedeno přes modem na krátkou vzdálenost s kabeláží vedenou skrz šachtu Wessex Road. Záznamník slouží pro vyhodnocování a shromažďování dat v jakémkoliv požadovaném časovém intervalu. Bylo nutné, aby interval byl větší, než je vyšetřovací cyklus (cca 3 minuty). V období křížení byl systém nastaven tak, aby shromažďoval data v intervalech po 15 minutách.

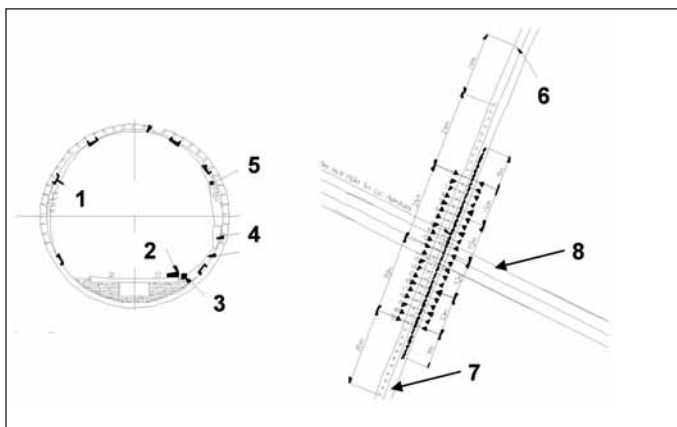
Zpracování dat bylo prováděno jednoúčelovým systémem, složeným z běžného serveru se čtyřmi PC, který umožňoval prohlížení různých aspektů monitoringu současně. Pro případ poruchy na některém z ostatních PC byly k dispozici náhradní počítače. Toto uspořádání umožňovalo přímý sběr, ukládání, zpracování a vyšetřování výsledků monitoringu. Typické uspořádání softwarových prezentací je zobrazeno na obr. 5 a 6. K zajištění nouzového napájení v případě výpadku proudu v kancelářích byly do tohoto uspořádání zapojeny také dva systémy nepřetržitě dodávky proudu (UPS).

3.3 SYSTÉM MANUÁLNÍHO MONITORINGU

Systém manuálního monitoringu byl zcela nezávislý na automatickém systému. Jelikož provoz v železničním tunelu byl zachován po celý den, data



Obr. 3 Elektrické vodováhy (vlevo) a sklonoměry (vpravo) instalované na trati
Fig. 3 Electrolevel beams (left) and tiltmeters (right) installed on track



Obr. 2 Typické uspořádání přístrojů (HEXEX UL): 1 - Dilatometr, 2 - Sklonometr, 3 - Elektrická vodováha, 4 - Multiplexor nebo záznamník dat, 5 - Kabely, 6 - Referenční bod, 7 - Smyčka trati Piccadilly, 8 - HEXEX UL
Fig. 2 Typical arrangement of instruments (HEXEX UL): 1 - Jointmeter, 2 - Tiltmeter, 3 - Electrolevel beam, 4 - Multiplexer or data logger, 5 - Cables, 6 - Reference point, 7 - Piccadilly Line Loop, 8 - HEXEX UL

system automatically read and provided numerical and graphical outputs in specialist software presentation software, the software allowed specific safety trigger values to be inputted for individual readings. In addition, calculations between instruments were included to provide further parameters. The system consisted of electrolevels in the form of beams, tiltmeters and potentiometric crackmeters (Fig. 2).

To measure undulation of the track bed, a string of **electrolevel beams** were fixed to the invert of the tunnel, to provide a real time measurement of the vertical profile. The anchorage points were spaced at 2m intervals with the datum outside the predicted zone of influence (Figs. 3 and 4).

To identify track twist and cant, **tiltmeters** were used within the instrumented section. These were positioned on the track secondary concrete and orientated perpendicular to the line of tunnel (Figs. 3 and 4).

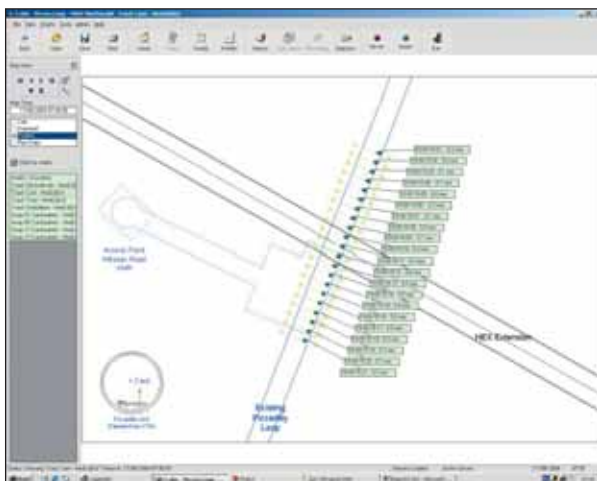
Arrays of **potentiometric crackmeters** were installed at five pre-selected arrays within the instrumented section of the PiccLoop to monitor segmental joint movements around its circumference (Figs. 4).

Each instrument was hard wired via a multiplexor to an electronic data logger. The logger was powered from a 240V mains spur, which was stepped down to 55VAC and fed in to 12V trickle charge integral logger battery, which was used to power the instruments and provide back up power in the event of power failure. The logger was then linked to a data processing centre in at offices situated at Wessex Road via a short haul modem with the cabling routed through the Wessex Road shaft. The logger was used to interrogate and capture data at any time interval required which was greater than the interrogation cycle interval of circa 3 minutes. During the crossing period the system was set to capture data at 15minute intervals.

The data processing was undertaken by a dedicated system comprised common server with four PC's, allowing different aspects of the monitoring to be viewed at the same time. In the event of any of the other PC developing a fault, back up PC's were available. This configuration enabled direct collection, storage, process and interrogation of the instrumentation system. Typical software presentation layouts are shown in Figs. 5 and 6. To provide emergency power in the event of the office power failure two U.P.S.'s were linked to this configuration.



Obr. 4 Fotografie ukazuje (zprava doleva) sklonometr, elektrickou vodováhu, potenciometrický dilatometr a kabeláž vedenou na ostění tunelu
Fig. 4 Photo shows (from right to left) tiltmeter, electrolevel beam, potentiometric crack meter, and cabling routed up tunnel lining



Obr. 5 Program I-site ukazuje místo a označení sklonoměřů (ražba HExEx DL); buňky ukazují monitoringem zjištěný pohyb – jejich zelená barva znamená, že nebylo dosaženo žádné varovné hodnoty

Fig. 5 I-site software shows position and identification of the tiltmeters (HExEx DL crossing). Boxes indicate monitored movement; their green colour indicates that no trigger has been reached.

z manuálně prováděného monitoringu byla získávána v době údržby metra, kdy nebyl tunel v provozu. Tento manuálně prováděný monitoring zahrnoval přesnou nivelaci trati, lože a vrcholu klenby ostění, měření tvaru oblouku trati, konvergenční měření pásmovými extenzometry a geodetická měření konvergenčních bodů.

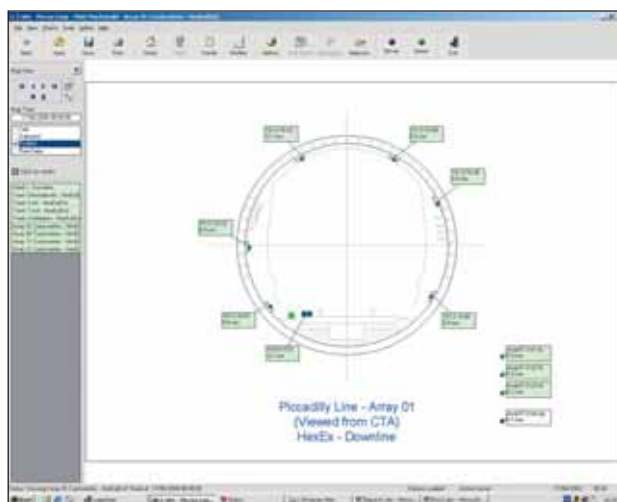
Manuální systém umožňoval:

- Získání dat neměřených automatickým systémem (tvar oblouku trati a konvergence).
- Jistý stupeň zálohy pro automatický systém.
- Systémovou kontrolu a kontrolu dat získaných automatickým systémem.

Před zahájením ražby pod metrem byla prováděna přesná nivelace pro získání skutečného podélného profilu trati. Tato informace byla potřebná, aby bylo možno odvodit bezpečnostní varovné hodnoty. Aby byly získány informace o zvlnění, zkroucení, příčném naklonění trati a deformacích vrcholu klenby, bylo používáno přesné nivelace, ze které vyplynuly svislé posuny zóny sedání. Niveláčnické body byly umístěny na obou stranách trati. Umístění těchto bodů se shodovalo s umístěním automatického monitoringu. Další niveláčnické body byly umístěny v určité vzdálenosti od zóny sedání, aby je bylo možné použít jako referenční body. Měření tvaru oblouku trati po celé délce zóny sedání bylo získáváno pomocí totální stanice. Pro získávání údajů o průřezním profilu po délce úseku automatického monitoringu byly používány pásmové extenzometry.

3.4 VÝSLEDKY RAŽBY PICCEX WB

Během ražby pod trasou Piccadilly byla rychlost postupu štítu okolo 50 metrů za den. Přístroje začaly reagovat na vibrace štítu, když se přiblížil na vzdálenost 25 – 30 m. Reakce se projevila jako zvýšený rozptyl dat, i když celkový trend zůstal horizontální. Když byl štít ve vzdálenosti 18 m od přístroje, byl již vývoj deformačních změn v příslušném souboru dat znatelný.



Obr. 6 Program I-site ukazuje místo a označení dilatometrů (ražba HExEx DL)
Fig. 6 I-site software shows position and identification of the crackmeters (HExEx DL crossing)

3.3 MANUAL MONITORING SYSTEM

The manual monitoring system was entirely independent of the automatic system. Because the rail tunnel was operational throughout the day all data from the manual system was obtained during Engineering hours whilst the tunnel and rail system was closed. This manual monitoring system comprised of precise levelling of the track, bed and crown, track versine, tape extensometer measurements and total station/prism survey.

The manual system enabled:

- Data that was otherwise unobtainable such as track versine and convergence.
- A degree of redundancy to the remote monitoring system.
- A systems and data check to the remote system.

Prior to the crossings a precise level track survey was undertaken to attain the true vertical profile of the track, with this information safety trigger values could be derived. In order to obtain track information for undulation, twist and cant and crown profile movements, precise levelling techniques were used to obtain vertical displacements along the length of the zone of influence. The levelling points were positioned in sets of three, one in the tunnel crown to obtain an invert level and one either side of the track. The position of the points coincided with the instrument arrays. Additional levelling points were positioned some distance away from the zone of influence to be used as reference objects. Using a total station, track versine was obtained along the length of the zone of influence. To obtain the kinetic envelope along the length of the instrumented zone, tape extensometer measurements were taken.

3.4 RESULTS OF PICCADILLY EXTENSION WEST BOUND CROSSING

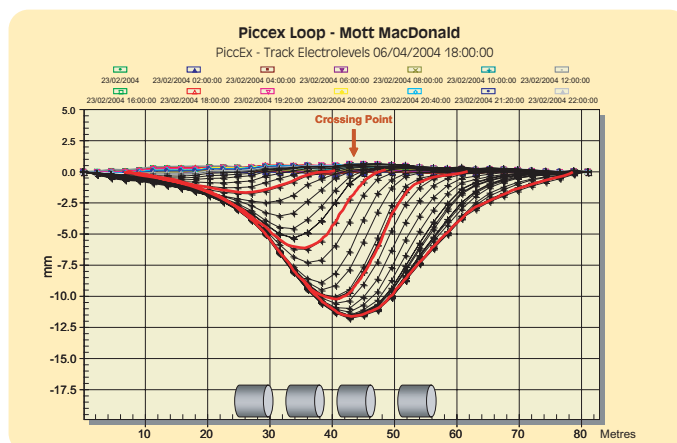
During the crossing period the shield rate of advancement was around 50 metres per day. The instruments began to react to the shield vibration 25-30m away, the reaction showed up as increased data scatter, although the overall trend remained horizontal. When the shield was within 18m of the instrument the development of the deformation trend within the relevant data set was apparent.

Fig. 7 shows the track bed response at the centre of the section where the maximum deflection of 11.7mm occurred. There was an initial apparent heave, which obtained a maximum value of 0.7mm; this may be attributed to the shield skin being pushed in to the cutting face. When the shield face was approximately 14m from the crossing centre line, the entire heave had dissipated and the settlement trend had been established. Over a period of 24 hours all the settlement occurred. The track bed then exhibited a partial elastic response and came to rest at a final value of 11.3mm. Comparison to other Piccadilly crossings is shown on Fig. 8.

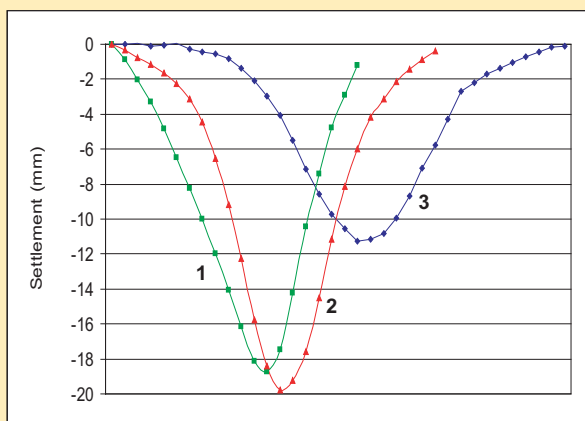
One of the criteria to be measured was vertical deviation between track levels over 5 metre intervals known as track undulation, this was obtained by subtracting alternate electrolevel beam settlement results from each other. Initial alert trigger values, in places, were extremely close prior to any construction activity. These values were set according to the track position prior to the crossing in relation to a point at which track maintenance would be required in accordance to LUL specifications. During the crossing period initial triggers were encroached upon for a brief period; however the final at rest position was well outside any of these triggers (Fig. 9).

3.5 RESULTS OF HEATHROW EXPRESS EXTENSION, DOWN LINE CROSSING

Because the geometry of the Piccadilly Loop within the zone of influence is not uniform through out (enlarged section), the track and crown displacement



Obr. 7 Časový průběh reakce kolejového lože (ražba PiccEx)
Fig. 7 Track bed response in time (PiccEx crossing)



Obr. 8 Srovnání konečného sedání kolejového lože trati Piccadilly na monitorovaných kříženích: 1 - HEXEx DL (očekávané sedání 18,9 mm), 2 - HEXEx UL (očekávané sedání 20,2 mm), 3 - PiccEx WB (očekávané sedání 11,7 mm)

Fig. 8 Comparison of the final Piccadilly track bed settlements for monitored crossings: 1 - HEXEx DL (18.9mm predicted settlement), 2 - HEXEx UL (20.2mm predicted settlement), 3 - PiccEx WB (11.7mm predicted settlement)

Na obr. 7 je vidět reakce kolejového lože uprostřed úseku, kde došlo k maximálnímu sedání. Došlo tam k počátečnímu zdánlivému zdvihnutí, které nabylo maximální hodnoty 0,7 mm. To lze přisoudit plášti štítu, který byl zatlačován do čela výrubu. Když bylo čelo štítu asi 14 m od osy křížení, veškeré nadzdvížení vymizelo a začal vznikat trend sedání. Během 24 hodin se odehrálo celé sedání. Kolejové lože pak vykazovalo částečnou pružnou reakci a ustálo se na konečné hodnotě 11,3 mm. Na obr. 8 je porovnání s ostatní ražbou pod tratí Piccadilly.

Jedním z kritérií, která byla vyhodnocována, byla svislá odchylka mezi výškami kolejí po 5 metrech, známá jako zvlnění trati. Ta byla získávána vzájemným odečítáním sousedních výsledků měření elektrickými vodováhami. Naměřené hodnoty byly někde velmi blízké počátečním varovným hodnotám ještě před započítáním ražby tunelu pod tratí. Varovné hodnoty byly stanoveny na základě polohy trati před prováděním křížení a její vzdálenosti od polohy, při které by byla vyžadována údržba (rektifikace polohy) dle technických podmínek LUL. V období provádění křížení byly některé varovné hodnoty na krátkou dobu překročeny, avšak konečná klidová poloha byla značně mimo varovné hodnoty (obr. 9).

3.5 VÝSLEDKY RAŽBY HEXEX DL

Jelikož tvar smyčky trati Piccadilly v zóně sedání nad tratí HexEx UL není jednotný po celé délce (úsek s rozšířeným profilem), není sedání trati a vrcholu klenby symetrické podle osy ražby tunelu. Maximální posunutí ve vrcholu klenby (hodnota -24,6 mm) se nachází s odsazením +4,5 m od osy spodního tunelu. Maximální posunutí levé a pravé kolejnice se nachází s odsazením +6,75 m (hodnota -24,7 mm u levé a -24,6 mm u pravé kolejnice). Výše uvedené odsazení jsou známkou ztužujícího účinku úseku s rozšířeným profilem, kde bylo litinové ostění. Maximální naměřené zkroucení na 10 m mělo hodnotu 6,91 mm. Došlo k němu v oblasti osy. Počáteční vypočtená varovná hodnota byla 29,5 mm. Maximální zkroucení na 2 m bylo 2,9 mm s odsazením +6,75 m, což je podstatně méně, než byla počáteční varovná hodnota 16 mm. Maximální zvlnění trati bylo 5,08 mm a 6,71 mm. Vzniklo v úseku s ostěním z betonových prefabrikátů ve vzdálenosti +6 m respektive +19 m. Příslušné počáteční varovné hodnoty pro tyto body byly +11,1 mm a -8,7 mm.

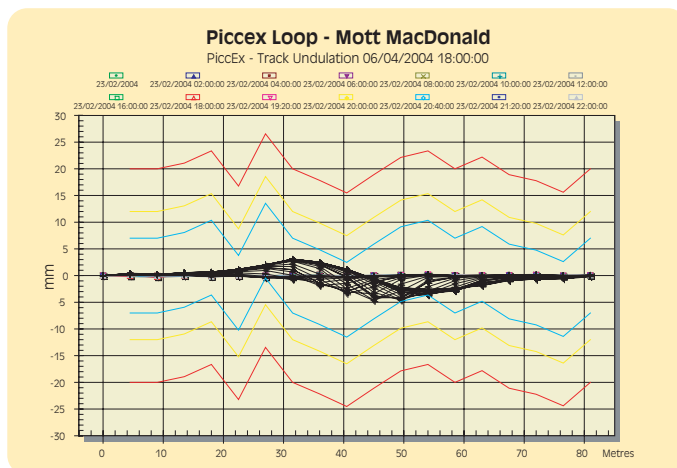
3.6 VÝSLEDKY RAŽBY HEXEX UL

Symetrický tvar trati Piccadilly v zóně sedání nad tratí HexEx UL se promítá do deformací trati a vrcholu klenby, které vykazují symetričnost kolem osy ražby spodního tunelu. Maximální posunutí ve vrcholu klenby bylo -20,3 mm. Maximální posunutí kolejnic bylo -1,8 mm u levé a -21,7 mm u pravé kolejnice. Výsledky zkroucení na 10 m leží v rozmezí pásma +/-2 mm, což zdůrazňuje velmi nízké naměřené hodnoty. Pro porovnání první varovná hodnota byla stanovena výpočtem na 31,9 mm. Maximální zkroucení na 2 m bylo 1,4 mm, což bylo značně pod původní varovnou hodnotou 18 mm. Maximální zvlnění trati bylo 6,7 mm (pro odsazení -12 m) a -9,1 mm (pro odsazení +12 m).

4. RAŽBY NAD TRATÍ HEATHROW EXPRESS

4.1 POPIS

Tunel na letištní straně (ART) je 1250 m dlouhý s dvěma tunelovými trouhými, který spojuje oblast centrálního terminálu (Central Terminal Area - CTA) se stáním letadel na západním okraji letiště a s novým terminálem 5, který je



Obr. 9 Vývoj zvlnění trati, vyvolané ražbou PiccEx, a jeho srovnání s varovnými hodnotami

Fig. 9 Development of track undulation caused by PiccEx crossing and its comparison to trigger limits

sections are not symmetrical about the tunnel drive centre line. The maximum crown displacement occurs at +4.5m offset from centreline with -24.2mm. The maximum left and right rail displacement occurs at a +6.75m offset with -24.7mm and -24.6mm respectively. The offsets mentioned above are indicative of the stiffening effect from the enlarged cast iron sections. The maximum monitored 10m twist had a value of 6.91mm occurring around the centre line. The initial trigger value has been calculated at 29.5mm. The maximum 2m twist was 2.9mm at +6.75m offset well below the initial trigger value of 16mm. The maximum track undulation was 5.08mm and -6.71mm occurring in the precast concrete section at +6m and +19m respectively. The respective initial triggers for these points were +11.1mm and -8.7mm.

3.6 RESULTS OF HEATHROW EXPRESS EXTENSION, UP LINE CROSSING

The geometry of the Piccadilly Loop crossing within the zone of influence of the HexEx Up Line was to a great extent symmetrical, this is reflected in the track and crown displacement sections which are exhibiting symmetry about the tunnel drive centre line. The maximum crown displacement was -20.3mm. The maximum left and right rail displacement was -21.8mm and -21.7mm respectively. The 10m twist results mainly lie within a +/-2mm band highlighting the small readings obtained. For comparison the initial trigger was calculated at 31.9mm. The maximum 2m twist was 1.4mm, which was well within the initial trigger value of 18mm. The maximum track undulation was of 6.7mm and -9.1mm occurring at -12m and +12m offset respectively.

4. HEATHROW EXPRESS CROSSINGS

4.1 DESCRIPTION

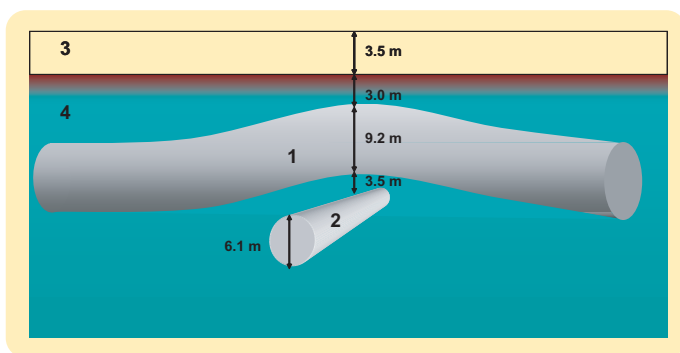
The Airside Road Tunnel (ART) is a 1250 m long twin-bored tunnel that connects the Central Terminal Area (CTA) of Heathrow Airport with outlying aircraft stands located on the western perimeter of the airfield and the new Terminal 5 building which is in the process of construction (Hilar et al. 2005). The ART has been constructed in two passes: the first pass is the construction of the Eastbound (EB) tunnel and the second pass is the construction of the West Bound (WB) tunnel. Both tunnels were constructed using 9.2m full-face TBM by driving from West to East (Williams et al. 2003).

Almost bisecting the ART route is the subsurface running tunnel of the Heathrow Express (HEX), which is the principal passenger connection



Obr. 10 Situace přechodu tunelů ART nad tunelem trati HEX: 1 - Tunel trati Heathrow Express, 2 - Tunel ART procházející nad tunelem HEX, 3 - Silniční tunel na letištní straně (Airside Road Tunnel - ART), 4 - Nové tunely prodloužení trati HEX (HexEx)

Fig. 10 Layout of ART crossing above HEX: 1 - Heathrow Express Tunnel, 2 - ART crossing above HEX, 3 - Airside Road Tunnel (ART), 4 - New HEXEx tunnels



Obr. 11 Příčný řez ražby ART nad HEX: 1 - Silniční tunel na letištní straně (Airside Road Tunnel – ART), 2 - Tunel trati Heathrow Express (HEX), 3 - Terasové štěrky, 4 - Londýnský jíl

Fig. 11 Cross section of ART crossing above HEX: 1 - Airside Road Tunnel (ART), 2 - Heathrow Express Tunnel, 3 - Terrace Gravels, 4 - London Clay

nyní ve výstavbě (Hilar a kol. 2005). Tunel ART byl staven ve dvou etapách. První byla stavba východní trouby (Eastbound – EB), druhá byla stavba západní trouby (West Bound – WB). Oba tunely byly stavěny pomocí plnoprofilového tunelovacího stroje (TBM) o průměru 9,2 m, ve směru od západu k východu (Williams a kol. 2003). Trasu tunelu ART protíná téměř v polovině ražený tunel trati Heathrow Express (HEX), který je pro cestující hlavním spojením mezi CTA a terminálem 4 (obr. 10). Mezi zmíněnými stanicemi funguje obousměrná trať HEX ve směru od severu k jihu, v jedné tunelové trubě o průměru 5,67 m se skládaným klínovým ostěním z betonových prefabrikátů.

Niveleta obou trub tunelu ART je převážně vedena tak, že je osa tunelu v hloubce kolem 20 m pod povrchem. Z důvodu existujícího tunelu HEX bylo ale nutné niveletu tunelu ART ve střední části navýšit tak, aby prošla nad tunelem HEX. Nejmenší vzdálenost vnějších líců ostění je pouhých 3,5 m (obr. 11). Tunel ART prochází přes letiště přibližně ve směru od západu k východu a tunel HEX má trasu ve směru od severu k jihu. Oba tunely se protínají pod úhlem 80 stupňů.

Povolené tolerance kolejí, platné pro údržbu trati, jsou velmi přísné, jelikož koleje jsou upevněny přímo na průběžné betonové kolejové lože, díky čemuž je kolej velmi tuhá. Proto i malé deformace jsou problémem. Tolerance jsou také omezeny tratí v oblouku, což vede k rozdílu výšky kolejnic až 150 mm.

4.2 SYSTÉM MONITORINGU

Hlavním faktorem pro monitoring byla skutečnost, že během ražby bude v tunelu HEX zachován železniční provoz. Bylo zjištěno, že kritické oblasti, které musí být monitorovány, budou blízko průjezdního profilu (obzvláště hrana pochozí lávky, závěsy trakčního vedení a kolejí). Uspořádání monitorovacích přístrojů v tunelu HEX je znázorněno na obr. 12.

Systém monitoringu se skládal ze 112 terčů. Jelikož bylo požadováno, aby byla monitorována dvě křížení, bylo původní rozložení monitoringu navrženo tak, aby byly co nejvíce pokryty deformací zóny od obou trub tunelu ART. Proto byl požadován pouze malý počet hranolů, které měly být přemístěny pro druhé křížení. Obecně byly použity dva druhy měřicích profilů – jednoduché tříbodové profily, skládající se z jednoho bodu ve vrcholu klenby a dvou bodů na trati. Kompletní profily obsahovaly další body umístěné ve spodní části opěří a v polovině výšky tunelu, což znamenalo 7 bodů po obvodu. Byl také přidán bod na pochozí lávce, který umožňoval hodnocení změn rozměrů průjezdního profilu. Navíc byl přidán další bod na závěsy trakčního vedení, aby bylo možno měřit jeho pohyby.

Pro porovnání s optickými měřeními a pro zajištění zálohy byly v blízkosti terčů v kolejišti instalovány také body pro přesnou nivelaci a sklonoměry (orientace kolmo ke kolejí). Profily se třemi body byly instalovány po 3 m, kompletní profily po 5 m.

Pro sledování všech terčů byly osazeny dva automatické teodolity. Ty byly řízeny pomocí speciálního komunikačního programu. Systém byl nainstalován na počítači určeném pro shromažďování dat. Počítač byl umístěn v únikové šachtě asi 100 m od monitorované zóny. Počítač dostával data od obou totálních stanic přes modem na přenos dat na krátkou vzdálenost. Data ze sklonoměrů dostával přes záznamník (sběrač) dat. Počítač shromažďující data byl napojen na tradiční analogovou telefonní linku, která umožňovala řízení a přenos dat do počítače umístěného v hlavní kanceláři monitoringu.

Data z tunelu byla potom analyzována a předkládána pomocí speciálního prezentačního programu, který vytvářel grafický výstup, a tabulek, ukazujících vazbu na předem stanovené varovné hodnoty. Když systém zjistil varovný stav, sdělil informaci přímo obsluze a předal tuto informaci dispečinku tunelu HEX, který je umístěn na letišti v oblasti centrálního terminálu.

4.3 VÝSLEDKY MONITORINGU

Před zahájením ražeb nad HEX byl posouzen skutečný stav tunelu, kolejí a trakčního vedení. Také bylo provedeno přesné geodetické měření. Výsledky

between the CTA and Terminal 4 (Fig. 10). Between these two stations the HEX operates a bi-directional line, in a north-south direction, in a single 5.67m internal diameter tunnel, constructed with an expanded pre-cast concrete segmental lining.

The ART twin bores are typically aligned such that the depth of the tunnel axis is around 20m below the existing ground level. However, due to the existing HEX tunnel, the ART is forced to rise in its central zone to pass above the HEX with a closest distance of just 3.5m, extrados to extrados (Fig. 11). The ART runs approximately west to east across the airport, while the HEX tunnel runs in a north-south alignment; the two tunnels intersect at an angle of 80 degrees to each other.

The allowable track maintenance tolerances for the track are quite stringent as the rails are affixed directly to a continuous concrete track bed, resulting in a very stiff track that is intolerant to minor movements. The tolerance is also restricted by the curve of the tunnel, which requires the rails to be canted up to 150mm.

4.2 MONITORING SYSTEM

A main consideration for monitoring was that the HEX tunnel would be maintained as an operational railway during the construction process. It was identified that the critical areas necessary to monitor would be the structural envelope in particular at the edge of the emergency walkway, movement of the over head line catenary supports, and the track. Fig. 12 shows arrangement of monitoring instruments inside the HEX tunnel.

The monitoring scheme employed the use of 112 mini-prism targets. As the monitoring was required to cover two crossings, the initial prisms layout was designed to accommodate both ART tunnel zones of influence as much as possible, therefore, only requiring a small number of prisms to be relocated for the second crossing. Typically two types of array were installed, simple three point arrays comprising mini-prisms located at the crown position and two mini-prisms in the track. Full arrays included additional prisms located at the shoulder and mid-height of the tunnel giving seven circumferential points and an additional walk way prism was included to provide an assessment of the change in clearance of the structural envelope. In addition, at catenary support arms a further prism was attached to measure catenary movements.

To provide comparison with optical measurements and a degree of redundancy, precise levelling studs were positioned close to the track mini-prism locations and tiltmeters were orientated perpendicular to the rail. The arrays were spaced at 3m or 5m intervals for three point arrays and full arrays respectively.

Two robotic total stations were positioned to view all prisms. These were controlled using specialist communication software. The system was installed on the data acquisition PC located in the emergency escape shaft some 100m from the monitoring zone. The PC received data from both the total stations via a short haul modem and from the electrolevel tiltmeters via a data logger. The data acquisition PC was connected to a standard analogue telephone line, which permitted control and data transfer to the monitoring PC located within the main site office.

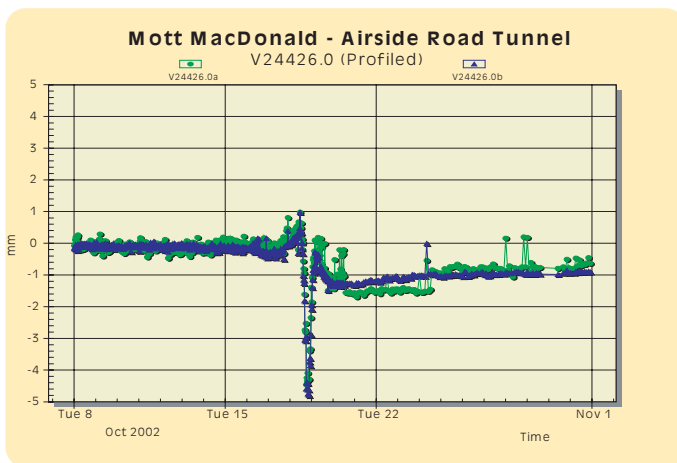
Data from the tunnel was then analysed and presented using specialist presentation software to produce graphical output and tables relating to the pre-defined trigger values. The system was alarmed and communicated its status directly to the operator and relayed this information to the HEX operations control room located in the airport's central terminal area.

4.3 RESULTS OF MONITORING

Prior to the crossings a condition and precise survey was undertaken to confirm the in situ condition of the tunnel, track and catenary. The results of the survey enabled permissible movements to be calculated and therefore suitable trigger values to be derived.



Obr. 12 Monitoring tunelu trati Heathrow Express (automatický teodolit a terče)
Fig. 12 Monitoring of Heathrow Express tunnel (robotic theodolite and targets)



Obr. 13 ART EB – Průběh svislých konvergenzí v čase
Fig. 13 ART EB - Development of vertical convergences in time

průzkumu umožnily provedení výpočtu přípustných deformací a tím i odvození vhodných varovných hodnot.

Východní trouba (East Bound – EB): Očekávalo se, že ve vrcholu klenby budou patrná větší svislá posunutí, jelikož trouby ART procházely blízko nad vrcholem tunelu HEX. Obr. 13 tento předpoklad potvrzuje. Větší pohyby se vyskytly 3 m od osy ART, maximální sedání dosáhlo 4,7 mm. Je patrné, že došlo k velké pružné reakci na přechod TBM. Po přechodu stroje se hodnoty vrátily na úroveň nižší než jeden milimetr. Zóna výrazně ovlivněná ražbou ART EB je cca 10 m na každou stranu od osy.

Maximální zjištěná deformace koleje zůstala pod 2,5 mm, maximální zjištěné zdvihnutí bylo 1,5 mm. Monitoringem zjištěné příčné naklonění trati, získané pomocí sklonoměrů, bylo také menší než 1,5 mm. K maximálním pohybům došlo v úseku do 5 m od osy křížení. Svislé posunutí trati po dokončení křížení nezmizelo, avšak naklonění se zmenšilo na hodnoty před ražbami krátce potom, co konec pláště TBM prošel za tunel HEX.

Západní trouba (West Bound – WB): Deformace vrcholu klenby měly menší velikost, i když jejich trend byl podobný, reakce opět byla pružná. Když se TBM nacházelo přímo nad tunelem HEX, tento tunel se „přikřčil“, vrchol klenby se prohnul o 1,5 mm. Když TBM přešlo, dostavila se okamžitá reakce na uvolnění tlaků nadloží a nakonec se průhyb ustálil na hodnotě o 1,3 mm vyšší, než byl počáteční stav.

Maximální pohyby trati byly v ose křížení. V průběhu ražby křížení bylo maximální zdvihnutí trati 0,8 mm. Další zdvih, ke kterému došlo po skončení přechodu, tuto hodnotu přivedl na výsledných 1,15 mm (zpoždění 18 dní).

U obou ražeb se posunutí vrcholu klenby nepřiblížilo spodní hranici varovné hodnoty, což bylo 12 mm (obr. 14). Také maximální pohyby trati zůstaly pod původní počáteční varovnou hodnotou stanovenou na 4 mm. Automatická měření trati byla potvrzena manuálně prováděnými geodetickými měřeními.

5. ZÁVĚR

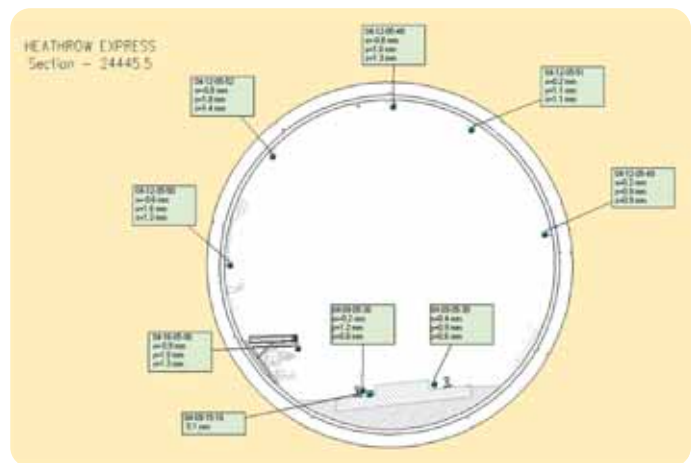
Systémy automatického monitoringu, použité pro monitorování železničních tunelů na terminálu 5, splnily požadavky zúčastněných strany. Účinnost využití automatizovaných monitorovacích systémů byla prokázána v prostředí provozovaných železničních tunelů. Robustní a spolehlivý režim monitoringu zajistil přesnost a trvalou dostupnost požadovaných dat. Použité systémy všeobecně zajistily výsledky s chybami v rozsahu 0,5 mm. Všechny výsledky monitoringu, zjišťované ve skutečném čase, velmi dobře odpovídaly denním manuálním měřením. Celkové deformace byly nižší, než byly očekávané hodnoty, a žádné výsledné deformace nepřekročily varovné hodnoty.

Dobře promyšlené a předem schválené havarijní plány umožnily všem zúčastněným ovlivnit přípravu realizací křížení. Umožnily, že si všechny strany byly plně vědomy svých povinností. Všechny ražby v blízkosti provozovaných železničních tratí byly dokončeny bez neplánovaných narušení jízdních řádů vlaků. Bezpečnost provozovaných tratí byla dostatečně zajištěna.

ING. MATOUS HILAR, MSc., PhD., CEng., MICE,
e-mail: hilar@d2-consult.cz

PAUL LYONS, BSc., e-mail: Paul-T5_Lyons@baa.com
Mott MacDonald Ltd., Croydon, U.K.

AIDAN LAIMBEER, BEng., e-mail: aidan.laimbeer@soldata.co.uk
SolData Ltd., London, U.K.



Obr. 14 Konečné naměřené pohyby vyvolané ražbou tunelu ART WB
Fig. 14 Final observed movements caused by ART WB excavation

East Bound tunnel: It was expected that the crown would exhibit some of the larger vertical movements as the ART tunnels passed over the top of the HEX. Fig. 13 confirms this assumption with the largest movements occurring 3m away from the ART centre line with a maximum deflection of 4.7mm. It is noticeable that there is a significant elastic response to the TBM passing with values returning to sub millimetre levels once the TBM has passed. The significantly zone effected by the construction process appears to be +/- 10m either side of the centre line.

Maximum monitored horizontal track displacement stayed below 2.5mm, the maximum monitored heave was 1.5mm. Monitored vertical track bed cant derived from the electrolevel tiltmeters was below also 1.5mm. The maximum movements occurred within 5m of the centre line of the crossing. Vertical track displacement did not recover after crossing however the cant parameter reduced back to near pre tunnelling values soon after the tail skin had past over the HEX tunnel.

West Bound tunnel: The crown movements were of a smaller magnitude though of a similar trend again with an elastic response. Whilst the TBM was immediately over the HEX the tunnel exhibits a squatting action, with the crown deflecting by 1.5mm, after the TBM had passed there was an immediate response to the release of the overburden pressures, eventually coming to rest 1.3mm above its starting value.

Maximum track movements were coincident to the ART crossing centre line. During the crossing the track maximum heave was 0.8mm further post construction heave brought this value to 1.15mm, 18 days later.

For both drives, the crown did not approach the lower value trigger level of 12mm (Fig. 14). Also maximum track movements stayed below the initial green trigger value set at 4mm. The manual surveys closely corroborate the remote track readings.

5. CONCLUSION

Automatic monitoring systems used for monitoring of railway tunnels at Terminal 5 satisfied the requirements for the stakeholders. The effective use of automated monitoring systems was proven within a live railway tunnel environment. A robust and reliable monitoring regime ensured accuracy and continuous availability of the required data. The systems generally provided results within a 0.5mm error band; all results of real-time monitoring well complied with daily manual surveys. The total movements were less than predicted values and all final movements did not breach any trigger levels.

With well thought out, pre-agreed emergency preparedness plans enabled all stakeholders to input into the planning of the crossing and ensured that all parties were fully aware of their responsibilities. All tunnelling adjacent to operating railways has been completed without any unplanned interruption to the schedule of trains; safety of the operational railway has been ensured.

ING. MATOUS HILAR, MSc., PhD., CEng., MICE,
e-mail: hilar@d2-consult.cz

PAUL LYONS, BSc., e-mail: Paul-T5_Lyons@baa.com
Mott MacDonald Ltd., Croydon, U.K.

AIDAN LAIMBEER, BEng., e-mail: aidan.laimbeer@soldata.co.uk
SolData Ltd., London, U.K.

LITERATURA / REFERENCES

- I. Williams, S. Thacker (2003): The ART of success under Heathrow. Tunnels & Tunnelling, September 2003.
I. Williams (2005): Managing risk at T5. Tunnels & Tunnelling, April 2005.
M. Hilar & A. H. Thomas (2005): Tunnels Construction under the Heathrow Airport. Tunnel 3/2005.

NOVÝ MERACÍ SYSTÉM V TUNELI HORELICA PRISPIEVA K BEZPEČNOSTI UŽIVATEĽOV

NEW MEASUREMENT IN TUNNEL HORELICA FOR THE BENEFIT OF USER SAFETY

MILAN KOŠTÁL, LARS PLATZHOFF

V rámci výstavby perspektívnych cestných trás Slovenskej republiky bol vybudovaný a ukončený v novembri 2004 obchvat mesta Čadca-časť Bukov (Kysuce) s tunelom Horelica (druhým v SR) na trase diaľnice D3. Trasa je súčasťou transeurópskej cestnej a diaľničnej siete koridoru IV. Sever-Juh, spájajúca SR s Poľskom (Skalité – Zwardoň).

Tunelová rúra tunelu Horelica má priečny profil 110 m² s navrhovanou rýchlosťou 80 km/hod., maximálnym pozdĺžnym sklonom 4 %, dĺžkou 605 m a obojstrannou premávkou v jednej tunelovej rúre s veľkým počtom ťažkej dopravy.

Zvyšovaním dopravy sa zvyšuje i koncentrácia prachu, sadzí z dieselových motorov a oxidu uhoľnatého (CO), ktoré musia byť neustále kontrolované a kontinuálne merané, pretože predstavujú vysoké nebezpečenstvo pre užívateľov tunelov a životné prostredie. Zníženie viditeľnosti alebo vysoká koncentrácia CO v tuneli zvyšujú pravdepodobnosť nehôd. Navyše náhle zníženie viditeľnosti môže byť meracími prístrojmi vyhodnotené ako požiar, (tzv. studený požiar). Táto situácia je pomocou meračov viditeľnosti rozpoznateľná lepšie ako klasickými detektormi požiaru.

Z týchto dôvodov je nevyhnutne nutné merať kvalitu vzduchu v tuneli a to nielen z dôvodu ochrany zdravia používateľov pri normálnej prevádzke, ale aj v prípade požiaru a tým zabezpečiť bezpečnú premávku v ňom.

V tuneli Horelica bolo rozhodnuté použiť monitorovací systém so zariadeniami, ktoré sú vyhotovené ako veľmi odolné, špeciálne navrhnuté pre požiadavky tunela a obsahujú najmodernejšiu dostupnú technológiu. Nové zariadenia na meranie viditeľnosti, rýchlosti prúdenia vzduchu a obsahu oxidu uhoľnatého (CO) inštalované v tuneli Horelica spĺňajú moderné požiadavky kladené na prevádzku v tuneloch.

Within the framework of perspective road routes construction of the Slovak Republic, a new roundabout of the town Cadca-part Bukov (Kysuce) was completed in November 2004, with the Horelica tunnel (the second) in Slovakia on the route of D3 highway. The route is a part of transeuropean road and highway network of North-South corridor IV, connecting the Slovak Republic with Poland (Skalite-Zwardon).

The tube of the Horelica tunnel has got a cross-section profile of 110 m², with recommended speed of 80 km/h, the maximum lengthwise slope 4 %, the length of 605 m and two-way traffic in one tunnel tube with a very busy freight transport.

As a traffic increases, the concentration of such pollutants as dust, diesel soot and carbon monoxide (CO) particularly in these structures is also heightened and has to be monitored continuously, as they are highly dangerous for the environment. Furthermore the visibility in the tunnel is limited. It is therefore necessary to measure the air quality inside the tunnel and thus ensure a secure traffic in the tunnel.

In tunnel new instruments have been installed for measurement of visibility, wind speed and CO. Those instruments are supporting modern traffic demands in tunnels. As traffic increases, the concentration of such pollutants as dust, diesel soot and carbon monoxide (CO) gets more and more attention and have to be monitored continuously, as they are highly dangerous for the health of the user of the tunnels. Furthermore a limitation of visibility or high CO-concentrations in the tunnel extends the risk for accidents. Additionally a rapid decrease of the visibility can indicated so called cold fire; this can be done with a visibility monitor much faster than with the traditional fire-detection-cables.

For those reasons it is absolutely necessary to measure the air quality inside a tunnel in order to protect the health of the users in normal operation but in case of fire also.

In Tunnel Horelica it was decided to use Monitoring Systems. These are particularly rugged measuring instruments, especially designed for the requirements of tunnels with most modern technology in the market.

Following parameters are measured:

- Visibility [1/m]
- Air Speed [m/s]
- Air Direction
- Carbon Monoxide Concentration [ppm]

The Visibility Monitor D-RV 290 measures the reduction in visibility caused by street dust, fog, exhausts and fire-smoke in covered traffic routes, tunnels and underpasses. The instrument is working on the transmission /autocollimation principle which doubles the sensitivity of the monitor. It consists of



Obr. 1 Riadiaci dispečing tunela Horelica so západným portálom od Čadce
Fig. 1 Open cut for the entrance portal

Merané sú nasledovné parametre:

- viditeľnosť [1/ m]
- rýchlosť vzduchu [m/s]
- smer prúdenia vzduchu
- koncentrácia CO [ppm]

Monitor viditeľnosti D-RV 290 meria pokles viditeľnosti spôsobený pouličným prachom, hmlou, výfukovými plynmi a dymom z požiaru v krytých cestných ťahoch, tuneloch a podjazdoch. Prístroj pracuje na princípe vysielania-autokolimácie, ktorý zdvojnásobuje citlivosť merania. Pozostáva z vysieláča a reflektora. Zariadenie je pripevnené konzolami na strop alebo bočné steny tunela mimo oblasti, kde sa pohybujú autá. Optika vysieláča a prijímača je vybavená odnímateľnou trubicou chrániacou proti prachu, ktorý by mohol znečistiť optický povrch merača. Prístroj je tiež schopný automaticky korigovať znečistenie okna. Všetky tieto kladné vlastnosti garantujú dlhé servisné intervaly.

Aby ventilačný systém tunela pracoval ekonomicky a účinne, je nevyhnutne nutné vedieť aký je prirodzený tok vzduchu v tuneli. Systém D-FL 210 T nepretržite meria rýchlosť a smer prúdenia vzduchu v tuneli, používajúc princíp časového rozdielu prenosu akustických vln meraného naprieč tunelovou rúrou. Rýchlosť a smer prúdenia je registrovaná okamžite tak, že ventilačný systém môže byť zodpovedajúco nastavený. Veľkou výhodou ultrazvukového systému je to, že meria spojitاً a veľmi presne aj okolo nulovej hodnoty. Tieto vlastnosti systému dovoľujú správnu koordináciu ventilátorov v normálnej prevádzke tunela, ale tiež sú veľmi dôležité v prípade požiaru v tuneli, lebo ako sa zistilo, je vtedy výhodné hnať vzduch v tuneli rýchlosťou približne 1,5 m/s, čo spôsobí obmedzenie šírenia sa dymu v rúre a súčasne nedodá samotnému požiaru príliš veľa kyslíku. Len ak systém pracuje správne a presne, máme v prípade požiaru šancu evakuovať ľudí z tunela. Preto bolo rozhodnuté použiť ultrazvukové meranie, keďže je to najvhodnejšia technológia pre takéto meranie a je oveľa lepšia ako staršie systémy pracujúce na princípe merania rozdielu tlakov. Toto zariadenie nepotrebuje žiadnu údržbu.

Zariadenia sú umiestnené v odolných skrinkách z nehrdzavejúcej ocele (IP 65), ktoré boli špeciálne navrhnuté pre použitie v tuneloch. Z uvedeného vyplýva, že zvolené zariadenia boli najlepšou možnosťou, ktorú ponúkal trh.

Ako prídavné meranie bol inštalovaný senzor detekujúci obsah CO vo vzduchu za účelom ochrany zdravia užívateľov tunela a tiež ako prevencia voči usnutiu vodičov pri príliš veľkej koncentrácii CO, čo by mohlo viesť k dopravným nehodám.

Záverom možno povedať, že v tuneli Horelica máme najmodernejšiu technológiu slúžiacu na ochranu zdravia užívateľov a tiež zabezpečujúcu efektívnu prevádzku samotného tunela. Zariadenia na meranie fyzikálnych veličín v tuneli Horelica dodala firma DURAG Industrie Elektronik GmbH, Hamburg v spolupráci s PPA Inžiniering, s. r. o., Žilina a Consulting & Service Bratislava.

ING. MILAN KOŠŤÁL, PhD.
SLOVENSKÁ TECHNICKÁ UNIVERZITA
Fakulta elektrotechniky a informatiky
Katedra rádioelektroniky, Bratislava, milan.kostal@stuba.sk
DIPL.-ING., DIPL.-WIRT.-ING. LARS PLATZHOFF
DURAG GmbH, Hamburg



Obr. 2 Pohľad na meracie zariadenie fyzikálnych veličín
Fig. 2 Physical quantities measuring devices

a transceiver and reflector. Both are mounted and aligned to the roof or wall of the tunnel, outside the vehicle area by brackets. The transceiver optics and reflector are equipped with a removable dust protection tube to prevent dust particles from reaching the optical surface of the monitor. Additionally the window contamination correction is performed automatically. All this and further modern features guarantee long maintenance intervals.

Combined with the rugged stainless steel housing (IP65) which is specially designed for the use in tunnels, it turned out that the instrument was the best choice in the market.

For economical and efficient operation of a tunnel ventilation system, it is imperative to know what the natural air flow inside a tunnel is. The D-FL 210T system continuously determines the flow velocity and direction inside a tunnel by applying the principle of acoustic transit time differential by measuring across the tunnel tube. The

wind-speed and direction is signalled immediately, and the ventilation control can be adjusted accordingly. High advantage of the Ultra-Sonic-System is that it measures continuously and very precise around the zero point as well. This allows a good coordination of the fans in normal operation of the tunnel but also it is a very important measure in case of fire in tunnel as it has turned out that it is important to blow air with approx. 1.5m/s into the tube in order to reduce the spread of smoke in the tube but in the same time not to increase the fire itself due to much supply of oxygen. Only if this is working good and accurate than we have a chance to evacuate the people out of the tunnel in case of fire. Therefore it was decided to apply ultrasonic-measurement as this is best suitable technology for such measurements, much better than old fashioned techniques such as differential pressure probes.

Combined with the rugged stainless steel housing (IP65) which is specially designed for the use in tunnels and the lack of need of maintenance for this instruments, it turned out that the instrument was the best choice in the market.

As an additional measurement it was installed Sensors detect the amount of CO in the tunnel-air in order to protect the health of the tunnel users as well as to prevent that the drivers fall asleep due to too high concentrations of CO in the air which could course accidents.

All together we have the most modern technology in tunnel Horelica in order to protect the health and lives of the users as well as to ensure an efficient operation of the tunnel itself.

Equipment for measuring physical quantities in the Horelica tunnel was supplied by DURAG Industrie Elektronik GmbH & Co KG, Hamburg, in cooperation with PPA Inžiniering, s. r. o., Žilina and Consulting & Service Bratislava .

ING. MILAN KOŠŤÁL, PhD.
Slovak University of Technology
Faculty of Electrical Engineering and Information Technology
Department of Radio&Electronics, Bratislava,
milan.kostal@stuba.sk
DIPL.-ING., DIPL.-WIRT.-ING. LARS PLATZHOFF
DURAG GmbH, Hamburg

UKONČENÍ RAŽEB NA TUNELU KLIMKOVICE

THE KLIMKOVICE HIGHWAY TUNNEL EXCAVATION COMPLETED

KAREL FRAN CZYK, STANISLAV KOTOUČEK

ZÁKLADNÍ ÚDAJE O STAVBĚ

Tunel Klimkovice bude součástí často diskutované dálnice D47 (Lipník nad Bečvou – Bohumín). Je začleněn do stavby 4707, která představuje v rámci plánované osmdesátikilometrové dálnice úsek Bílovec – Ostrava, dlouhý necelých deset kilometrů. Tunel se tak bude nacházet těsně před vjezdem do města Ostravy ve směru od Brna.

Objednatel stavby je Ředitelství silnic a dálnic ČR prostřednictvím závodu Brno. Projektantem tunelu je sdružení firem HBH Projekt Brno, Amberg Engineering Brno a Eltodo Brno.

Tunel samotný bude dlouhý 1080 m a nachází se v obci Klimkovice, kde míjí ve vzdálenosti asi 1 km objekt klimkovických lázní. Prochází zde terénní vyvýšeninou mezi Klimkovicemi a částí Hýlov. Do budoucna tak umožní nerušený rozvoj tohoto území, které lze označit na poměry Ostravska jako rekreační a oddychovou zónu. Pokud by se tunel nerealizoval, bylo by území nešetřně rozděleno frekventovanou dálnicí a jejím provozem.

V rámci zmíněné stavby 4707 představuje tunel Klimkovice objektovou řadu 600 a je na něm 18 stavebních objektů (601.1 – 601.18) a 22 provozních souborů (611.1 – 611.22).

Technické řešení tunelu podrobně popisoval článek projektanta díla Ing. Jiřího Pechmana v minulém čísle časopisu Tunel.

GEOLOGICKÉ PODMÍNKY

Tunel je situován na rozhraní Nížkého Jeseníku a Oderské brány. Zájmové území se nachází na okraji českého masivu, na styku moravskoslezské oblasti s karpatskou předhlubní. Kvarterní pokryvné útvary jsou tvořeny vesměs komplexy sedimentů rozličné mocnosti od jednoho do 6 – 7 metrů. V podloží pod nimi jsou zastíženy horniny neproduktivního karbonu (jílovité břidlice) a místy nad nimi se ještě nacházejí miocenní jíly.

Ražba tunelu probíhá ve skalním podloží neproduktivního karbonu – kulmu. Typickým horninovým prostředím je kombinace pelitických jílovců a prachovců s drobnými a drobovými pískovci ve formě flyšových souvrství. Právě toto rytmické flyšové střídání jílovitých a pískovcových vrstev je pro Ostravsko typické a může přinášet geotechnické potíže, zejména bývá obvyklé vyjždění těžkých pískovcových bloků po ukloněných a zavlhých plochách jílovité břidlice. V případě tunelu Klimkovice se naštěstí podobné problémy nevykytly.

Sklon vrstev se v průběhu díla mírně mění (60 – 70°) a je protkán častými nespojitostmi, většinou kolmo k vrstevnatosti. Dále bylo indikováno pět poruchových pásů (A,B,C,D,E a F) procházejících většinou zešikma k ose tunelu.

Podzemní voda je vázána především na pukliny a tektonické poruchy. Celkově je prostředí masivu proměnlivé a je charakterizováno jako méně propustné.

Ověřené přítoky vody při ražbě většinou nepřesáhly 1–2 l/s.

ZÁKLADNÍ ÚDAJE O TUNELU

Tunel je veden ve dvou samostatných jednosměrných dvoukruhových tunelových rourách A a B. Tunelová roura A bude sloužit pro dopravní směr Brno – Ostrava a tunelová roura B pro směr Ostrava – Brno.

Ve staničení osy dálnice 141,150 a 141,160 se bude nacházet brněnský portál tunelu. Ostravský portál je situován do hlavního staničení 142,230 – 142,220.

Po dobu výstavby se v oblasti obou portálů nacházejí stavební jámy (stavební jáma Brno a stavební jáma Ostrava) a jsou provedeny provizorní portály, které tvoří dělicí prvek mezi raženými částmi tunelu a hloubenými částmi. Provizorní portály i stavební jámy jsou zajištěny převážkami, zemními lanovými kotvami, tyčovými kotvami, hřebíky, stříkaným betonem, mřížovinou, a konečně v místě zahájení ražby i mikropilotovými deštníky (2 x 12 metrů v klenbě a bocích díla). Předpokládá se, že tyto provizorní portály a stavební jámy budou využívány po dobu výstavby tedy asi dva až tři roky a pak budou ponechány v zemi a zasypány.

V úseku stavební jámy Brno se provádějí tunelové roury hloubeným způsobem v rozsahu 158,9 m (tunelová roura A), resp. 159,5 m (tunelová roura B).

BASIC DATA ON THE PROJECT

The Klimkovice tunnel will be part of the frequently discussed highway D 47 (between Lipník nad Bečvou and Bohumín). It has been incorporated into the construction lot #4707, which represents a nearly 10km long portion of the planned eighty kilometre long highway built between Bílovec and Ostrava. Thus the tunnel will be found just before the entrance to the city of Ostrava in the direction from Brno.

The project owner is the Directorate of Roads and Highways of the Czech Republic, acting through its plant in Brno. The contract for the design was awarded to a group of companies consisting of HBH Projekt Brno, Amberg Engineering Brno and Eltodo Brno.

The tunnel itself will be 1,080m long. It is located in the town of Klimkovice, passing at a distance of about 1km from the grounds of Klimkovice spa, through a hill found between Klimkovice and the village of Hýlov. The tunnel will make undisturbed development of this area, which can be considered as a recreational and leisure zone for the Ostrava region, possible. If the tunnel were not built, the area would be inconsiderately divided by the busy motorway and the traffic on it.

In the framework of the above-mentioned construction lot 4707, the Klimkovice tunnel represents the cluster of structures # 600 comprising 18 structures (601.1 – 601.8) and 22 operational units (611.1 – 611.22).

GEOLOGICAL CONDITIONS

The tunnel is situated at the boundary between the Lower Jeseník Mountains and Odra River's Gateway. The area of operations is found at the edge of the Czech Massif, at the boundary between the Moravian-Silesian region and the Carpathian fore-trough. Quaternary napes mostly consist of complexes of sediments of various thickness, ranging from 6 to 7 metres. Their sub-base comprises unproductive Carbonaceous rock types (clayey shales), locally with Miocene clays above them.

The tunnels are driven through the bedrock of the non-productive Carboniferous period-culm. The typical rock environment is a combination of pelitic clays and siltstones with greywacke and greywacke sandstones in the form of flysch series of measures. This rhythmic flysch-type alternation of clay and sandstone measures is typical of the Ostrava region, and it can cause problems; a typical phenomenon is sliding of heavy sandstone blocks along inclined and moist surfaces of clayey shale joints. Fortunately, similar manifestations did not appear in the case of the Klimkovice tunnel.

The dip of the measures slightly varies along the tunnel length (60 – 70°). The rock measures are interwoven by frequent discontinuities, mostly perpendicular to the bedding planes. In addition there were five fault zones identified (A, B, C, D and F), crossing the tunnel centre line mostly at an angle.

Groundwater is mainly combined with fissures and tectonic disturbances. In general, the rock environment is variable, and it is categorised as less permeable.

Verified water inflows during the excavation did not exceed 1–2 l/s.

BASIC DATA ON THE TUNNEL

The tunnel consists of two uni-directional tubes A and B. The A tube will serve for the traffic direction from Brno to Ostrava, and the B tube for the Ostrava – Brno direction.

The Brno portal will be constructed at the highway chainage of 141.150 and 141.60. The Ostrava portal is situated to the main chainage of 142.230 – 142.220.

For the time period of the construction operations, construction trenches will exist at both portals (the construction trench Brno and construction trench Ostrava), as well as temporary portal structures forming borders between the mined parts of the tunnel and cut-and-cover parts. The temporary portals and construction trenches are supported by walers, cable-type soil anchors, rod-type anchors, nails, shotcrete, mesh and, at the starting section of the excavation, also a pipe roof system (2x12m around the crown and side walls). The utilisation of the temporary portals and construction trenches is expected to last for the construction period, i.e. for about two to three years. Then they will be left in the ground and backfilled. In the section of the construction trench Brno, the tunnel tubes are built using the cut-and-cover technique, within a length of 158.9m (tunnel tube A) and 159.5m (tunnel tube B).

The cut-and-cover sections in the construction trench Ostrava are shorter, 39.4m and 39.6m for the tunnel tube A and tunnel tube B respectively.

Hloubené části v úseku stavební jámy Ostrava jsou kratší. Jedná se o 39,4 m u tunelové roury A a 39,6 m u tunelové roury B.

Odtud vycházejí celkové ražené části obou tunelových rour – tedy 857,4 m u tunelu A a 867,9 m u tunelu B.

Obě roury ve směru staničení stoupají ve sklonu 0,60 %. Součástí tunelu dále bude pět tunelových spojek (TS 1 – TS 5) o délkách cca 17 – 31 m a dále SOS výklenky a nouzový záliv o délce 40 m.

Řešení projektu zajišťuje v tunelu celkovou šířku vozovky 9500 mm a výšku 4800 mm, doplněno o chodníkové nástavce 2 x 750 mm a výšce 2500 mm v každé z tunelových rour. Jedná se takto o výjimku z platné ČSN 73 7507.

Zhruba uprostřed tunelu se nachází servisní hloubená šachtice o průměru 150 cm.

O parametrech tunelu již podrobněji psali v odborné literatuře projektanti ing. Pechman a ing. Minářová.

RAŽBA TUNELU

Ražba tunelu se prováděla dnes standardní Novou rakouskou tunelovací metodou se základním horizontálním členěním výrubu. Výrubový profil tunelu je 114,4 m².

Nosná konstrukce je řešena jako dvouplášťová s mezilehlou hydroizolací v uzavřeném provedení.

V prvním kroku je ražena kalota v plné šířce. Dolní etáž je pak prostorově členěna na 3 části – spodní lávka ve dvou krocích a dobírka počvy. Oproti původním předpokladům bylo pro výlom nutné použití thracích prací v plném profilu, a to jak u kaloty a jádra, tak ve formě nakypřovací thrací práce i u dobírky počvy. Vrtání provádějí vrtací vozy boomer AC 2L se dvěma vrtacími lafetami a plošinou.

Primární ostění zajišťující výrub po dobu ražeb je vždy ze stříkaného betonu. Aplikuje se nástřik mokrou cestou stroji Mayco Potenza. Přesný typ ostění vyplývá ze zatřídění. Konstruktivní řešení ostění celkem rozlišuje 5 typů dle švýcarské normy SIA 198. Převládajícím typem ostění je typ IIIA, který zahrnuje stříkaný beton, ocelovou příhradovou výztuž, dvě řady mřížoviny a jehlování stropů v podélném směru. Zatřídění ostění vyplývá z posouzení nezávislého geologa, který navštěvuje čelbu po každé zabírce.

Sekundární ostění bude v celém tunelu jednotné – z litého betonu za posuvné bednění o tloušťce 350 mm ve vrcholu klenby.

ZKUŠENOSTI Z PRŮBĚHU RAŽEB

Stavbu dálničního úseku D 4707 realizuje sdružení firem Skanska (vedoucí), Metrostav, Strabag a Subterra.

Práce na tunelu si rozdělily firmy Metrostav a Subterra s tím, že Subterra realizuje přímo pro investora výstavbu obou portálů a pro Metrostav ražby obou tunelových rour včetně betonového ostění. Předpokládá se, že tyto práce potrvají dva až tři roky, následně provede Metrostav instalace technologií, vozovky a kompletaci tunelu.

Zahájení stavby bylo komplikované zejména proto, že se neustále odkládalo vydání stavebního povolení. Práce byly nakonec zahájeny na podzim roku 2004, nejdříve v rámci geologického průzkumu. Zahajovalo se tedy v nejhrošším možném termínu s hlavním objemem terénních prací připadajících na zimní období.

Koncem října 2004 bylo možné zahájit stavební práce na stavební jámě na straně přiléhající k Ostravě (ostravský portál) a v listopadu na straně protější – tzv. brněnské.

Práce na obou portálech byly zajišťovány subdavatelsky firmami VOKD (ostravský) a Topgeo (brněnský). Terénní podmínky vyžadovaly vyhloubení jam až na úroveň 18 metrů, resp. 20 metrů pod povrch v rozsahu 55 x 60 metrů (50 x 170). Jak už bylo řečeno, práce probíhaly převážně v nepříznivém zimním období. Zde je třeba zdůraznit, že zima roku 2005 byla v Ostravě nadprůměrně bohatá na sněhové srážky.

V dubnu 2005 bylo vydáno pravomocné stavební povolení a bylo možné zahájit ražby v neomezeném rozsahu. Razicí práce byly zahájeny v dubnu 2005 z ostravské strany a v květnu ze strany brněnské. V průběhu dvou měsíců byly postupně zahájeny práce na všech čtyřech čelbách. Na třech pracovali vlastní zaměstnanci Subterra, a. s., přičemž se využívalo zejména pracovníků z Moravy, na čtvrté čelbě byli nasazeni lidé z Metrostavu – divize 5. V červenci 2005 byly zahájeny na brněnské straně práce na základových pásech v otevřené rýze a postupně se tak rozběhly i betonářské práce.

Hlavním stavbyvedoucím díla a vedoucím pracovníkem z pohledu báňských předpisů je ing. Stanislav Kotouček, manažerem projektu je ing. Petr Středula. Vedoucím celého projektu tunelu Klimkovice je ing. Břetislav Polák z Metrostavu a. s., který bude odpovědný za konečnou kompletaci a předání díla.

Dosavadní zkušenosti svědčí o tom, že při ražbě kaloty lze dosahovat v daných podmínkách postupů 90 – 110 m za měsíc na jedné čelbě. Pro výlom

The lengths of the mined parts of the tunnel tubes A and B are therefore 857.4m and 867.9m respectively.

Both tubes rise in the direction of the chainage at a gradient of 0.60%. The tunnel excavation will further comprise five cross passages (TS 1 – TS 5) about 17 – 31m long, and SOS niches and a 4m long emergency lay-by.

The overall design solution provides the total width of the roadway of 9,500mm and the height of the tunnel of 4,800mm, plus pavements 2 x 750mm in either tunnel tube. This is an exemption from the current norm ČSN 73 7507.

There is a service shaft 150cm in diameter approximately at the mid point of the tunnel, in a cross passage.

The parameters of the tunnel have been dealt with in more detail in technical literature by designers Ing. Pechmann and Ing. Minářová.

TUNNEL EXCAVATION

The tunnel excavation was carried out using the New Austrian Tunnelling Method, with a basic horizontal excavation sequence. The excavated cross-section area amounts to 114.4m².

The load bearing structure is designed as a double-shell system with an intermediate waterproofing system of a closed design.

The full-width top heading excavation is the first step. The lower level is spatially divided into 4 parts – the lower bench in two steps and invert excavation. Compared with the original assumptions, blasting had to be used for the whole excavation face, both in the top heading and bench, but in the form of loosening blasting even in the invert excavation. The drilling is carried out using triple-boom C 2L drill rigs (two drilling booms and one platform boom).

The primary lining supporting the excavation during the time of excavation operations always comprises shotcrete. Shotcrete is applied by Meyco Potenza machines using the wet process. Exact type of the lining follows from the classification. The design of the lining distinguishes 5 types according to Swiss norm SIA 198. Prevailing lining type is the IIIA, consisting of shotcrete, lattice girders, two layers of mesh, and longitudinal forepoling. The category of the lining depends on the assessment by an independent geologist, who inspects the face after each advance.

The secondary lining will be uniform along the whole length of the tunnel, i.e. in-situ concrete 35mm thick at the crown, cast behind a travelling formwork.

EXPERIENCE FROM THE EXCAVATION PROCESS

The construction of the highway section D 4707 is performed by a group of companies consisting of Skanska a. s. (the leading member), Metrostav a. s., Strabag a. s. and Subterra a. s.

The tunnel excavation was divided between Metrostav a. s. and Subterra a. s., with Subterra acting as the owner's direct contractor for both portals, and as Metrostav's sub-contractor for the excavation of both tunnel tubes including the concrete lining. This work is expected to take two to three years. Then Metrostav a. s. will install equipment, construct the roadway and carry out finishing works.

The commencement of the works was complicated above all because of repeated delays in the issuance of the building permit. Eventually the work started in the Autumn of 2004, first in the framework of the geological investigation. The starting date was the most possible unfavourable date of all because the main volume of the open-air excavation work fell on the winter season.

At the end of October 2004 the construction work on the construction trench on the side adjacent to Ostrava (the Ostrava portal) could start; on the opposite side (the Brno side) the work could begin in November.

The work on both portals was provided by sub-contractors, i.e. by VOKD a. s. (the Ostrava portal) and Topgeo (the Brno portal). The terrain configuration required the trenches to be dug up to a level of 18 metres (and 20 metres) under the ground surface level, within a plan area of 55 x 60 metres (and 50 x 170 metres). As mentioned above, the work took place mostly in the adverse winter period.



Obr. 1 Primární ostění tunelové trouby B
Fig. 1 Primary lining of the tunnel tube B



Obr. 2 Zahájení izolačních prací v tunelové trubě A
Fig. 2 Commencement of installation of the waterproofing

se využívá trhací práce, která však byla z důvodu ochrany povrchových objektů omezena místy až na 0,6 kg v jednom časovém stupni. Celkově je k výlomu na zabírku 1,6 m zapotřebí cca 70 kg výbušniny a 90 – 100 vrtů.

Na podzim roku 2005 byly postupně ukončeny ražby z ostravské strany (úpadní ražba), takže na této straně dále probíhaly jen betonářské práce a tunel byl doražen dovrchní ražbou z provizorních portálů Brno. Celkem bylo z ostravské strany vyraženo 161,8 metru na tunelové rouře A a 370,8 metru na TR B. K prorážce kaloty u tunelové roury B došlo 12. prosince 2005 za účasti ministra dopravy ing. Šimonovského. Tunelová roura A byla proražena 15. února 2006.

Výlom jádra se zpožďoval za ražbou kaloty v odstupe 80 – 150 metrů, což časově představovalo dobu 2 až 4 týdnů. Poslední výlomovou operaci představuje dobírka počvy, která se provádí před definitivní betonáží dna.

Po dobu výstavby se provádí monitoring vlivů ražby na okolí. Nad výsledky měření zasedá každý týden rada monitoringu, kde jsou zástupci objednatel, zhotovitele, projektanta a nezávislí experti. Doposud nejzávažnějším případem, který musela rada řešit, bylo dodatečné zpevnění části brněnského portálu injektážními kotvami IBO po překročení varovných hodnot horizontálních posunů. Z důvodu prevence bylo přeloženo staré vodovodní potrubí o průměru 400 mm, které procházelo nad tunelem v blízkosti brněnského portálu.

Vzhledem k tomu, že bezprostředně nad osou díla se žádné objekty nenacházejí, nebylo nutno přistoupit k preventivnímu podchycování základů ani k jiným opatřením, kromě již zmíněného omezení trhacích prací v úseku asi 220 metrů na tunelové rouře B.

DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

Po ukončení ražeb z ostravské strany se mohly nerušeně rozběhnout betonářské práce na této straně tunelu. U tunelové roury A byly v portálové jámě vybetonované základové pásy, na které byla nasazena betonářská šablona ÖSTU Stettin s protišablonou. Zároveň byla na této rouře zahájena práce na dobírce počvy, po které následuje armování a betonáž dna. Od ledna roku 2006 zde byly zahájeny i izolační práce, které provádějí pracovníci Metrostavu, divize 1 s použitím materiálu SIKAPLAN tunel 24.6.

Betonářské práce v prostoru portálové jámy Brno byly zahájeny rovněž na podzim 2005, a sice na budoucí tunelové rouře B. Betonáž hloubeného úseku, vzhledem k jeho větší celkové délce, pokračovala celý podzim a v zimě 2006, což bylo velmi nepříjemné a několikrát musely být tyto práce zastaveny, protože teploty v Ostravě místy poklesly až pod minus 20 stupňů Celsia. I přesto si práce na tunelu Klimkovicce udržovaly předstih před smluvním harmonogramem výstavby.

ZÁVĚREČNÉ ZHODNOCENÍ

Projekt tunelu Klimkovicce se nachází ve druhém roce výstavby. Je tedy předčasné dělat jakékoliv zásadní závěry. Je snad možné konstatovat, že kromě legislativních potíží, které provázely vyřizování stavebního povolení, zatím nedošlo k dalšímu zpoždění výstavby vinou stavby, a že zatím nic nenasvědčuje tomu, že by termín roku 2008 pro předání díla nebyl reálný. Naopak, ražby byly ukončeny ve výrazném předstihu a mluví se o tom, že by mohlo dojít k ukončení výstavby a předání stavby ještě v roce 2007, což by samozřejmě byla velice pozitivní zpráva pro ostravskou veřejnost, která na dokončení dálnice D47 netrpělivě čeká.

ING. KAREL FRANCZYK,
e-mail: kfranczyk@subterra.cz, SUBTERRA a. s.,
ING. STANISLAV KOTOUČEK

Stress must be placed on the fact that the winter 2005 was above-average rich in snow precipitation in Ostrava.

The valid building permit was issued in April 2005, and the unrestricted excavation work could start. It started in April 2005 from the Ostrava side, and from the Brno side in May. All four headings started step by step in the course of two months. Three headings were run by Subterra's own employees using primarily its Moravian workers; the fourth heading was manned by employees of Metrostav a. s., Division 5.

July 2005 saw the commencement of the work on foundation strips in the open trench on the Brno side. This was the beginning of the continually growing scope of concrete casting operations.

The superintendent of the works and manager responsible within the meaning of mining regulations is Ing. Ladislav Kotoúček, the contractor's project manager is Ing. Petr Štědula. The manager in charge of the whole tunnel project is Ing. Břetislav Polák from Metrostav a. s., who is responsible for the final completion and hand-over of the works.

Recent experience proves that monthly advance rates of 90 - 110m are achievable at one top heading in the given conditions. Drill and blast was used for the excavation, but in a restricted scope because of the protection of existing buildings, with the blasting charge weight limit value of 0.60 kg per delay. About 70 kg of explosives and 90 – 100m of blastholes are needed for one 1.6m long excavation round.

The excavation operations from the Ostrava side (downhill excavation) were gradually finished in the Autumn 2005. Therefore the only work carried out on this side was the concrete casting. The tunnel excavation was completed on an uphill gradient, from the temporary portals on the Brno side. A total length of 161.8m of the tunnel tube A and 370.8m of the tunnel tube B excavation was completed from the Ostrava side. The top heading of the tube B broke through on 12 December 2005, in the presence of Ing. Šimonovský, the minister of transport. The tunnel tube A broke through on 15 February 2006. The bench excavation was carried out behind the top heading, at a distance of 80 – 150m, which represented 2 to 4 weeks of working. The last excavation operation was the excavation of the invert, which is carried out before the final casting of the invert.

Monitoring of the effects of the excavation on the surroundings has been carried out for the whole time of the works. The monitoring results are assessed daily by the Monitoring Board. Its members are representatives of the owner, contractor, designer, plus independent experts. Till now the most serious case that had to be solved by the Board was additional support for a part of the Brno portal using IBO grouted anchors when trigger levels of horizontal displacements were exceeded. An old 400mm diameter water pipeline found above the tunnel near the Brno portal was relocated for the reasons of prevention. Owing to the fact that there are no existing buildings above the tunnel centre line, neither preventive underpinning of foundations nor other measures had to be implemented, apart from the above-mentioned restriction on the scope of blasting within an about 220m long section in the tunnel tube B.

FINAL LINING

Undisturbed concrete casting operations could start on the Ostrava side of the tunnel when the excavation from this side had been finished. Concrete strip foundations were cast in the portal construction trench for the tunnel tube A. An ÖSTU Stettin formwork with a counter-formwork set was mounted on the strip foundations. At the same time the invert excavation started in this tube, followed by placing of reinforcement and concrete casting. Metrostav a.s. Division 1 employees started the installation of the waterproofing in January 2006 using SIKAPLAN tunel 24.6 material.

Regarding the construction trench for the portal on the Brno side, concrete casting operations started also in the Autumn 2005, namely in the tunnel tube B. Because of the fact that the total length of this section is bigger, the casting of the cut-and-cover section continued throughout the autumn and in the winter 2006. It was very unpleasant; the work had to be suspended several times because temperatures in Ostrava dropped locally under minus 20 centigrade. Despite this fact the work on the Klimkovicce tunnel permanently maintained an advance ahead of the contractual schedule.

FINAL EVALUATION

The Klimkovicce tunnel project is found in the second year of the construction phase. Arriving at any principal conclusion is therefore premature. It may be possible to state that, apart from the legislative problems attending the administrative process of issuance of the building permit, no other delay has occurred to date (at least not a delay attributable to the contractor), and there has not been any indication of the deadline in the year 2008 being unrealistic. Just the opposite, the excavation was completed in a significant advance and there is a discussion that the construction could be completed and the tunnel inaugurated in 2007. Of course, it would be very positive news for the Ostrava public, which cannot wait to see the D 47 motorway complete.

ING. KAREL FRANCZYK,
e-mail: kfranczyk@subterra.cz, SUBTERRA a. s.,
ING. STANISLAV KOTOUČEK

ZE SVĚTA PODZEMNÍCH STAVEB / THE WORLD OF UNDERGROUND CONSTRUCTIONS

TUNELY NA RAKÚSKOM ÚSEKU „BRENNERSKEJ“ ŽELEZNICE

The authors of the paper inform Czech and Slovakian readers of our magazine about the construction of tunnels on the railway running from Munich to Verona, specifically the tunnels on the Austrian section of this railway, in the Inn valley under Innsbruck (sections Fritzens – Baunkirchen, Vomp – Terfens and Wörgl – Brixlegg). The paper contains their experience from a visit to the sites.

ÚVOD

Jedným z najväčších dopravných projektov realizovaných v súčasnosti v Rakúsku je prestavba transeurópskej železničnej trate Mníchov – Verona na návrhovú rýchlosť 250 km/h. Na území Rakúska vedie trať v dĺžke asi 70 km v smere SV – JZ medzi Kufsteinom a Innsbruckom údolím rieky Inn. Na východnom okraji Innsbrucku bude odbočovať na juh a do Talianska prechádzať pod Brennerským priesmykom asi 55 až 58 km dlhým bázovým tunelom. Keďže v relatívne širokom a plochom údolí Innu sú veľmi zložité geologické a hydrogeologické pomery, pre výstavbu tunelov, ktoré sú v trase nevyhnutné, sa zvolila pestrá paleta technológií a pomocných opatrení. V súčasnosti už prebieha, alebo sa pripravuje výstavba na troch úsekoch (obr. 1):

- Fritzens – Baunkirchen
- Vomp – Terfens
- Wörgl – Brixlegg

Stav prác na týchto úsekoch a perspektívy ďalšej výstavby stručne popíšeme.

ÚSEK H7-1 FRITZENS – BAUMKIRCHEN

Úsek sa nachádza východne od Innsbrucku. Jeho podstatnú časť bude tvoriť 5285 m dlhý dvojkoľajný tunel, ktorého výstavba sa má realizovať v rokoch 2005 až 2009. Podľa navrhovaných technológií výstavby možno tunel v smere východ – západ rozdeliť na päť úsekov:

- úsek dĺžky 1020 m sa bude budovať v otvorenom výkope; pričom ostenie bude mať uzavretý klenutý skriňový prierez;
- úsek dĺžky 520 m bude budovaný vrchnákovou metódou, tj. pod ochranou v otvorenom výkope zriadenej kalotovej klenby – „korytnačky“;
- úsek dĺžky 430 m bude razený konvenčne;
- ďalších 2000 m bude razených opäť pod ochranou vrchnáka (korytnačky);
- úsek dĺžky 594 m prilehlý k západnému portálu bude budovaný v paženom výkope – vo „vani“.

Tunel je po celej dĺžke situovaný v nesúdržných sedimentoch rieky Inn. Prevládajú terasové piesčité štrky a veľmi heterogénne náplavové kužele v ústiach potokov do koryta Innu, ktoré sú do sedimentov tejto rieky zazubené. Lokálne sa vyskytujú tiež staré



Obr. 2 Výstavba hĺbeného tunela (Foto F. Klepsatel)



Obr. 1 Situácia rakúskeho úseku „Brennerskej“ železnice

- 1 – smer Mníchov
- 2 – smer Verona
- 3 – Brennerský tunel

bahnito-piesčité depónie hlušiny z banskej činnosti, obsahujúce uhličitany. Hladina podzemnej vody (HPV) kolíše v rozmedzí 2,5 m, pričom výkyvy hladiny dosahujú 0,5 m v priebehu 2 dní a až 1 m počas 5 dní. Mocnosť vodonosných horizontov kolíše medzi 15 až 35 m. Pod nimi ležiaca hornina vykazuje len malú priepustnosť.

V úsekoch budovaných z povrchu mohlo o spôsobe paženia výkopov rozhodnúť zhotoviteľské združenie. Toto sa rozhodlo pre štetovnicové paženie s betónovým dnom výkopu, zriadeným bez znižovania hladiny podzemnej vody. Paženie výkopu nie je spriahnuté s konštrukciou ostenia (obr. 2).

V úseku budovanom vrchnákovou metódou sú vrchnáky založené na súvislých stenách z „prerezaných“ pilot priemeru 1,2 m a budú prekryté násypom hrúbky až 3 m. V dôsledku vysokej HPV sa razenie pod vrchnákom, ale aj konvenčné razenie realizovalo pod ochranou stlačeného vzduchu s maximálnym pretlakom až 1,35 bar.

Kontinuálne bude prebiehať aj betónáž sekundárneho ostenia. Trasa bude rozdelená priečnymi tesniacimi stenami na úseky dĺžky 250 m, čím sa minimalizuje strata stlačeného vzduchu.

Konvenčné razenie bude prebiehať podľa zásad NRTM členeným prierezom (kalota, oporná časť, protiklenba). Primárne ostenie kaloty zo striekaného betónu bude mať zosilnené pätky, rozopreté dočasnou spodnou klenbou. V dôsledku zložitých geologických podmienok a nízkeho nadložnia sa bude raziť pod ochranou dáždznika z pilot vytvorených prúdovou injektážou.

Výstavbu hĺbených úsekov tunela komplikuje skutočnosť, že trasa tesne prilieha k prevádzkovej železničnej trati. Komplikáciou v razenom úseku je, že tunel s nízkym nadložíom podchádza prevádzkované železničné nádražie Fritzens. Z toho dôvodu je pre výstavbu navrhnutý veľmi rozsiahly geotechnický monitoring, predpokladajúci aj početné merania vertikálnych a horizontálnych deformácií koľají prevádzkovej trate.

STAVBA H5 VOMPS – TERFENS

Podstatnou súčasťou úseku je 7735 m dlhý tunel. Jeho východný portál je situovaný severne od Vompstu pod skalným stupňom a jemu prilehlý úsek je razený na dĺžke 3400 m v skalných horninách

antiklinálnej zóny Walderjoch s násuvnou zónou Vomperbach, ktoré sú tvorené husto rozpukanými a strihom porušenými wettersteinskými vápencami a dolomitmi, prekrytými kvartérnymi ľadovcovými sedimentami. Západná časť tunela dĺžky 4300 m je situovaná prevažne v terasových riečnych sedimentoch a morénach. Menej významné sú rôznorodé naplaveniny usadené v ústiach potokov do rieky Innu.

Razenie tunela prebieha v sedimentálnych horninách pod ochrannou rúrovňou dáždnikov alebo ihiel, v skalných horninách s použitím trhavín. Zabezpečenie výrubu – primárne ostenie je zo striekaného betónu, výstužných sietí a oblúkov. Sekundárne ostenie je v zeminách prevažne vystužené a betónuje sa do debniacich vozov dĺžky 12,5 m. Hydroizolačný systém tunela je väčšinou otvorený – drénovaný, na niektorých úsekoch uzatvorený, tlakový. Súbežne s tunelovou rúrou preriezu výrubu 110 až 202 m² je v osovej vzdialenosti 30 m úniková štôlna, ktorá pôvodne slúžila na geologický prieskum masívu. Hlavná tunelová rúra bude prepojená s únikovou štôlnou každých 500 m. Na zvýšenie prevádzkovej bezpečnosti bude mať tunel navyše dve únikové šachty s napájacími štôľňami a tri únikové štôľne, vyúsťujúce priamo na povrch.

Tunel sa začal budovať v roku 2003. Technicky najnáročnejšie práce – razenie v zeminách pod HPV s nadložími výšky do 15 m sa majú realizovať v roku 2006. Hrubá stavba má byť ukončená v roku 2008 a tunel uvedený do prevádzky v roku 2010. Pre malú výšku nadložia a zlé geologické podmienky v trase bude razenie prebiehať s čelbou zabezpečenou striekaným betónom a rôznymi typmi



Obr. 3 Odvodňovací vrt v čelbe konvenčne razeného tunela (Foto F. Klepsatel)

predháňaného paženia v kalotovej časti výrubu. Negatívne účinky podzemnej vody sa budú eliminovať drenážnymi predvrtmi (obr. 3), studňami vŕtanými z povrchu pozdĺž tunela a vákuovým čerpaním vody priamo v tuneli. V časti trasy, kde HPV komunikuje s hladinou Innu, sa predpokladá práca v tuneli pod ochranou pretlaku vzduchu.

PRIESKUMNÁ ŠTÔĽNA BRIXLEGG

Dopravne obzvlášť náročnou časťou Brennerskej železnice je úsek medzi mestami Wörgl a Brixlegg. Tu sa spájajú do jednej trate dvojkolajnej trate od Mníchova a Kufsteinu a od Zell am See. Prekládka tovarov z medzinárodnej na vnútroštátnu dopravu a intenzívna osobná doprava zatažujú trať takmer na 100 % jej kapacity. Na úseku trate Kundl – Radfeld – Baumkirchen (na východ od Innsbrucku), ktorý je asi 40 km dlhý, bude celkom 32 km vedených v tuneloch!

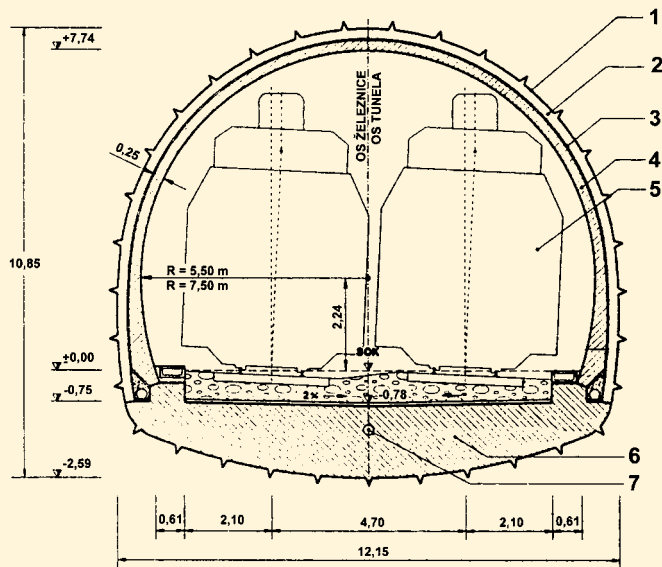
Keďže na tuneli Brixlegg sa očakávajú obzvlášť zložité geologické podmienky a vysoké prítoky tlakovej podzemnej vody, prieskum pre výstavbu sa robil už v rokoch 1999 až 2001 razením 2500 m dlhého štôľne. Štôlna bola razená asi 30 m severne súbežne s tunelovou rúrou a má prierez výrubu 24 m².

Prieskumná štôlna bude počas výstavby tunela využitá ako prístupová pre otváranie medziľahlých čelieb a po uvedení tunela do prevádzky ako bezpečnostná úniková chodba. Štôlna bola využitá pre skúšky na stanovenie optimálnych vrtných schém a trhacích prác. Jej hlavnou úlohou však bola lokalizácia predpokladanej výraznej poruchovej zóny v masíve. Zo štôľne sa robili aj priečne rozrážky až do trasy budúceho tunela a z nich potom v závislosti na geologických podmienkach sa razili až 60 m dlhé pokusné úseky na plný prierez kaloty tunela, v ktorých sa realizovali skúšky.

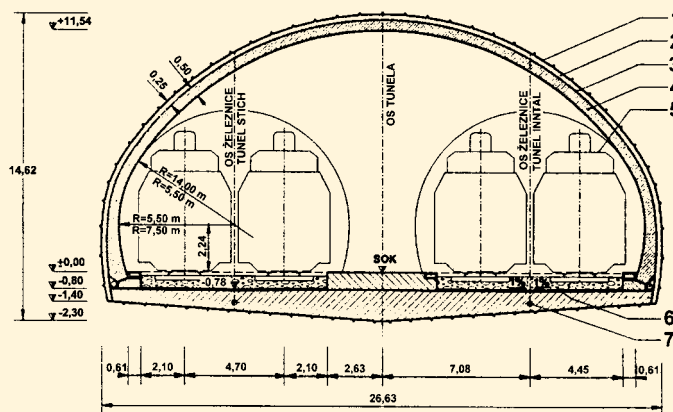
Maximálne nadložie tunela bude 390 m. Prieskumná štôlna sa razila s použitím trhavín, výnimočne tunelbagrom podľa zásad NRTM. Výrub bol zabezpečovaný striekaným betónom, oceľovými sietami a oblúkmi. Doprava rúbaniny bola bezkolajová. Na jej urýchlenie sa každých 250 m zriaďovali vyhýbacie zálivy pre vozidlá a vo vzdialenosti cca 1000 m aj dva otáčacie zálivy.

BRENNERSKÝ TUNEL

Kľúčovým problémom predmetnej trate bude Brennerský bázo- vý tunel dĺžky 55 až 58 km, ktorého výstavba sa pripravuje už od roku 1986 [1]. Prípravné práce sa urýchlili od roku 1995, keď bola zákonom ustanovená spoločnosť Brenner Eisenbahn GmbH.



Obr. 4 Priečný rez tunela Inntal vo veľmi tlačivom úseku
1 – prierez výrubu 109 m², 2 – primárne ostenie, 3 – hydroizolácia, 4 – sekundárne ostenie, 5 – svetlý prierez 72 m², 6 – protiklenba, 7 – odvodnenie



Obr. 5 Rozšírený prierez pre napojenie tunela Inntal na Brennerský tunel
1 – prierez výrubu (316 m²), 2 – primárne ostenie, 3 – hydroizolácia, 4 – sekundárne ostenie, 5 – vzorový svetlý prierez dvojkolajového tunela, 6 – tesniaca vrstva z bitumenu, 7 – dnová doska z nevystuženého betónu

V letech 1996/1997 a 1998/1999 byly uskutočnené dve fázy predbežného geologického prieskumu, zahrnujúce geologické mapovanie, rozsiahly geofyzikálny prieskum a v každej fáze bolo realizovaných viac ako 200 jadrových prieskumných vrtov.

V januári 1999 sa začala raziť 2,5 km dlhá prieskumná štôlna na upresnenie geologických podmienok v masíve a v kľúčových bodoch sa budú robiť až 700 m hlboké prieskumné vrty [4]. Snahou Rakúska je urýchliť prípravu výstavby, aby sa výstavba zahájila ešte pred prijatím nových smerníc EU o cenách. Tunel by mal byť odovzdaný do prevádzky v roku 2012 [5]. Predpokladá sa delba nákladov na výstavbu medzi Rakúskom a Talianskom po 40 %, 20 % nákladov má hradiť EU. Súčasťou prípravy výstavby Brennerského tunela bola prestavba železničného uzla pri Innsbrucku, v rámci ktorej bol už v roku 1994 uvedený do prevádzky 12 756 m dlhý tunel Inntal na juhovýchodnom obchvate mesta. Prierez ostentím tohto dvojkolajového tunela, razeného vo veľmi zložitých geologických podmienkach, je na obr. 4. Tento prierez je na úseku dĺžky 546 m po stupňoch dlhých 4 x 120 m+66 m rozšírený až na komoru prierezu výrubu

316 m², v ktorej je už zriadený zárodok pripojenia na plánovaný Brennerský tunel (obr. 5).

Záver

Okrem „Brennerskej“ železnice v Rakúsku už v súčasnosti prebieha výstavba 13,35 km dlhého tunela Wienerwald na trati Viedeň – St. Pölten, ktorého podstatnú časť budú tvoriť dve cca 11 km dlhé jednokolajové rúry budované raziacími strojmi. Raziace stroje sú použité v Rakúsku na razenie dopravných tunelov po prvý krát vôbec. Tesne pred začatím je tiež výstavba 32,8 km dlhého tunela Koralm medzi Grazom a Klagenfurtom, ktorý bude mať tiež dve jednokolajové rúry a v rôznych častiach krajiny sa budujú aj ďalšie železničné tunely. Naštartovaný je teda taký boom tunelového staviteľstva, ktorý môžeme našim rakúskym kolegom úprimne závidieť.

**PROF. ING. FRANTIŠEK KLEPSATEL, Ph.D.,
ING. MONIKA SÚLOVSKÁ,
STU Bratislava Stavebná fakulta, katedra geotechniky,
ING. MÁRIA ŠAMOVIČ, Terraprojekt a. s.**

LITERATURA / REFERENCES

- Bartl, M. – Köhler, M.:** Munich-Verona Rail Link. In: Felsbau Nr. 4/2000, s.7-13
Ausbau Unterinntal-Bahn. In: Unterirdisches Bauen Deutschland 2005, s. 126-133
Vavrovsky, G. H. – Mosheimer, H.: Der Inntaltunnel und seine verkehrspolitische Bedeutung. In: Felsbau Nr. 2/1994
Startschuss für Brenner-Basistunnel. In: Tunnel Nr. 7/1999, s. 14
Beschleunigung für Brenner-Basistunnel. In: Tunnel Nr. 7/2002, s. 4

ODBORNÁ TUNELÁŘSKÁ TERMINOLOGIE III.

Professor Jiří Barták has prepared the third continuation of the Czech tunnelling nomenclature. He addresses the terms “mined underground structures” and “cut-and-cover underground structures”.

Ve tretím pokračovaní názvoslovné rubriky ešte zústaneme u základných odborných tunelárske terminologie, pretože nejen pojmy „výstroj“ a výztuž“, jejichž správné vymezení bylo provedeno v terminologii II (TUNEL 4/2005), ale i další odborné výrazy jsou často používány a možná i chápány přinejmenším nepřesně. Jak již bylo minule řečeno, terminologické nepřesnosti a významové posuny nemusejí v textu způsobovat při jasných souvislostech pravděpodobně žádné problémy, nicméně v diskusi, zápisech a protokolech mohou vést k nežádoucím nepřesnostem příslušného sdělení.

Jisté nepřesnosti se např. vyskytují v terminologii týkající se rozdělení podzemních staveb podle způsobu provádění, kteréžto rozdělení je možno pokládat za nadřazené ostatním dvěma běžně používaným (podle dispozičního uspořádání a podle účelu použití). Podle způsobu provádění je dosti rozšířenou zvyklostí rozlišovat *podzemní stavby ražené* a *podzemní stavby hloubené*.

Ani jeden z těchto termínů není zcela přesný. Ražení je jenom jednou z činností při tunelování, tj. výstavbě podzemní stavby bez odstranění nadloží, nicméně termín **ražená podzemní stavba** je velmi vžitý a srozumitelný; termín tunelovaná podzemní stavba, byť v souvislosti se škálou současných tunelářských technologií je zřejmě výstižnější a obecnější, není asi žádoucí zavádět a prosazovat. Oproti tomu taktéž velmi vžitý termín hloubená podzemní stavba je termín, který významově nepřipustně zužuje oblast, kterou má v sobě zahrnovat. Opět v souvislosti s rozvojem technologií provádění podzemních staveb všech typů je správné používat termín **podzemní stavby prováděné z povrchu**. Jen tak lze postihnout všechny typy staveb, které do této oblasti provádění spadají:

- *podzemní stavby hloubené*, u nichž dochází k odstranění nadloží a vyhloubení prostoru pro podzemní stavbu buď v otevřené jámě svahované, nebo pažené,
- *presypávané tenkostěnné tunelové konstrukce* (např. systémy Tubosider, BEBO, Matiere), u nichž o odstranění nadloží a o hloubení prostoru pro vlastní konstrukci tunelu nemůže být vůbec řeč.

Zmíněné presypávané tenkostěnné konstrukce jsou v posledních desetiletích velmi frekventovaným typem tunelu prováděného současně s výstavbou zemních těles, zejména silničních a dálničních násypů. Dostatečná únosnost velmi subtilní tunelové konstrukce je získána jejím spolupůsobením s okolním zemním tělesem, u nějž požadavky na materiál obsypu, způsob sypání, hutnění a monitoring jsou vázány přesnými pravidly technologického postupu.

Nejrozšířenějším typem jsou bezpochyby tenkostěnné konstrukce typu Tubosider z vlnitého pozinkovaného plechu v mnoha variantách příčného profilu. Největší odklon nastal v posledních letech od konstrukcí typu BEBO (železobetonové obdélníkové dílce zmonolitňované na posuvných skružích), jejichž nespornou výhodou však byla možnost vytvořit příčný profil libovolného tvaru střednice, pokud možno bezmomentovou k výslednému zatížení. Převládajícím typem navrhovaným v současnosti jsou konstrukce typu Matiere, které jsou tvořeny velkorozměrovými železobetonovými dílci, jen zčásti zmonolitňovanými (klenbový dílec je na opěrových částech uložen pouze v segmentovém kloubu).

Mírně pikantní a s odborným názvoslovím související je skutečnost, že tyto presypávané tunelové tenkostěnné konstrukce jsou často označovány jako *obsypávané mosty*. Přestože je zřejmé, že se v této názvoslovné rubrice autor snaží u odborných tunelářských termínů přiblížit čtenářům jejich správný a přesný význam, nedoporučuji v tomto případě bezvýhradně trvat na „tunelové“ charakteristice konstrukce, přinejmenším nikoliv obecně pro celou oblast inženýrského stavitelství. Ponechme mostářskou lobby (bez pejorativního podtextu), ať tento termín ve svých odborných textech a materiálech používá, odborníci z oblasti podzemního stavitelství budou nejspíš souhlasit s autorem, že tunel je to přece jen mnohem víc. Minimálně proto, že jako mostu chybí této konstrukci to nejpodstatnější, co korunuje spojovací a komunikační funkci mostu, a to vlastní mostovka. Nicméně i na to lze najít argument, že je u nich konstrukce mostovky ze zeminy. Tato polemika zjevně nemá objektivní vyústění a je stejně nadbytečná, jako byla svého času polemika týkající se názvu Nové rakouské tunelovací metody.

Pro třetí pokračování názvoslovné rubriky zvolené téma, tentokrát s trochu širším, nikoliv úzce terminologickým záběrem, je vyčerpáno a autor znovu připomíná, že velmi přivítá aktivní spolupráci čtenářů Tunelu – bohužel žádné písemné ohlasy, které by se vesměs dočkaly brzkého zveřejnění, dosud nejsou. Tak snad toto pokračování někoho vyprovokuje ke sdělení svých názorů, na druhé straně by nebylo dobře, aby to byli zrovna mostaři.

PROF. ING. JIŘÍ BARTÁK, DrSc., e-mail: bartak@fsv.cvut.cz

ZPRÁVY Z TUNELÁŘSKÝCH KONFERENCÍ / NEWS FROM TUNNELLING CONFERENCES

SVĚTOVÝ TUNELÁŘSKÝ KONGRES ITA/AITES WTC 2006 V SOULU

The secretary of the Czech Tunnelling Committee ITA/AITES informs in the first place Czech and Slovak readers of *Tunel* magazine about the course of the ITA/AITES WTC 2006 and 32nd General Assembly, which took place from 22 to 27 May 2006 in Seoul, the capital of the Korean Republic. At the same time he reports on the share of Czech delegates in the Congress sessions and ITA events (e.g. participation in Working Groups). Several negotiations connected with the preparation of the WTC 2007, which will take place in Prague, the capital of the Czech Republic, in May 2007.

Letošní světový tunelářský kongres ITA/AITES WTC 2006 se konal od 22. do 27. května 2006 v hlavním městě Korejské republiky Soulu. Kongres zaměřený na bezpečnost v podzemí (Safety in the Underground Space) se uskutečnil v rozsáhlém kongresovém a výstavním centru COEX (obr. 1), které se nachází v jedné z důležitých obchodně-administrativních částí dvanáctimilionového Soulu.

Kongres pořádala Korejská tunelářská asociace (KTA) a zhostila se svého úkolu vcelku dobře, což je výzva pro náš komitét, který pořádá příští rok v Praze WTC 2007. S ohledem na místo konání na kongres přijel nižší počet účastníků – přibližně 800 delegátů z 51 zemí. Největší počet jich byl samozřejmě z Koreje, Japonska, Číny a pak už následovala Česká republika se 42 účastníky (bez doprovodných osob). Společně s početnou delegací ze Slovenské republiky to byl nejen doklad o podpoře činnosti světové tunelářské asociace, ale také výrazný přínos k propagaci WTC 2007. Větší část účastníků z ČR a SR je zachycena na společné fotografii u našeho stánku (obr. 2).

Vlastní kongres probíhal podle tradičního schématu a způsob jednání v sekcích byl také zcela obvyklý. V rámci **slavnostního zahájení** promluvil mj. korejský ministr dopravy a infrastruktury. Kulturní vložkou bylo vystoupení 4 bubeníků (2 ženy a 2 muži), kteří předvedli strhující ukázkou bubnování na 4 velké tradiční bojové korejské bubny a na soubor menších bubnů podobných tympanům (obr. 3).

V rámci následujících **key-note lectures** byly předneseny 4 přednášky. Příspěvek o smluvních praktikách v podzemních stavbách v USA připravili W. Hansmire a J. Monsees (USA), další o požadavcích na protipožární opatření v různých typech tunelu přednesl prof. Koichi Ono z Japonska. Třetí příspěvek o vývoji tunelářských



Obr. 1 Pohled na kongresové centrum COEX

technologíí v Koreji s ohledem na významné projekty přednesl Hyung-Sig Chung. O uvedení tohoto příspěvku včetně závěrečného poděkování přednášejícímu pořadatelé požádali předsedu ČTuK Ing. Ivana Hrdinu (obr. 4). Poslední příspěvek H. Wagnera z Rakouska byl zaměřen na řízení rizik a okrajové limity použití konvenčních metod.

V úterý 25. dubna 2006 dopoledne se konala **ITA Open session**, jejíž téma bylo „Řízení rizik v podzemních, především tunelových stavbách“. Jednání uvedl člen EC M. Knights (VB), tři přednášející byli z WG ITA, jeden z KTA. Poslední přednáška se týkala problematiky pojištění podzemních staveb a přednesl ji Ing. Heiko P. Wannick z mnichovské zajišťovací společnosti.

Key-note lectures a příspěvky přednesené v rámci ITA Open session vytiskli pořadatelé v samostatné brožůře.

Další **jednání kongresu** probíhalo **souběžně ve dvou sekcích** (celkově bylo sekcí 16). Jedné ze sekcí „Průzkum staveniště a projektování“ spolupředsedal prof. J. Pacovský z ČVUT Praha. Pro přednesení v sekcích bylo vybráno 128 příspěvků, což bylo zbytečně mnoho – průměrný čas na jednu prezentaci včetně diskuse činil pouze 13 minut a nebyly vždy vybrány jen kvalitní příspěvky. Naopak potěšilo, že pořadatelé k přednesení vybrali 6 příspěvků z České republiky.

Naše příspěvky postupně přednesli:

- Ing. J. Mosler (Metrostav a. s.): „Výstavba dálničního tunelu Panenská v prostředí Krušných hor“ (obr. 5);
- Ing. L. Ferkl (Fakulta elektrotechnická ČVUT): „Modelování a řízení větrání dálničních tunelů“;
- Ing. J. Němeček (Satra, s. r. o.): „Specifikace podmínek pro tunelování v Praze, hlavním městě České republiky“ (obr. 6);
- Ing. P. Šourek (Satra, s. r. o.): „Podzemní stavitelství v České republice“ (obr. 7);
- Ing. J. Ščučka, Ph.D. (ÚG AV): „Analýza obrazu při geotechnickém průzkumu“;



Obr. 2 Společná fotografie většiny účastníků z České a Slovenské republiky



Obr. 3 Záběr z vystoupení bubeníků při slavnostním zahájení

– Prof. Ing. J. Pacovský (ČVUT Praha): „Provádění geomonitoringu během stavby dálničního tunelu Valík“ (obr. 8).

K posterové prezentaci vyzvali pořadatelé 68 autorů příspěvků, z toho 2 z ČR (1 z ČR nebyl dodán, stejně jako některé další z Koreje a ze světa).

V rámci výstavy představilo své stánky 48 vystavovatelů z celého světa.

Sborník příspěvků z WTC 2006 je vydán na CD s tím, že společně číslo 3 a 4 časopisu Tunnelling and Underground Space Technology (TUST), ročník 21 (2006) obsahuje rozšířené abstrakty všech příspěvků, které byly do Soulu zaslány.

Před zahájením kongresu se ve čtvrtek 20. 4. a v pátek 21. 4. konal pod patronací ITA již třetí vzdělávací program (Training Course) určený pro mladé inženýry a studenty. Vedl ho prezident ITA a prezident KTA a byl zaměřen na důležité aspekty stavby tunelů. Zúčastnilo se ho 130 mladých geotechniků ze 7 zemí, z toho 118 z Korejské republiky. Přednášky, které zde přednesli přední odborníci – členové ITA, ale i přednášky ze vzdělávacího programu, který se před rokem konal v Istanbulu, jsou již umístěny na webových stránkách www.ita-aites.org.

Souběžně s vlastním kongresem probíhaly akce světové tunelářské asociace ITA/AITES. Především se konalo 32. valné shromáždění ITA/AITES (General Assembly). Přítomno bylo 35 delegátů z 53 národních členů. Českou republiku zastupoval Ing. Ivan Hrdina, předseda ČTuK (obr. 9) a Slovenskou republiku



Obr. 4 Předseda ČTuK Ing. Ivan Hrdina děkuje přednášejícímu při key-note lectures



Obr. 5 Ing. Jiří Mosler (Metrostav a. s.) při přednášce o tunelu Panenská



Obr. 6 Ing. Jaroslav Němeček (Satra s. r. o.) přednášel o podmínkách pro tunelování v Praze



Obr. 7 O podzemním stavitelství v ČR referoval Ing. Pavel Šourek (Satra s. r. o.)



Obr. 8 Tématem přednášky prof. Ing. Jaroslava Pacovského byl geomonitoring při stavbě tunelu Valík

předseda STA Ing. Róbert Turanský. Pokud jde o členskou základnu ITA, bylo v Soulu přijato 17 nových přidružených členů (10 kolektivních a 7 individuálních), takže i s ohledem na rezignace na členství je celkový počet národních členů 53 a přidružených členů 267 (131 kolektivních a 136 individuálních).

Při druhém zasedání GA zvítězila Budapešť nad Edinburhem při hlasování pouze o 1 hlas a WTC 2009 včetně 35. valného shromáždění ITA/AITES se v roce 2009 bude konat v Maďarsku.

S pozváním všech členů ITA na pražský kongres vystoupil při GA Ing. Ivan Hrdina. Jeho prezentace i promítnuté video vyvolaly u přítomných velmi pozitivní ohlas.

Pozvání na WTC 2008 v New Delhi v Indii přednesli zástupci Indické tunelářské asociace.

Na zasedání **předsednictva ITA/AITES (Executive Council)** byl za člena EC kooptován předseda ČTuK jako člen EC zodpovědný za přípravu WTC 2007. Ing. Ivan Hrdina současně členy exekutivy podrobně informoval o stavu přípravy pražského kongresu.

Zároveň proběhlo také zasedání **pracovních skupin (WG ITA/AITES)**. Naši zástupci se zúčastnili jednání:

- WG 2 „Výzkum“;
- WG 5 „Zdraví a bezpečnost práce“ (členové WG ocenili informaci o českém vydání brožury ITA „Bezpečnost práce při výstavbě tunelů“, kterou přednesl Ing. Tvardek);
- WG 6 „Údržba a opravy“;



Obr. 10 Stánek ČTuK na WTC 2006



Obr. 9 Předseda ČTuK Ing. Ivan Hrdina při jednání valného shromáždění ITA/AITES

- WG 12 „Použití stříkaného betonu“;
- WG 14 „Mechanizované tunelování“;
- WG 15 „Podzemní práce a životní prostředí“;
- WG 18 „Vzdělávání“ (naši zástupci zde diskutovali s animátorem této WG prof. Peilou zaměřením vzdělávací akce organizované ČTuK před WTC 2007);
- WG 19 „Konvenční tunelování (animátor WG 19 Ing. Ehrbar ocenil aktivitu české pracovní skupiny pro konvenční tunelování, především připravované vydání dokumentu ČTuK „Zásady NRTM jako převažující metody tunelování v ČR“. Informaci zde podal Ing. Hasík);
- WG 20 „Problémy měst – podzemní řešení“.

Podrobnější informace o výsledcích jednání v těchto WG budou uveřejněny na www.ita-aites.cz. Je vhodné také připomenout činnost výboru ITA pro bezpečnost provozu podzemních staveb (COSUF), který se koncem května sejde v Lausanne a jehož jednání se zúčastní náš zástupce Ing. Ludvík Šajtar ze společnosti Satra, s. r. o.

Při jednání o **tiskovinách a komunikačních prostředcích (Communication Meeting)** byly probány aktivity ITA v této oblasti.

Časopis TRIBUNE – jeho 30. číslo z dubna 2006 je zaměřeno na podzemní stavby v Koreji, dále obsahuje zprávu o 32 národních členech ITA a zprávy sponzorů ITA.

ita@news – zahrnuje aktuální zprávy o činnosti ITA, jejích členů, pracovních skupin, připravovaných konferencích a seminářích atd. Rozesílá se cca 6x za rok bezplatně všem členům ITA a dále na 2200 e-mailových adres do celého světa. Doporučujeme všem čtenářům časopisu Tunel, aby si zajistili zaslání ita-news tím, že do sekretariátu ITA (e-mail: secretariat@ita-aites.org) pošlou svoji e-mailovou adresu s žádostí o zaslání ita-news.

Tunnelling and Underground Space Technology (TUST) – předpokládá se, že v roce 2006 vyjde minimálně 6x, obdobně jako v roce 2005.

Stále větší a větší důraz klade ITA na webové stránky své i národních členů. Web ITA www.ita-aites.org obsahuje více než 500 stran, 400 dokumentů v PDF s asi 5000 tiskovými stranami. Web navštíví měsíčně průměrně 17 tis. uživatelů.

Tiskovou zprávu o 32. valném shromáždění ITA/AITES lze najít na www.ita-aites.org.

Většina účastníků z České republiky odjžděla do Soulu s jasně stanovenými úkoly. V Soulu bylo zapotřebí nejen propagovat pražský kongres, ale především projednat s exekutivou ITA některé vzájemně nedořešené otázky, týkající se hlavně vzdělávacího programu a ITA Open Session. Je nutné konstatovat, že se nepodařilo zatím najít plnou shodu ohledně témat těchto akcí a zodpovědní členové vědecké rady musí urychleně věci s příslušnými zástupci ITA

dořešit. Jednalo se také o zastoupení členů EC nebo WG ITA v řízení jednotlivých sekcí a o dalších organizačních otázkách WTC 2007.

Neméně důležité bylo, aby určení účastníci pozorněji než kdy jindy sledovali průběh kongresu a následně vytipovali věci, ze kterých si Praha může vzít příklad, a věci, kterých se musíme vyvarovat. Toto a současně získávání sponzorů a vystavovatelů pro Prahu byl také úkol dvou pracovníků agentury Garant, se kterou má ČTuK uzavřenou smlouvu o zajištění určitých kongresových služeb.

Pokud se týká **propagace WTC 2007**, odvedli naši zástupci dobrou práci. O **stánek ČTuK** v předsáhl hlavního sálu byl mezi účastníky velký zájem. Celkem 800 ks druhého cirkuláře a stejné množství čísla 1/2006 časopisu *Tunel* i většinu propagačních předmětů návštěvníci stánku rozebrali (obr. 10). Poděkování za spolupráci patří i Vyslanectví ČR v Korejské republice a agentuře Czech Tourism, která dodala propagační brožury a předměty.

Na závěr kongresu (při **Closing Ceremony**) pozval Ing. Ivan Hrdina odborníky z celého světa na WTC 2007 v květnu příštího roku do Prahy a z rukou předsedy organizačního výboru WTC 2006 profesora In-Mo Lee převzal za přítomnosti prezidenta ITA H. Parkera vlajku ITA (obr. 11). Promítnutí videa propagujícího WTC 2007 odměnili přítomní potleskem.



Obr. 11 Po předání vlajky ITA/AITES do rukou předsedy ČTuK

Kostky jsou vrženy – tunelářský svět se sejde za rok v Praze. Úspěch WTC 2007 je úkolem pro všechny členy Českého tunelářského komitétu ITA/AITES. Práce čeká hodně.

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ,
sekretář ČTuK ITA/AITES,
e-mail: ita-aites@metrostav.cz

SHROMÁŽDĚNÍ KORALMTUNEL 2005

The authors inform in detail Czech and Slovak readers about a traditional meeting of Austrian tunnellers, which was held on 25 and 26 November 2005 at the Technical University in Graz, Austria. This time the meeting was dedicated to the engineering preparation and construction of the Coralm tunnel. The Friday of 25 Nov 2005 was dedicated to lectures and discussion about the project. On Saturday, the attendees visited the sites of the exploration tunnels Mitterpichling and Paierdorf.

In 1995, the Austrian government commissioned HL-AG (an investor of high-speed lines) to carry out the planning for high-speed lines between Graz and Klagenfurt. Part of this about 130km long section is the Koralm tunnel passing under the Koralm mountain ridge between the Austrian lands of Styria and Carinthia. The tunnel is 32.8km long.

Approximately one third of the planned tunnel length is situated in Neogene sediments, fine-grained clayey sands. The maximum tunnel cover thickness amounts to 200m in this section. The excavation of the remaining part will pass through sound crystalline rock, under a cover up to 1200m thick.

Ve dnech 25. a 26. listopadu 2005 se na Technické univerzitě ve Štýrském Hradci (Graz) v Rakousku uskutečnilo tradiční setkání především rakouských tunelářů, věnované tentokrát přípravě projektu a výstavby tunelu Koralm. První den byl věnován přednáškám a diskusi o projektu. V sobotu se uskutečnila exkurze do průzkumných tunelů Mitterpichling a Paierdorf.

Rakouská vláda pověřila v roce 1995 HL-AG (investor vysokorychlostních tratí) plánováním vysokorychlostní železnice mezi Grazem a Klagenfurtem. Součástí tohoto cca 130 km dlouhého úseku je i Koralmký tunel podcházející horský masiv Koralm mezi Štýrskem a Korutany. Délka tunelu je 32,8 km.

Zhruba jedna třetina plánovaného tunelu je situována v neogenních sedimentech, jemnozrnných jílovitých píscích. Nadloží tunelu dosahuje v tomto úseku maximálně 200 m. Ražba zbývající části bude probíhat v pevných krystalických horninách s nadložím do 1200 m.

V roce 2003 bylo zahájeno hloubení průzkumných šachet a ražba průzkumných tunelů o přibližné délce 11 km. Předpokládaný termín zahájení výstavby vlastního tunelu je rok 2008.

Jednotlivé přednášky podaly ucelený přehled o přípravě a průběhu tohoto projektu od počátku do současnosti. Mezi přednášejícími byli zástupci investora, projektanta, firem provádějících průzkumné práce související s přípravou, ale i zástupci dodavatelských společností zajišťujících hloubení a ražbu průzkumných děl.

Z přednesených příspěvků bylo zřejmé, že přípravě projektu Koralmského tunelu je věnována stejně jako u přípravy dlouhých tunelů Lötschberg a Gothard v rámci projektu AlpTransit maximální dlouhodobá pozornost. Rozsah a úroveň přípravy projektu celého 130 km úseku jsou umožněny dostatečnými prostředky (cca 340 mil. eur), které činí přibližně 10 % předpokládaných investičních nákladů. V této části jsou zahrnuta i rozsáhlá průzkumná díla (štoly, šachty, hloubkové vrty).

Některé zajímavé přednášky

■ Význam koralmské dráhy

K. Schneider, ÖBB – Infrastruktur Bau AG

Příspěvek popisuje význam koralmské železnice pro dopravní spojení Balt – Jadran, jako součásti IV. evropského železničního koridoru. Po dokončení tohoto cca 130 km nového úseku včetně 33 km Koralmkého tunelu, navrženého jako dvoukolejný, elektrifikovaný s návrhovou rychlostí 200 km/h, dojde ke zkrácení jízdní doby mezi Vídní a Klagenfurtem na 3 hodiny (ze 4,1 h). Po dokončení koralmské železnice se stane z Grazu významný dopravní uzel pro nákladní, ale i osobní dopravu mezi Rakouskem a východoevropskými zeměmi.

Příspěvek dále představil průběh a stav prací na celém úseku Graz – Klagenfurt. Podle smlouvy mezi zemskými vládami Korutan a Štýrska, Rakouskou spolkovou vládou a ÖBB bude tunel průjezdný v roce 2016 a celý úsek bude dokončen v roce 2018.

■ Koralmtunnel – přehled projektu

G. Harer, ÖBB – Infrastruktur Bau AG, Projektleitung Koralmbahn 3
V příspěvku byl ukázán koncept tunelového úseku koralmské železnice, představen příčný řez tunelu. Posluchači byli seznámeni s koncepcí průzkumných prací pro tunel a s postupem prací na podkladech pro zpracování projektu tunelu (aerodynamika, klima v tunelu, bezpečnost, koncept udržování tunelu v dobrém stavu).

Jako zajímavost byl ukázán dosavadní rozsah dokumentace v papírové formě.

■ Přehled o geologických poměrech Koralmkého tunelu

A. Fasching & A. Seidl, 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Graz

Plánovaný tunel prochází na západní straně Koralmského masivu tercierními usazeninami Laventálské pánve. Následuje strmý přechod mezi Laventálskou pánví a Koraplským masivem ovlivněný SSZ – JJV orientovanou Laventálskou poruchovou zónou. Stejně tak je touto poruchovou zónou ovlivněna sama pánev.

Komplex krystalinika sestává z mocného polymetamorfického sledu. Dominantně je zastoupena pararula a dále jsou zde zastoupeny mramor, amfibolit, eklogit, kvarzit a ortorula.

V příspěvku byl představen koncept geologického a hydrogeologického průzkumu.

■ Studie pro tunel a jeho systém

K. Mussger, Geoconsult ZT GmbH, Salzburg

J. Koinig, ÖBB – Infrastruktur Bau AG

Trasa a systém tunelu představovaly důležitá rozhodnutí úvodní fáze postupu projektu. Při zpracování projektu byla snaha využít zkušenosti z projektu Alp Transit ve Švýcarsku. Brzy se však ukázalo, že každý velký projekt má zvláštnosti, které ho odlišují od jiných srovnatelných projektů. To platí i pro předpisy a směrnice, které nepopisují přesně zadání pro řešení velmi dlouhých tunelů.

Velká množství geotechnických dat umožnila pro určení trasy využít vyhodnocení všech relevantních údajů včetně jejich vlivu na dobu výstavby a stavební náklady. Pro vlastní systém tunelu byla ze čtyř různých variant vybrána varianta dvou jednokolejních tunelů. Dalším zkoumáním k přesnému určení tunelového systému byla stanovena vzdálenost tunelových propojek, potřeba kolejového propojení obou tunelů, potřeba nouzové zastávky a požadavky na větrání.

Jednotlivé metody ražby tunelu a délky jejich použití byly určeny na základě geotechnických podmínek. Pomocí plnoprofilového razicího stroje bude raženo 45 km, zbývajících 21 km bude raženo NRTM.

■ Modelování odtokových poměrů a vliv na vodní elektrárnu Koralpe

T. Harum, P. Reichel, Joanneum Research Forschungsgesellschaft mbH, Graz

■ Rozdíly a zkušenosti s reflexní seismikou v krystaliniku a v sedimentech

B. A. Dombrowski, Deutsche Montan Technologie GmbH, Essen

■ Zkušenosti s prováděním hlubokých vrtů při Koralmtunelu

C. Mackerhammer, BGG – Baugrunderkundung – Geomechanik – Geohydrologie

V rozsahu průzkumných prací bylo provedeno sedm vertikálních vrtů s hloubkou větší než 400 m s maximem 1200 m. Vrty byly prováděny pěti různými firmami vždy v 24 hodinovém provozu.

■ Hydrologická charakteristika a modelování Koralu

Steid & H. Müller, 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Graz

B. Frieg, Nagra

R. Sutterlütti, BGG – Baugrunderkundung – Geomechanik – Geohydrologie

T. Kohl, Geowatt AG

R. Leiner, Institut für Felsmechanik und Tunnelbau, TU, Graz

Na základě významu podzemní vody pro regionální zdroje vody a zároveň kvůli dopadu na provádění tunelu a vlivu na náklady

projektu jsou v průběhu přípravných průzkumných prací detailně zkoumány geologické a hydrogeologické poměry. Bylo provedeno detailní geologické a hydrogeologické mapování povrchu jako i 48 jádrových vrtů. Ve vrtech bylo provedeno cca 110 testů hydraulických charakteristik. Hlavní zásobárnou vody je propustný povrch krystalinika a rozvolněné zóny krystalinika.

V celém komplexu krystalinika bylo lokalizováno 255 tektonických poruchových zón, které je možno rozdělit do čtyřech typů.

V programu FRACTure byl vytvořen 3D model, který obsahuje všechny relevantní shromážděné informace. Ve druhé fázi byl tento model rozdělen na dvě části (západní a východní).

Pro celou oblast byl vytvořen geologický model včetně všech známých poruch a poruchových zón.

Cílem modelování ve druhé fázi je stanovení:

- aktualizování a zpřesnění prostorového geologického modelu;
- prostorová a časová simulace hluboké cirkulace podzemní vody v oblasti tunelu;
- odhad přítoku vody do výrubu tunelu, resp. do průzkumných šachet;
- odhad vlivu povrchového vodního režimu na tunel, resp. na průzkumné šachty;
- aktualizování rozdělení teploty horninového masivu.

■ Uvažování možností geofyzikálního průzkumu před čelbou

J. Schön, Joanneum Research Forschungsgesellschaft mbH, Graz

R. Otto, 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Graz

Stanovený cíl průběžného průzkumu spočívá v poznání a minimalizování geologicko-geotechnického rizika pro ražbu.

■ Výzkum znovuzhodnocení (využití) rubaniny

P. Pichler, Schippingner & Partner, Graz

M. Kruse, Ernst Basler + Partner, Curych

■ Průzkumný tunel Leibenfeld úvahy k logistice stavby

W. Lehner & M. Köpf, Strabag AG – Direktion Tunnelbau

R. Gradnik, Berenard Ingenieure ZT GmbH

■ Průzkumný tunel Mitterpichling – ražba v silně proměnlivých geologických podmínkách při nízkém nadloží

B. Moritz, Geoconsult ZT GmbH, Salzburg

■ Průzkumný tunel Mitterpichling – odvodnění tunelu

G. Mauerhofer, BGG – Baugrunderkundung – Geomechanik – Geohydrologie

P. Sellner, 3G Gruppe Geotechnik Graz ZT GmbH, Graz

F. Kapfinger, Swietelsky Tunnelbau GmbH & Co KG

■ Průzkumná šachta Paierdorf – Hloubení štítem a ostění z tubinků

Vigl, Vigl Cosult ZT, Schruns

C. Schönlechner, Jäger Bau GmbH, Schruns

Na základě hydrogeologických podmínek, kdy kvartérní podzemní voda dosahuje do hloubky 30 m a tato voda nesmí přitékat do hloubené šachty, bylo v tendrové dokumentaci navrženo jako vodotěsné ostění z podzemních stěn. Podzemní stěny měly zasahovat cca 4 m do tercierních vrstev. Zbývajících 121 m hluboké šachty měla být vybudována hloubením a vystrojena ostěním ze stříkaného betonu. V návrhu bylo předpokládáno odvodnění respektive uvolnění tlaku podzemní vody před vlastním hloubením šachty pomocí gravitačních studen mimo vlastní šachtu.

Šachta byla nakonec realizována podle alternativního návrhu. Šachta byla hloubena pomocí štítu. Horní, vodonepropustná část šachty byla vystrojena sešroubovanými dílci (tubinky) s těsněnou spárou. A v oblasti předpokládaného stříkaného betonu s pouze sešroubovanými dílci.

ING. PETR SVOBODA, e-mail: svoboda@d2-consult.cz,

ING. MARTIN SRB, e-mail: srb@d2-consult.cz,

D2 CONSULT PRAGUE, s. r. o.

KONFERENCE ŽELEZNIČNÍ MOSTY A TUNELY

The design firm SUDOP Praha, a.s., České dráhy, a. s. (Czech Railways) and Správa železniční dopravní cesty a. s. (Administration of railway tracks) held the 11th traditional annual one-day conference at Olšanka congress centre in Prague on 19 Jan 2006. The conference was organised as a meeting of investors, designers, contractors and operators of tunnels and bridges existing within the network of Czech Railways.

The issues of tunnel structures were dealt with in 6 of the 25 papers read in the conference.

SUDOP Praha, a. s., organizace České dráhy, a. s., a SŽDC, a. s., v kongresovém centru Olšanka pořádaly 19. 1. 2006 už 11. ročník tradiční jednodenní konference jako setkání investorů, projektantů, stavitelů a správců.

Z 25 příspěvků bylo problematice tunelových staveb věnováno 6, které však úplně nedokumentovaly celou současnou situaci ve výstavbě a projekci železničních tunelů. Nicméně v převážné míře byly alespoň kvalitou rovnocenné přednesené mostové problematice.

Už na minulou konferenci byl věnován prostor složité geologické problematice **výstavby Třebonického tunelu** na úseku Třebonice – Rudoltice. Ing. Kresta SG-Geotechnika, a. s., ve svém příspěvku navázal na minulý, ve kterém se věnoval rizikovým faktorům. Příspěvek doplnil o výsledky z monitoringu na stavbě hlubokého zářezu. Ze závěru vyplynulo, že obavy z chování složitě zeminového prostředí se zatím neprojeví.

Způsob realizace jednotlivých úseků na této stavbě tunelu dokladoval ing. Šperger, Zakládání staveb, a. s. Vlastní tunel je v této variantě dlouhý 95 m, vybudovaný jako hloubený a v místě křížení se silnicí. Také velmi zajímavá byla výstavba v místě křížení s původním tunelem.

Z ražených tunelů na úseku Zábřeh – Krasikov byl prezentován **tunel Hněvkovský**. Pracovníci dodavatele Metrostav a. s. v příspěvku

prezentovali technologický postup zásad Nové rakouské tunelování metody při výstavbě tohoto 462 m dlouhého tunelu. Při stavbě bylo nutno překonat omezení z důvodu blízké obytné zástavby, přítomnosti silnice přímo nad portálem a také zvládnout náročnou koordinaci s výstavbou dvou mostních objektů, které přiléhaly těsně k hloubeným objektům tunelu. Zajímavé jsou popisky změn dokumentace, které si vyžádala realita stavby.

Rozhodně nejsledovanějším příspěvkem na konferenci byla přednáška pracovníků Metroprojektu Praha, a. s., s názvem **Tunely na novém Železničním spojení Praha – Beroun**, který bude součástí III. tranzitního železničního koridoru. Projektant zpracoval 6 variant řešení této vysokorychlostní trati. Po technicko-ekonomickém vyhodnocení se doporučuje pokračovat v přípravě varianty 3 s délkou trasy 27,5 km a tunelem dlouhým 24,3 km. Profil tunelu byl řešen také ve variantách s jednokolejnými tunely buď dle DB (300 km) o průměru 9,4 m, či úsporný švýcarský typ průměru 8,3 m, nebo dvoukolejný pro rychlost do 160 km/hod. o průměru 11,3 m.

Do tunelové problematiky bylo možno zařadit i další dva příspěvky.

Informace o skutečném stavu tunelového ostění je velmi důležitá jak z hlediska kvality, tak ekonomiky. Na ní se váže technologie laserového skenování, která byla náplní příspěvku ing. Kohouta z SG-Geotechniky. Během krátké doby mohou tak dostávat partneři výstavby informace o skutečném stavu měřených úseků s daty vysokého rozlišení.

Sanací netěsných spár betonových konstrukcí, jak mostních, tak i tunelových, se zabýval příspěvek ing. Grossmanna z MINOVA Bohemia, s. r. o. Sanační systém CarboCryl WV/Plus/CarboLan zaručuje trvanlivost systému, jehož předností je pružnost a mrazuvzdornost materiálů.

Hojně navštívená konference plní své záměry seznamovat partnery výstavby jak se skutečností z výstavby, tak i s perspektivou výstavby mostů a tunelů na tratích Českých drah. Organizace konference se stala tradicí.

ING. PETR VOZARIK,

e-mail: vozarik@metrostav.cz, METROSTAV a. s., divize 5

ŽIVOTNÍ JUBILEA / LIVE JUBILEE



K SEDEMDESIATINÁM ING. JAROSLAVA KAPUSTU

Jedno z významných miest v radoch tých, ktorí sa pričínili o rozvoj podzemného stavebníctva na Slovensku v druhej polovici 20. storočia, nepochybne patrí Ing. Jaroslavovi Kapustovi, ktorý sa 9. apríla 2006 dožil svojich sedemdesiatych narodenín. V plnom zdraví a so živým záujmom o všetko, čo k aktívnemu životu patrí, vykročil na cestu do ôsmeho decénia. Posun nastal iba v povinnostiach. Ráno sa už nemusí ponáhľať do práce a ísť do tvrdého súboja s každodennými pracovnými povinnosťami, ktoré mával ako generálny riaditeľ a predseda predstavenstva. Má už iné starosti a neťažá ho ťarcha zodpovednosti za osud veľkého podniku. Pripomeňme, že do dôchodku odišiel v roku 2004 a jeho poslednou pracovnou úlohou bola inkorporácia Banských stavieb do nadnárodného koncernu Skanska v presvedčení o tom, že na stavebnom trhu sa uplatnia iba veľké firmy.

To bolo posledné ohnivko v reťazi pracovných povinností, ktorá meria 44 rokov. Jej začiatok siaha do roku 1960, keď sa po ukončení štúdií na Stavebnej fakulte Slovenskej vysokej školy technickej v Bratislave rozhodol pre Banské stavby. S týmto podnikom bez prerušenia vystupoval po stupienkoch svojej pracovnej kariéry až po najvyššiu priečku. Absolvovaná škola v študijnom odbore Cesty a mosty ho predurčila do projektantských polôh. V projekčných činnostiach, technickej príprave výroby a vývoji nových technológií pôsobil najdlhšie.

ING. JAROSLAV KAPUSTA SEPTUAGENARIAN

One of outstanding positions among those who have contributed to the development of underground engineering in Slovakia in the second half of the 20th century undoubtedly belongs to Ing. Jaroslav Kapusta, who lived to see seventy on 9 April 2006. He has set off to the eighth decennary, in good health and filled with interest in everything that belongs to active life. The only shift he has experienced is the shift in the scope of his obligations. He does not have to hurry to the work to a hard fight with daily professional duties he used to have as a chief executive officer and chairman of the board. He has now different concerns and no more carries the load of responsibility for the destiny of a large company. Let us remind us that he retired in 2004 and the last working assignment of his was the incorporation of Banské Stavby into the multinational concern Skanska, being persuaded that only big companies can be competitive on the construction market.

This was the last link in the 44 years long chain of working duties. This chain begins in 1960, when he decided to enter Banské Stavby after graduating from the Slovakian Technical University in Bratislava, the Department of Civil Engineering. In this company, he stepped up the ladder of his career, up to the highest level. Owing to his study specialisation in roads and bridges, he was predestined to be involved in designing and similar activities.

His work in the field of design, production planning and development of new technologies was the main assignment of his. In terms of time, this cha-

V časovom vyjadrení táto kapitola trvala o niečo viac ako dve tretiny z celkovej doby zamestnania. Až po roku 1989 sa mu otvorili zo známych dôvodov dovtedy primknuté dvere k vyšším funkciám.

Tak či onak, toto obdobie bolo viazané na mladosť, a na mladosť sa vo všeobecnosti spomína z tej príjemnejšej stránky. Pracovne to boli roky naplnené zaujímavou prácou v odbore podzemného stavebníctva, najmä pre banský ťažobný priemysel. Stavby sa striedali jedna po druhej, a každá si vyžadovala čosi iné v stavebno-technickom riešení a v technológii. Pri známych bariérach importu sa pokrok musel často hľadať cestou vlastných riešení. Staršie ročníky si iste pamätajú, ako ťažko sa získavali devízy na dovoz novej techniky, ale aj to, ako ťažko sa bolo prepracovať k novej technike cestou vlastného vývoja. Jubilant sa v tomto smere zapísal mnohými inovatívnymi riešeniami najmä v konštrukcii hĺbiacich veží, racionalizácii zariadení staveniska, technológii betónových monolitických stavieb i výroby prefabrikovaných prvkov.

Jeho projektantsko-konštruktérsky rukopis sa dá najlepšie vystopovať na veľkých stavbách z tohto obdobia, ku ktorým nepochybne patrí na zelenej lúke postavená Baňa Cigel a nespočetné množstvo vyhlbených šácht vo všetkých slovenských ťažobných podnikoch, počnajúc magnezitovými, železorzudnými, medenorudnými baňami, baňami na ťažbu rúd farebných kovov a nerudných surovín, až po všetky slovenské uhoľné bane. Zvláštne miesto zaujala najväčšia podzemná inžinierska stavba, ktorou bola Prečerpávací vodná elektrárň Čierny Váh. Na tejto unikátnej stavbe sa nedalo pohnúť bez tvorivých prístupov. Najmä pri razení šikmých privádzačov v nehomogénnom horninovom prostredí s náročným systémom predrážky a následného rozšírenia na projektovaný prierez, ale aj spúšťania pancierových rúr, ich uloženia, obetónovania a zainjektovania.

Keď sa v roku 1996 prelomila bariéra záporného postoja k tunelovým stavbám (ktorý vládol na najvyšších rozhodovacích miestach, podporovaný aj zdola mnohými odborníkmi argumentmi založenými na nepodloženej obave, že Československo na to nemá), otvorila sa jubilantovi cesta k naplneniu sna ešte zo študentských čias, aby sa raz mohol stať osobným účastníkom stavby tunelov na Slovensku. Ten sen sa mu splnil na stavbe diaľničného tunela Branisko. V čase, keď sa tunel Branisko začal stavať, jubilant bol už predsedom predstavenstva, a keď sa stavba tunela končila, aj generálnym riaditeľom Banských stavieb. V týchto funkciách bol aj počas počiatočnej fázy výstavby tunela Sitina v Bratislave. Prerážku tunela Sitina už ale zažil ako emeritný tunelár.

V dôchodcovských rokoch sa jeho záujmy presunuli do iných oblastí, aj keď jeho kontakty s materskou spoločnosťou sú ešte stále živé. V terajšom top manažmente sú všetko jeho odchovanci, ktorí si ho vážili nielen vtedy, keď im šéfoval, ale aj teraz, keď im môže byť v kadečom dobrým radcom. Živý kontakt s mladšou nástupníckou generáciou podporujú aj aktivity občianskeho združenia Bespa Senior Klub, ktoré vzniklo na podnet jubilanta. Jeho pričinením klub naplnia okrem spoločenského poslania aj istú formu profesionálneho zapojenia bývalých zamestnancov v postproduktívnom veku v prospech firmy. Mnohé skúsenosti starších generácií v podzemnom stavebníctve sa dajú využiť aj v technicky pokročilejšej súčasnosti.

Radno spomenúť aj jeho dobrý vzťah k svojej alma mater, ktorou je Stavebná fakulta Slovenskej vysokej školy technickej v Bratislave. Tento vzťah bol čitateľný nielen podľa intenzity stykov a osobných vzťahov s akademickými funkcionármi, ale aj podľa sponzorskej podpory, ktorá sa dostala škole jeho pričinením. Podporu v osobe jubilanta mali aj odborné periodiká, ku ktorým patrí aj časopis Tunel.

Za zmienku stojí aj jeho zásluha na vytvorení tradície konferencií Podzemné stavebníctvo, usporiadaných v Prievidzi a Bojniciach s päťročnou periodicitou. Jedna z nich sa pripravuje aj na jeseň tohto roku. Jubilant bude jedným z jej čestných hostov.

Okruh ľudí, s ktorými prichádza do styku, môže s istotou potvrdiť, že jubilant je ešte stále v dobrej forme a nestratil nič zo svojich ľudských kvalít. Do ďalšej etapy, ktorej sa hovorí jeseň života, mu prajeme pevné zdravie a veľa potešení typických pre mužov, ktorí si zachovávajú aktivitu aj v seniorskom veku.

ING. JOZEF FRANKOVSKÝ

pter lasted a little longer than two thirds of his working life. It was as late as 1989 that the door to higher positions, which had been closed for well-known reasons for him till then, opened.

Anyway, this period was associated with his youth and more pleasant memories are generally remembered when the time of youth is discussed. Regarding his work, those years were filled with interesting tasks in the field of underground construction, mainly for the mining industry. The constructions changed in succession, each of them required something else in the design and technology. With the well-known barriers preventing import, progress had to be achieved through their own solutions. Older age groups certainly remember the difficulties in obtaining foreign currency for import of modern equipment, but also the difficulties in the process of obtaining new equipment through their own development. Jaroslav Kapusta distinguished himself by many innovative solutions, above all in the design of headframes, rationalisation of site facilities, technology of cast-in-situ concrete structures and production of precast elements.

His handwriting as of a designer can be best traced at large projects of that period with Mine Cigel developed on a greenfield site and countless number of shafts completed in all Slovakian mining companies, from magnesite, iron ore and cooper ore mines, non-ferrous metal and non-metallic raw material mines, up to all Slovakian coal mines. A special position was assigned to the largest underground engineering construction, the Čierny Váh pumped storage power scheme. This unique construction was not able to move ahead without creative attitudes. Creativity was necessary primarily during the excavation of inclined headrace tunnels driven through inhomogeneous rock environment using a demanding system of a pilot gallery and subsequent enlargement to the designed cross section or also lowering steel pipes, their installation, concrete backfill of the pipes and grouting to the annulus.

When the barrier of the negative attitude toward tunnel constructions (prevailing at the highest decision-making positions and supported even by many professionals from lower levels believing that tunnelling was beyond the capacity of Czechoslovakia), the path for Jaroslav Kapusta to seeing his student's dream of personally participating in tunnel construction in Slovakia come true, was open. This dream came true at the construction of the Branisko motorway tunnel. When the Branisko tunnel construction was starting, he already was chairman of the board, and when the construction was being finished he was general manager of Banské Stavby. He fulfilled those functions even in the starting phase of the Sitina tunnel construction in Bratislava. He saw the Sitina tunnel breakthrough as a tunneller emeritus.

In the years of retirement, his interest moved to other fields even though his contacts with his mother company have remained alive. The current top management consists of his followers who respected him when he was their boss and respect him even now when he can act as a wise man at various problems. The live contact with the younger successional generation is also supported by activities of a Bespa Senior Club civil association, which was founded on his own initiative. Owing to his effort, apart from its social role, the club allows also a certain form of professional involvement of former employees at the post-productive age to bring some profit to the company. Lot of experience gained by older generations in the field of underground construction can be exploited even in the technically more advanced present.

Also his good relationship with his Alma Mater, the Faculty of Civil Engineering at the Slovakian Technical University in Bratislava, is worth remembering. This relationship was measurable not only by the intensity of contacts and personal relationships with academic functionaries, but also by sponsoring contributions the school received owing to his endeavour. He also supported technical periodicals, Tunel magazine among them.

Also his credit for development of the tradition of the Underground Construction conferences held in Prievidza and Bojnice every five years is worth mentioning. One of them is being prepared for this autumn. He will be one of honorary guests.

The circle of people he was in contact with can confirm with certainty that he is still in good shape and has lost nothing of his human qualities. We wish him for the oncoming period, which is called the autumn of life, sound health and lots of pleasure typical for men who have kept their activity even till the senior age.

ING. JOZEF FRANKOVSKÝ

AKTUALITY Z PODZEMNÍCH STAVEB V ČESKÉ A SLOVENSKÉ REPUBLICĚ CURRENT NEWS FROM THE CZECH AND SLOVAK UNDERGROUND CONSTRUCTION

ČESKÁ REPUBLIKA (STAV K 20. 4. 2006)

Tunel Panenská

U hloubených tunelů se osazuje izolační fólie a připravuje se jejich zasypávání. V ražených tunelech pokračuje pokládka drenážních trub, sypaní vozovkových vrstev a pokládka šterbinových žlabů. Byly zahájeny práce na ochranných nátěrech definitivního ostění tunelových trub. Probíhá výstavba provozně-technologických objektů a přilehlých požárních nádrží.

Tunel Libouchec

U obou tunelových trub je dokončena betonáž definitivního ostění. V současné době jsou osazovány kabelovody. V levém (západním) tunelu zbývá dobetonovat 2x24 m kabelovodu v hloubené části a v pravém (východním) tunelu pak posledních 2x72 m kabelovodu. Levý tunel je připraven na pokládku šterkové vrstvy pod konstrukci vozovky.

Tunel Klimkovic

U tunelu A probíhá na dvou pracovištích profilace klenby primárního ostění. Provádí se odtěžování protiklenby od ostravského portálu. Je vybetonováno 10 pásů protiklenby a 7 pásů klenby. V tunelu B od ostravského portálu probíhá profilace primárního ostění klenby, osazuje se izolace a armatura protiklenby. V proudu bylo vybetonováno 8 sekcí protiklenby. Hloubený tunel B na brněnském portálu je vybetonován v délce 10 sekcí. Z tohoto portálu se zahájily práce na provádění protiklenby v raženém úseku této tunelové trouby.

Nové spojení – Vítkovské tunely

Na obou železničních Vítkovských tunelech jsou ražby v plném proudu. Jižní dvukolejný tunel je v kalotě vyražen v délce 1144 m a jádro je odtěženo v délce 1052 m. Zbývá vyrazit posledních 107 m kaloty. V době sepsání aktuálního stavu probíhá rozšiřování tunelu o výklenek pro napojení trakčního vedení. U severního tunelu je vyraženo 835 m kaloty a odtěženo jádro tunelu v délce 780 m.

Tunel Hněvkov II

Tunel Hněvkov II je stavebně dokončen. Osazují se prvky technologické vybavenosti uvnitř tunelu a probíhá osazování kolejí. Jednokolejný provoz by měl být zahájen k 19. 6. 2006. Obě koleje budou využívány dle předpokladu v druhé polovině září.

Tunel Valík

Definitivní ostění je kompletně vybetonováno v obou tunelech. Momentálně probíhá betonáž kabelovodu, provádí se kanalizace a vodovod a navází se podkladní vrstvy pod vozovku. Připravují se protiprašné nátěry klenby a reflexní nátěry boků tunelu. U pražského portálu jsou osazovány gabiony a u rozvadovského portálu se pro ně připravuje základová spára.

Tunel Březno

Z výjezdového portálu pokračuje ražba jednokolejného tunelu sekvenční metodou. K datu 20. 4. 2006 je vyraženo 390 m, zbývá vyrazit ještě 222 m. Vlastní ražení je zajišťováno v současnosti 16,5 m dlouhými dešťníky z 13 kusů mikropilot, které se obnovují vždy po 12 m tunelu. Čelba je jištěna krátkým zatěžovacím klínem a laminátovými kotvami. Na výjezdovém portálu probíhají práce na přezmáhání zavaleného úseku tunelu. Aktuálně je z této strany 22 m tunelu dokončeno uzavřeným tunelovým ostěním na celou projektovanou výšku. Za ním ve směru ražby je vyraženo 18 m kaloty a v předstihu se nad další devítimetrovou sekcí provádí mikropilotový dešťník.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz (ČTuK)

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

Tunel Sitina

Dokončovací stavební práce v tuneli Sitina (stavba Diaľnica D2 Lamačská cesta – Staré grunty v Bratislave) pokračovali aj

THE CZECH REPUBLIC (AS OF 20 APRIL 2006)

The Panenská Tunnel

The cut-and-cover tunnel structures are being provided with the waterproofing and backfilling is being prepared. Laying the drainage, placement of the road courses and installation of slot drainage ducts are continuing in the mined tunnels. Application of protective coating to the final lining of the tunnel tubes has started. The construction of technical services structures and adjacent firewater reservoirs is in progress.

The Libouchec Tunnel

The casting of the final concrete lining has been completed in both tunnel tubes. Currently cable ducts are being installed. Last 2x24m and 2x72m of the cable duct remain to be cast in the left (western) and right (eastern) tunnel tube respectively. The left tunnel tube is prepared for the placement of the gravel layer under the road structure.

The Klimkovic Tunnel

The shotcrete primary lining vault is being profiled at two workplaces in the tunnel tube A. The invert is being excavated from the Ostrava portal. Concrete casing of 10 blocks of the invert and 7 blocks of the vault has been completed. The shotcrete primary lining vault is being profiled, the waterproofing is being installed and reinforcement of the invert is being placed in the tunnel tube B from the Ostrava portal. The casting of 8 consecutive blocks of the invert is finished. The casting of the cut-and-cover tunnel B has been finished at the Brno portal within a length of 10 blocks. The work on the invert of the mined section of this tunnel tube has started from this portal.

The New Connection – the Vítkov tunnels

The excavation operations are in full swing in both Vítkov railway tunnels. The top heading excavation in the southern double-track tunnel is complete at a length of 1144m and the core excavation at a length of 1052m. The last 107m of the top heading remain to be excavated. The tunnel is being enlarged at the time of writing this description to create a niche for the catenary connection. Regarding the northern tunnel tube, 835m of the top heading is complete and 780m of the tunnel core was removed.

The Hněvkov II Tunnel

The structure of the Hněvkov II tunnel is complete; technical services and trackwork are being installed in the tunnel. The single-rail operation should start on 19.6.2006. Both rails will be in service as expected, i.e. in the second half of September.

The Valík Tunnel

The casting of the final lining is finished in both tubes. Currently the cable duct is being cast, sewerage and water pipeline are being laid and base road courses are being placed. Dustproof coating of the vault and retro-reflective coating of the tunnel sidewalls are being prepared. Gabions are being installed at the Prague portal and the foundation base for gabions is being prepared at the Rozvadov portal.

The Březno Tunnel

The excavation of the single-track tunnel is continuing from the exit portal using the sequential method. As of 20.4.2006, 390m of the tunnel excavation are finished; 222m remain to be excavated. The canopy tube pre-support consists of arrays of 13 pieces of 16.5m long tubes. The arrays are installed every 12m of the tunnel length. The face is supported by a short supporting rock wedge and GRP anchors. At the entrance portal, the collapsed tunnel section is being re-excavated. Currently a 22m length of the tunnel is complete, with the closed tunnel liner finished to the full height designed. Behind this section, in the direction of the excavation, 18m of top heading is complete and the canopy tube pre-support is being installed above the next 9m long section.

ING. PAVEL POLÁK, polak@metrostav.cz (CTuC)

THE SLOVAK REPUBLIC

The Sitina Tunnel

The finishing construction work on the Sitina tunnel (the D2 Motorway construction lot from Lamačská Cesta to Staré Grunty in Bratislava)

v priebehu prvých mesiacov roku 2006. Dodávateľ stavby Združenie Taisei – Skanska a jeho subdodávateľia realizovali nátery sekundárneho ostenia tunelových rúr, ukončovala sa betónová vozovka finálnou úpravou rezaných škár a začala sa montáž požiarneho vodovodu v tuneli. Hlavnou úlohou pre tento rok zostáva montáž technologického vybavenia, ktorú bude zabezpečovať Združenie Taisei – Eltodo. Uvedenie diaľničného úseku dĺžky 3,5 km, ktorého súčasťou je tunel Sitina, do prevádzky sa očakáva v prvej polovici roku 2007. Úsek Lamačská cesta – Staré grunty je posledným úsekom diaľničného obchvatu centra Bratislavy spájajúcim diaľnicu D2 v smere Brno, Česká republika a diaľnicu D1 v smere Žilina a Košice.

Tunel Bôrik

Najnáročnejší a najnákladnejší z troch úsekov stavby diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce na severe Slovenska má po dvoch neúspešných súťažiach konečne zhotoviteľa. Národná diaľničná spoločnosť, a. s., podpísala dňa 8. 3. 2006 zmluvu o dielo na výstavbu prvého úseku dĺžky 8 km, ktorého súčasťou je tunel Bôrik. Zhotoviteľom bude Združenie Inžinierske stavby, a. s., a Marti Contractors Ltd. (Švajčiarsko), pričom zhotoviteľom tunelových objektov bude spoločnosť Tubau, a. s., právny nástupca spoločnosti Váhovstava – Tunely a špeciálne zakladania, a. s. Stavebné práce by mali začať v apríli 2006, pričom čas výstavby je podľa zmluvy 36 mesiacov, teda do roku 2009. Zmluvná cena je 3,3 mld. Sk včítane DPH.

Trasa diaľnice vedená v blízkosti hranice Tatranského národného parku tvorí obchvat obcí Batizovce, Mengusovce a mesta Svit. Úsek začína za mimoúrovňovou križovatkou Mengusovce, kde sa diaľnica napája na v súčasnosti budovaný diaľničný úsek Važec – Mengusovce. Najdôležitejšou a stavebne najnáročnejšou súčasťou stavby je dvoj Rúrový tunel Bôrik s dĺžkou 999 m, ktorý bude razený v dolomitickom masive rovnomenného kopca.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
e-mail: frankovsky@terraprojekt.sk (STA)

continued in the initial months of 2006. The contractor, Taisei – Skanska joint venture, and the sub-contractors carried out the painting of the secondary lining of the tunnel tubes, finished the concrete pavement by final treatment of the cut joints and started to install the hydrant main in the tunnel. The main task for this year remains to be the installation of equipment by Taisei-Eltodo joint venture. The 3.5km long motorway section containing the Sitina tunnel is scheduled for the first half of 2007. The Lamačská Cesta – Staré Grunty section is the last section of the motorway bypass of the Bratislava centre, which connects the D2 motorway in the direction toward Brno, the Czech Republic, with the D1 motorway in the direction toward Žilina and Košice.

The Bôrik Tunnel

At long last, after two unsuccessful tenders, the most difficult and costliest of the three sections of the construction of the D1 motorway from Mengusovce to Jánovce in the north of Slovakia has its contractor selected. Národná diaľničná spoločnosť a.s. signed the contract for the first 8km long section of the D1 motorway on 8 Mar 2006. Združenie Inžinierske stavby, a.s. a Marti Contractors Ltd. (Switzerland) will be the contractor, whilst the contractor for the tunnel construction will be Tubau a.s, successor of Váhovstava – Tunely a špeciálne zakladania a.s. The construction operations should start at the beginning of April 2006; the contract provides 36 months for the works, i.e. until 2009. The contract price is of 3.3 billion SK including VAT.

The motorway route, which runs in the vicinity of the Tatra Mountains National Park, bypasses the villages of Batizovce, Mengusovce and the town of Svit. The section starts behind the Mengusovce grade separated intersection where the motorway joins the Važec – Mengusovce motorway section, which is currently under construction. The most important and, in terms of construction works, most difficult part of this section is the 999m long twin-tube Bôrik tunnel, which will be driven through a dolomite rock massif forming a hill of the same name.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ,
e-mail: frankovsky@terraprojekt.sk (STA)

ZPRAVODAJSTVÍ ČESKÉHO TUNELÁŘSKÉHO KOMITÉTU ITA/AITES CZECH TUNNELLING COMMITTEE ITA/AITES REPORTS

INFORMACE O STAVU PŘÍPRAVY ITA/AITES WTC 2007

Mr. G. Romancov, the Chairman of the Organising Committee, states that the WTC in Seoul has set a very high standard for perfect organisation and professional level. He is asking organisers of the WTC in Prague to learn the lesson from this fact. Above all, he points out the unusually high interest in publishing and reading professional papers: as of 15 May, the Scientific Council received 359 abstracts. The members of the Council will have to evaluate the papers which will be submitted by the authors by 30 September 2006 in a very short time and decide about their incorporation into the Proceedings or their verbal or poster presentation. No less important is also the preparation of the social part of the Congress. However, he is convinced that the Organisation Committee and the Scientific Council will perform both above-mentioned tasks successfully, so much the more because the Czech Republic and its capital, Prague, can offer the attendees lots of additional social and tourist experiences.

Uběhlo jen několik dní od návratu naší početné výpravy ze Soulu a hlavním tématem schůzek členů organizačního výboru a vědecké rady je vyhodnocování průběhu WTC2006. Celá řada účastníků vypracovala podrobné písemné zprávy s jediným cílem – převzít pokud možno co nejvíce kladných prvků a vyvarovat se všech nedostatků, které se, byť v nepatrné míře, přece jenom vyskytly. Je třeba konstatovat, že v našem dosavadním postupu přípravy nebyly shledány závažnější nedostatky a že by se mělo podařit úroveň WTC, jehož latku Korejci nastavili pořádně vysoko, v Praze nejen zachovat, ale ještě ji pozvednout. Máme velkou šanci.

To se ovšem neobejde bez maximálního nasazení všech, kteří se na organizaci podílejí a ještě podílet budou. Jsou jasné vyprofilované dvě základní linie, s nimiž úspěch kongresu stojí a padá, a to odborná a společenská. A je to právě odborná část, jejíž zajištění spočívá plně a výhradně na členech ČTuK. Počet přihlášených abstraktů je úctyhodný – k 15. květnu dosáhl již čísla 359 a do 20. května, kdy vědecká

rada rozhodla o definitivním uzavření přihlášek, se pravděpodobně ještě zvýší. Neodvolatelná uzávěrka došlých příspěvků je 30. září. Neodvolatelná proto, že je to termín uvedený ve smlouvě s nakladatelstvím Balkema, kterému ČTuK musí předat všechny podklady pro vytištění sborníku. I za předpokladu, že několik desítek autorů, kteří poslali abstrakty, nakonec příspěvky nepošle, je jisté, že členové vědecké rady budou muset během této krátké doby (včetně prázdninových měsíců!) přečíst, vyhodnotit a případně upravit 200 – 300 odborných článků. Na jedné straně můžeme být spokojeni se zájmem, který WTC 2007 v odborných kruzích vyvolal (i ty největší předcházející kongresy nikdy neměly více než 300 příspěvků, zpravidla však jen mezi 100 – 200), na straně druhé je to pro nás nesmírně zavazující. Práce, kterou budeme muset vykonat, je gigantická.

Společenské a organizační zajištění kongresu musí jednak navázat na část odbornou, jednak zajistit dostatečně širokou nadstavbu k tomu, aby se účastníci cítili příjemně a z Prahy odjížděli s pocitem, že po odborné stránce účast nebyla ztrátou času, a současně chtěli znovu navštívit město a zemi, která jim ukázala, že za to stojí. Pracovníci dvou agentur (Bonus a Garant), které mají s pořádáním obdobných akcí mnohaleté zkušenosti, jsou pro ČTuK dostatečnou zárukou úspěchu i v této oblasti.

Přávně očekáváme, že WTC v Praze bude po stránce účasti ne-li rekordní, tedy alespoň nadprůměrná, poněvadž projevený zájem ze strany všech členů ITA tomu jednoznačně nasvědčuje. Pokud se tyto předpoklady naplní, bude náš kongres úspěšný po všech stránkách včetně finanční. Teď jde hlavně o to, abychom laxním přístupem k přípravě, a to především k potenciálním účastníkům a zájemcům o zveřejnění příspěvků, tuto šanci nepromarnili.

ING. GEORGIJ ROMANCOV, CSc.
předseda Organizačního výboru WTC 2006,
e-mail: romancov@metroprojekt.cz