

tunnel

č. 2
2005

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





Vážení kolegové, čtenáři našeho časopisu,

Jsem velice rád, že jsem dostal poprvé možnost na stránkách tohoto časopisu krátce oslovit odbornou veřejnost. Chtěl bych se dotknout čtyř témat, o kterých si myslím, že stojí za zmínku.

V první řadě bych chtěl připomenout část z historie firmy Ingstav Brno. Myslím si, že je docela správné, právě na tomto fóru, připomenout některé skutečnosti z historie firmy. Jestli se nějaká společnost v ČR může považovat za průkopníka bezvýkopových technologií, tak je to právě Ingstav Brno, a to bez jakékoli zbytečné adorace dřívějších budovatelských úspěchů. U firmy Ingstav Brno, n. p., a později u závodu specializovaných prací č. 16, nebyly tunelářské, resp. bezvýkopové technologie pouhou doplňkovou technologií, ale nosnou částí výrobního programu spojenou i s intenzivním technickým vývojem. Rozvoj technologie štítování a protlačování byl po celou dobu nedílnou součástí technické politiky Ingstavu. Technologie štítování a protlačování byla rozvinuta v nejrůznějších modifikacích, nejenom teoreticky, ale s širokým uplatněním při výstavbě kanalizačních sběračů či vodovodních nebo teplovodních kolektorů.

Ingstav Brno se ve svém výrobním programu vždy pohyboval na rozhraní mezi technologiemi nyní označovanými jako mikrotunelování, reprezentované dnešní Českou společností pro bezvýkopové technologie, a klasickými tunelářskými technologiemi pod záštitou Českého tunelářského komitétu. A do dnešní doby jsem rád, že vliv ITA/AITES jednoznačně převažoval. V současné době, po jisté diskontinuitě v historii firmy, je Ingstav Brno vpenou součástí největší ryze české stavební společnosti TCHAS.

Druhé téma mě napadlo při psaní kapitoly o historii štítování v článku, který je uveden v tomto čísle časopisu. Příliš často jsem se zmiňoval o existenci někdejšího vědeckovýzkumného závodu při retrospektivě tunelářských technologií bývalého Ingstavu. Jak bylo kdysi snadné při nabídkových řízeních snižovat ceny s odůvodněním, že platné ceníky ÚRS jsou historicky od dob výstavby metra silně nadsazené. Začátkem devadesátých let firmy dosahovaly solidních zisků, které ve valné míře nebyly reinvestovány, a naopak koncem devadesátých let nebyl problém v rámci veřejných obchodních soutěží vyhrávat zakázky s koeficientem 0,65 ceny dle ÚRS. Při pohledu na dnešní úroveň strojního vybavení stavebních firm jsou výsledky této cenové politiky tristní. O možnosti zdokonalovat strojní vybavení vlastními kapacitami nelze už vůbec mluvit. Doposud je mi záhadou, že ke stejným situacím ohledně účelového podhodnocení ceny zakázek dochází i v těchto, pro stavební výrobu, mimořádně příznivých letech.

Ve třetí části úvodního slova bych chtěl vyzvat, aby firmy sdružené v Českém tunelářském komitétu dokázaly, i přes někdy ostrý konkurenční boj, spolu dobře komunikovat a společně se snažily vytvářet prostor, aby se na stolech projektantů rodily projekty využívající v co největší míře našich bezvýkopových a tunelářských technologií. Protože, nedělejme si iluze, lobby firem využívajících klasické metody výstavby je velice silná a snaží se podíl našich specializovaných prací v projektech minimalizovat. Důvodem je samozřejmě získání lepších výchozích pozic při získávání veřejných zakázek spolu s tvrzeními, že tunely a štoly cenu díla jenom prodražují. Naši společnou povinnost je nabízet investorům taková technická a technologická řešení, která vyvrátí tato tvrzení a pomohou přivádět na svět další projekty využívající naše společné technologie. Je zřejmé, že se jedná o nikdy nekončící proces, který nikdy nebude mít konečného vítěze. Dále bych chtěl vyzvat naše firmy k větší velkorysosti při vlastním úspěchu v obchodních soutěžích a k tomu, aby nenaplnily římské úsloví „běda poraženým“ a nesnažily se zadávat případné subdodávky za ponižujících podmínek. Snaha o „zadupání konkurence do země“ je negativní a ve svém důsledku kontraproduktivní činnost a časem se vrací ve chvíli, kdy to nejméně čekáme.

Nechtěl bych, aby výše uvedená slova sváděla k dojmům, že autor úvodníku má nad hlavou svatozář a moralizuje vůči svému okolí. Naopak, sám se často na podobných situacích podílí. Nicméně má za to, že to není cesta správným směrem. Rovněž je třeba chápat některé vyslovené názory jako pohled z úhlu stavební firmy střední velikosti.

V závěrečném čtvrtém tématu bych chtěl vzpomenout na svoje členství v redakční radě tohoto časopisu. V roce 1994, kdy jsem měl možnost se do jejich řad dostat, jsem byl bezkonkurenčně jejím nejmladším členem. A mezi ty mladší patřím i nadále. S odstupem času si považuji za velkou čest, že jsem měl možnost s bývalými i nyníjšími členy redakční rady tohoto časopisu spolupracovat. Pravidelné setkávání s mými kolegy mě velmi obohatilo nejenom po technické a odborné stránce, ale i po stránce lidské. A za to bych jim všem chtěl co nejuppřímněji poděkovat.

Dear colleagues and readers of our magazine,

I am very glad that for the first time I have been given the opportunity to briefly address the professional community by means of this magazine. I would like to discuss four topics which I believe are worth mentioning.

First of all I have several remarks about parts of the history of Ingstav Brno. I think this is a quite appropriate platform to reminisce some facts about the company history. If there is some company in the Czech Republic that can be considered a pioneer in trenchless technologies, then it is definitely Ingstav Brno, and that is meant without needless adoration of former construction accomplishments. For Ingstav Brno n.p. (public corporation) and later Division of Specialized Works no. 16, tunnelling or trenchless technologies were no mere supplement, but rather a main part of the production program, including intense research and development. Promotion of the shield tunnelling and pipe jacking technologies was all throughout the time an integral part of the technical policy of Ingstav. The technologies of shield tunnelling and pipe jacking were developed in various modifications, not only theoretically, but also with a wide range of applications during constructions of sewer or water and hot-water collectors.

Ingstav Brno with its production program always balanced between the technologies now referred to as "microtunnelling", represented by the existing "Czech association for trenchless technologies", and conventional tunnelling technologies under patronage of the "Czech Tunnelling Committee". I am glad that the influence of ITA/AITES considerably dominates until present day. Currently, following a certain period of discontinuity in the company history, Ingstav Brno is a solid integral part of the largest genuinely Czech construction company TCHAS.

I stumbled upon the second topic when writing the chapter on shield driving in the article published in this issue. Far too often did I mention the existence of the former research and development division when recollecting the tunnelling technologies of former Ingstav. How simple it used to be to lower the public tender prices with reasoning that existing tariffs developed by the ÚRS are highly overpriced ever since the subway was being constructed. By the beginning of the nineties, companies reaped solid profits, which have been mainly not reinvested. By the end of the nineties, it was not uncommon to win a public tender with a price coefficient of 0.65 of the ÚRS tender price. Considering the existing level of mechanical equipment of construction companies, the results of such pricing policy proved quite poor. Possibility to upgrade mechanical equipment using own capacities is virtually out of question. I consider it rather a mystery that the same plight of intentionally undervalued tender prices occurs even in these years, which are extraordinarily favorable for the construction industry.

In the third part of this foreword, I would like to call upon the companies associated in the Czech Tunnelling Committee to learn to communicate properly, despite fierce competition, and thus to create an environment for new projects to be designed that would make as much use of our trenchless and tunnelling technologies as possible. Let us not resort to wishful thinking; there is a strong lobby for the companies using conventional methods of construction, which strives to minimize the role of our specialized works in projects. The simple reason is obviously to gain better starting positions when competing for public tenders along with the statement that tunnels and galleries only increase the cost of works. It is our common duty to offer the investors such technical and technological solutions that would refute such statements and help to spawn more projects applying our common technologies. This is obviously a never-ending process that will not have its ultimate winner. I would further like to call upon our companies to show greater generosity in their public tender successes and not to fulfill to old Roman idiom "no mercy for losers" by issuing eventual subcontracts under very degrading conditions. The attempt to "totally squash competition" is a negative and in the end counterproductive activity that ultimately strikes back when we expect it the least.

I would not like these words to give an impression that the author of this foreword has a patent for truth and moralizes his peers. Quite the contrary, he himself often takes part in these affairs. Nonetheless, he feels this is not the right way to do it. At the same time, it is important to view some of those opinions expressed in the context of a middle-sized construction company.

In the final fourth topic I would like to remember my membership in the editorial board of this magazine. In 1994, when I became its member, I was by far its youngest one. And that I am still. In the course of time I consider it a great honor to be able to cooperate with both former and current members of this magazine's editorial board. Regular meetings with my colleagues have enriched me not only as a professional, but also a person. And for that I would most sincerely like to thank all of them.

Ing. Igor Fryč
generální ředitel Ingstav Brno, a. s.
General Manager of Ingstav Brno, a. s.

TECHNOLOGIE ŠTÍTOVÁNÍ POMOCÍ PLNĚ MECHANIZOVANÉHO ŠTÍTU TAUBER SHIELD DRIVING TECHNOLOGY USING THE TAUBER TUNNEL DIGGING MACHINE

IGOR FRYČ

HISTORIE TECHNOLOGIE ŠTÍTOVÁNÍ U SPOLEČNOSTI INGSTAV BRNO

Dlouhodobá i krátkodobá historie firmy Ingstav Brno byla nedílně spjata s rozvojem speciálních technologií, které se v dnešní době skrývají pod všeobjímajícím názvem „bezvýkopové technologie“. Pojem mikrotunelování byl před 15 lety ještě zcela neznámý. Spektrum prováděných bezvýkopových prací bylo velmi široké a zahrnovalo klasické štolování, protlačování a nověji pak horizontální řízené vrtání. Jednoznačně nejvýznamnější místo v nabídce Ingstavu však představovalo štítování, které tvořilo nosný výrobní program a masivně se využívalo na stavbách zejména na Moravě a na Slovensku.

Prvním impulzem pro rozvoj bezvýkopových technologií bylo importování dvou razicích štítů profilu DN 2000 mm z bývalého SSSR, a to v roce 1962. Byla to ideově jednoduchá zařízení prostá veškeré mechanizace s výjimkou tlačných agregátů (pístnic) po obvodu štítu. Obezdvíka sestávala z malých šestibokých tvárnic z prostého betonu s velkým množstvím spár. Tehdy vznikaly první manuály (technologické předpisy) pro ražbu nemechanizovanými razicími štíty. Přestože se pro tyto štíty nabízelo hojné využití, brzy se ukázalo, že kvalitativně nespĺňovaly požadavky budoucích uživatelů. Časem se zpřísnila požadavky na vodotěsnost štol, a proto bylo v letech 1974 – 1976 v rámci bývalého VVZ Ingstavu Brno vyvinuto nové ostění ze železobetonových segmentů. Jednalo se o kónické segmenty (6 ks na jeden prstenec), které byly vybaveny spojem na péro a polodrážku. Štíty byly tehdy dále vybaveny nově vyvinutými erektoři, kladečskými vozíky či hydraulickým sklopným pažením čelby.

Vývoj pokračoval i v osmdesátých letech, kdy vznikaly první razicí štítovací komplexy (RŠK) v profilech DN 2560 a 3050 mm. Započalo se i s vývojem štítu profilu DN 3600 mm. RŠK již byly vybaveny pákovými erektoři, těžebními zařízeními v čelbě, hydrogenerátory ve štítě, transportéry rubaniny z gumových pásů. Vodrovinná doprava byla řešena akulokomotivami. Produktivita práce se razantně zvyšovala a nově vybavené štíty dosahovaly měsíčních výkonů v rozmezí 100 – 120 bm na rozdíl od starých nemechanizovaných typů, kde se průměrný výkon pohyboval kolem 50 – 60 bm měsíčně.

Naopak neúspěchem skončil pokus o vývoj frézy na výložníku pro rozpojování skalních hornin vyšších tříd těžitelnosti.

Pozitivním kvalitativním vývojem prošla rovněž úprava definitivního ostění, resp. sekundárního ostění kanalizačního sběrače pomocí keramických a sklolaminátových segmentů.

V roce 1986 již Ingstav disponoval 29 ks razicích štítů, které v průměru rok co rok vyrazily 6,5 km štol po celém území tehdejšího Československa.

U bývalého závodu specializovaných prací č. 16, pozdějšího nositele názvu Ingstav Brno (v rámci delimitace z roku 1991), byly také rozvíjeny technologie protlačování železobetonových trub v profilech DN 1200, 1700 a 2200 mm, rovněž vyvinuté a postupně zdokonalované bývalým vědeckovýzkumným závodem (VVZ). Pro protlaky byly vyvinuty říditelné předštítky, které umožňovaly relativně přesně provádět protlaky na vzdálenost 60 m.

Novátorsky byla zkombinována technologie protlačování a štítování, kdy upravený razicí štít nahradil klasický předštítka a zabezpečil

HISTORY OF THE SHIELD DRIVING TECHNOLOGY IN INGSTAV BRNO

The long-term and short-term history of the company Ingstav Brno has been inseparably connected with the development of the special technologies that are today covered by a common term “trenchless technologies”. The term “microtunnelling” was totally unknown 15 years ago. The variety of the trenchless work was very wide. It comprised conventional tunnel driving, jacking and later also horizontal directional drilling. Regarding Ingstav's offer, the most important technology was shield driving. It formed the main programme, and was widely utilised, primarily on construction sites in Moravia and Slovakia.

The first impulse for the development of trenchless technologies was the import of two driving shields DN 2000 mm from the USSR in 1962. This equipment was very simple, without any mechanisation excepting hydraulic thrust cylinders around the circumference of the shield. The tunnel lining consisted of small hexagonal blocks made of unreinforced concrete, with lots of joints. This was the time when the first manuals (specifications) for excavation with non-mechanised shields originated. Despite the fact that opportunities to utilise those shields were abundant, it was soon proven that they did not meet qualitative requirements of the future users. In the course of time requirements for watertight properties of tunnels became more stringent; therefore a new lining system consisting of reinforced concrete segments was developed in the former VVZ Ingstav Brno (scientific research) plant. The segments were conical (6 pieces in one ring), with tongue and half-groove joints. The shields were equipped with newly developed segment erectors, installation cars or hydraulic collapsible face sheeting.

The development continued also in the eighties, when the first driving shield complexes (DSCs) originated, with profiles DN 2560 and 3050 mm. Also the development of a DN 3600 mm DSC started. The DSCs were already equipped with lever-type erectors, excavation mechanisms at the face, hydrogenerators in the shield, and rubber belt conveyors. Horizontal transportation was solved by battery-operated locomotives. Work productivity increased significantly, and the newly equipped shields reached monthly advances within 100 – 120 m, as opposed to the old non-mechanised types with an average advance rate varying from 50 to 60 m per month.

On the other hand, an attempt to develop a cutter boom machine for breaking rock of higher excavation classes failed.

Another instance of the positive qualitative development was the final lining of sewers with ceramic and glassfibre reinforced plastic segments.

In 1986, Ingstav already owned 29 driving shields, which performed in average an excavation of 6.5 km of tunnels in the then Czechoslovakia every year.

The former specialised operations plant No. 16, later called Ingstav Brno (in the framework of a delimitation in 1991), also developed technologies for the jacking of reinforced concrete pipes with profiles DN 1200, 1700 and 2200 mm, which were also developed and gradually improved by the former scientific-research plant (VVZ). Steerable pre-shields were developed for the pipe jacking purposes, which allowed relatively precise jacking up to a distance of 60 m.

lepší řízení protlaku. Délky protlačovaných úseků se zvýšily na 100 bm. V případě, že již nebylo možné pokračovat v protlačování, mohl razicí štít pokračovat za pomoci segmentového ostění. Poslední razicí štít RŠK byl vyroben v roce 1992.

Bohužel vlivem delimitací a privatizace došlo k zániku již dříve zmiňovaného vědecko-výzkumného závodu, a tím k zastavení jakéhokoliv dalšího vývoje. To způsobilo problémy v aplikaci nových technologií a projevilo se stagnací technologie štítování, která tak přestala splňovat současná přísná kritéria na jakost výroby.

SOUDOBÉ POSTAVENÍ ŠTÍTOVÁNÍ U SPOLEČNOSTI INGSTAV BRNO

Po politováníhodné odmlce v historii firmy se snaží v současné době Ingstav Brno, jako součást největší ryze české stavební společnosti TCHAS, na předešlé působení a tradici technologie štítování navázat.

Možnost vlastního vývoje razicích nebo mikrotunelářských zařízení se stala uzavřenou kapitolou. Společnost nedisponuje takovými zdroji, aby si mohla dovolit nastartovat vznik samostatného vývojového oddělení. Navíc návratnost takto vynaložených prostředků nemůže být nijak zaručena a výsledek vývoje by mohl být diskutabilní vzhledem k nedostatku kvalifikovaných a znalých strojních inženýrů. Proto jsme dospěli k závěru, že není a nebude vhodné jít cestou vynalézání vynalezeného a šli cestou zahraniční kooperace.

Ingstav Brno přistoupil k úzké obchodní spolupráci s německým partnerem, firmou TAUBER, která dosáhla značného pokroku ve vývoji obdobných razicích štítů a dovedla jejich technické vybavení na velmi vysokou úroveň, která splňuje kvalitativní požadavky současných investorů. Technický popis štítu bude uveden níže.

SOUČASNÁ TECHNICKÁ A TECHNOLOGICKÁ ÚROVEŇ ŠTÍTOVÁNÍ

Razicí štíty

Oproti vývoji, který byl popsán výše, nedoznaly současné razicí štíty žádných konstrukčních vylepšení nebo změn. Naopak lze říci, že díky absenci strojních odborníků, kteří buď odešli do důchodu, nebo si našli lukrativnější zaměstnání, jde vývoj opačným směrem. Původní strojní zařízení nemá kdo opravit, a proto jsou často demontována. Staré štíty jsou používány na náhradní díly nebo se odvázejí jako šrot.

Na čelbách převažuje manuální práce, což vzhledem k zatím relativně nízké ceně lidské práce může být dočasně ekonomicky výhodné. Tento stav však dlouho trvat nemůže.

OSTĚNÍ ŠTÍTOVANÝCH ŠTOL

U současného systému ostění štítovaných štol je zajištění dokonalé vodotěsnosti naprostou iluzí. I dílčí vylepšení (nové technologicky odlišné formy pro výrobu segmentů) znamenají pouze lepší pohledovost segmentů, ale uceleně vůbec neřeší problém vodotěsnosti.

V důsledku tohoto nedostatku se pak přistupovalo a nadále přistupuje k ustálené praxi, která spočívá v nákladném vystrojování štítovaných štol sklolaminátovým nebo jiným potrubím za současného vyplnění vzniknuvšího mezikruží popílkocementovou směsí. Technicky lze tento postup označit za správný a takto budované dílo zabezpečuje dlouhodobou životnost.

Segmentové ostění štoly pak opravdu plní pouze funkci dočasného primárního ostění, které má zabezpečit statickou funkci po dobu výstavby. V tomto světle se pak jeví požadavky na tvarovou přesnost a pohledovost ostění jako zbytečné a neopodstatněné. Bohužel si tento fakt, z důvodu absolutního nepochopení problematiky, neuvědomují někteří účastníci výstavby a setrvávají na pozici, že segmentové ostění musí splňovat požadavky na pohledovost betonu, bezpodmínečnou tvarovou přesnost a ovalitu. Kdybychom se ztožnili s těmito názory, pak by bylo možné také zpochybňovat kvalitu důlní výztuže (Heitzmany, pažnice Union), protože je rezavá.

Závěrem této kapitoly by autor článku chtěl připomenout, že asi před 5 lety na stránkách tohoto časopisu publikoval článek, který v jedné kapitole doporučoval a předvídal skvělou budoucnost

The jacking technology was combined with the shield driving in an innovative manner; a modified driving shield replaced the conventional pre-shield, and allowed better steering of the pipejack. The lengths of the jacked sections grew to 100 m. In the case that the pipe jacking could not continue, the driving shield could continue using segmental lining. The last driving shield DSC was produced in 1992.

Unfortunately, the above-mentioned scientific-research plant was abolished due to delimitations and privatisation; therefore all further development was suspended. The result was the inability to apply new technologies properly and the suspension of further improving the shield driving technology, which ceased to meet the current stringent production quality criteria.

CONTEMPORARY POSITION OF SHIELD DRIVING IN INGSTAV BRNO

Ingstav Brno, after a regrettable pause in company's history, as part of the largest purely Czech construction company TCHAS, is trying to continue the previous activities and tradition of the shield driving technology.

The possibility of its own development of driving and microtunnelling equipment has become a closed story. The company does not have such sources that would allow it to establish an independent development department. In addition, the return on such an investment cannot be guaranteed, and the development result could be disputable owing to the lack of competent and knowledgeable mechanical engineers. Therefore we have arrived at a conclusion that it is not and will not be suitable for us to invent already invented things, and decided to utilise foreign co-operation.

Ingstav Brno has established close business co-operation with a German partner, the TAUBER company, which has made significant progress in the development of similar driving shields, and brought their equipment to very high technical level that meets qualitative requirements of today's investors. The technical description of the Tauber's tunnel digging machine can be found below.

CONTEMPORARY TECHNICAL AND TECHNOLOGICAL LEVEL OF SHIELD DRIVING

Driving shields

Compared with the above-mentioned development, current driving shields have not been affected by any structural improvement or change. In fact, we can say that the development is heading the opposite direction due to the absence of mechanical engineering professionals, who have either retired or found more lucrative jobs. There is nobody available to repair the original equipment, and therefore it must be frequently disassembled. Old shields are used as a source of spare parts or they are disposed of in scrap-yards.

Manual work prevails at headings, which can be temporarily economically advantageous owing to the relatively low cost of labour. This condition, however, cannot last long.



Obr. 1 Razicí štítovací komplex TAUBER

Fig. 1 The TAUBER tunnel digging machine



Obr. 2 Zařízení pro rozpojování zemin a hornin třídy těžitelnosti 2 – 5
Fig. 2 Ground disintegration equipment for excavation classes 2 – 5

výrobě železobetonových segmentů za pomoci drátkobetonů. Na stejném místě, po vlastních zkušenostech a zkušenostech jiných, autor prohlašuje, že se jednalo o omyl a slovy klasika konstatuje, že „tudy cesta nevede“.

MECHANIZOVANÝ ŠTÍT FIRMY TAUBER Popis strojního zařízení

Firma TAUBER disponuje razicími štíty v profilové řadě DN 1000, 1300, 1500, 1600, 2000 a 3000 mm, kdy hodnota DN neznámá profil vlastního štítu, ale vnitřní profil segmentového ostění. V České republice byl zatím vždy nasazen štít v profilu DN 2000 mm.

Fungování štítů TAUBER je principiálně zcela shodné s typovou řadou štítů Ingstav (obr. 1) a i z tohoto důvodu se navázání spolupráce jeví jako oboustranně výhodné, protože personál obou firem disponuje obdobnými zkušenostmi. Posádku štítu tvoří pět pracovníků. Hlavní operátor ovládající štít z kokpitu umístěného bezprostředně u těžního zařízení, jeho zástupce obsluhující lokomotivu, dva pracovníci pro obslužný provoz v podzemí i na povrchu a jeřábník.

Rozpojování horniny v čelbě štítu zabezpečuje bagr na výložníku, který může být v případě potřeby (výskyt skalních hornin) nahrazen sbíjecím kladivem (obr. 2 a 3). Pomocí bagru se rozpojená zemina dostane na sklopný pásový dopravník a do těžní bedny umístěné na speciální lokomotivě s akumulátorovým pohonem. Velmi důležitým momentem je rozměr těžní bedny, jejíž objem představuje polovinu



Obr. 4 Lokomotiva a speciální vůz pro přepravu železobetonových segmentů a jejich montáž ve štolě
Fig. 4 The locomotive and RC segment transport and installation car



Obr. 3 Kladivo na výložníku pro rozpojování skalních hornin třídy těžitelnosti 6 – 7
Fig. 3 The impact breaker disintegrating rock within excavation classes 6 – 7

LINING OF SHIELD DRIVEN TUNNELS

Perfect waterproofing is an absolute illusion for the existing system of lining of shield driven tunnels. Even partial improvements (new, technologically different segment moulds) mean only improved visual perfection of the lining segments, but they do not solve the problem of waterproofing comprehensively.

As a result of this failure, a common practice has been adopted, costly glassfibre reinforced plastic or other pipes drawn into the shield driven tunnels, with the originated annulus filled with a cinder-cement mixture. In technical terms, this procedure can be considered as correct, and the structure built by this method is guaranteed a long life. The segmental lining of the tunnel acts as temporary primary lining only, whose task is to secure the structural function during the construction. In this light, requirements for geometrical accuracy and visual perfection of the lining are unnecessary and unjustified. Unfortunately, some parties of the construction process do not realise this fact because of an absolute lack of understanding of the problem. They insist that segmental lining must meet requirements for visual perfection of concrete and unconditional geometrical accuracy and ovality. Should we agree with those opinions, then the quality of colliery support (Heintzmann steel sets, UNION sheet-piles) could be cast doubt upon because of being rusty.

To conclude this paragraph, the author of this paper would like to note that about 5 years ago he published an article in this magazine that in one paragraph recommended and envisaged promising future of utilisation of steel fibre reinforcement in the production of precast concrete segments. At the same time, gathering it from his own and others' experience, the author states that it was a mistake and that this is not the proper way.

TAUBER'S TUNNEL DIGGING MACHINE Equipment description

The TAUBER company owns tunnel digging machines (TDMs) at a profile range of DN 1000, 1300, 1500, 1600, 2000 and 3000 mm, where the DN value does not mean the profile of the shield proper, but the internal diameter of the segmental lining. Only the DN 2000 mm TDM has been used in the Czech Republic.

The operation of the TAUBER TDMs is in principle identical with the production range of Ingstav's shields (see Fig. 1). This was another reason why the idea of establishing co-operation looked mutually advantageous because personnel of the two companies have similar experiences. The TDM operating crew consists of 5 persons; the main operator controlling the machine from the cockpit found immediately next to the excavator arm, his assistant operating the locomotive, two workers for operation services in the underground and on the surface, and one crane operator.



Obr. 5 Ostění štoly budované pomocí mechanizovaného štítu
Fig. 5 The gallery lining installed by the TDM

výrubu nutného pro osazení jednoho prstence primárního ostění. Jinými slovy, dvě jízdy s těžní bednou tvoří spolu s dopravou segmentů do štoly a jejich montáží ostění jeden pracovní cyklus.

Posun vlastního štítu zabezpečuje hydraulický agregát pomocí ocelového prstence spojeného se soustavou čtyř mohutných pístnic. Kromě posunu samozřejmě tento agregát umožňuje přesné směrové a výškové řízení štítu. Štít za sebou táhne koleje pro zajištění vodorovné dopravy ve štole, které svým tvarem kopírují ostění štítu a uvnitř těchto kolejnic jsou umístěna veškerá vedení (hydraulické hadice, hadice pro dopravu směsi kačírku a kabely elektroinstalace).

Svislou dopravu zajišťuje dvoulanový jeřáb, který umožňuje manipulaci s těžní bednou bez jakékoli nutnosti její obsluhy posádkou štítu. Pomocí jeřábu se pak spouští speciální vozík na dopravu železobetonových segmentů, který je naložen ještě na povrchu. Vozík má vlastní dopravník na posun jednotlivých segmentů a slouží zároveň pro jejich osazení ve štole (obr. 4).

Dalším technologicky důležitým prvkem je kontinuální vyplňování (zafoukávání) prostoru mezi ostěním štoly a zeminovým prostředím tříděnou frakcí štěrku (tzv. kačírka) tak, aby nedošlo k poklesům nadloží. Proces zafoukávání si řídí operátor, přímo z čelby štítu ovládá čerpadlo, které je spolu se sílem umístěné na povrchu. Vrstva kačírky se dostává za ostění ještě pod ochranou pláště štítu, a to po celém obvodu štítované štoly. Vrstva má tloušťku cca 6–8 cm, což odpovídá rozdílu mezi vnitřním profilem ocelového pláště štítu a vnějším průměrem ostění. Během ražby splňuje vrstva kačírky i drenážní funkci, tj. stahuje veškeré spodní vody mimo vlastní prostor štoly. Samozřejmě s výjimkou vydatných přítoků spodní vody do čelby, které se stahují pomocí čerpadla umístěného přímo ve spodku štítu. Po ukončení ražby dílčích úseků se tato vrstva kačírky zainjektuje jílocementovou výplňovou směsí.

PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ ŠTOLY A ZAJIŠTĚNÍ JEHO VODOTĚSNOSTI

Železobetonové ostění, které používají štít TAUBER, má vynikající tvarovou přesnost. Železobetonové segmenty jsou vyráběny ve speciálních formách, kdy v jedné formě jsou vyrobeny přímo tři segmenty, které jsou pak na stavbě společně zabudovány do jednoho prstence. To zaručuje naprostou přesnost ostění bez výrazných ozubů mezi jednotlivými věnci ostění (obr. 5).

Segmenty jsou vyráběny z betonu B45 (DIN 1045) a jejich povrchová úprava odpovídá charakteru pohledových betonů. Následně po jejich zabudování není nutná další úprava povrchu jako např. provedení pálené omítky, nástřik či aplikace speciálních štěrkových hmot typu VANDEX, SIKA, XYPEX apod.

Oproti klasické konstrukci ostění u starých štítovaných stol, kdy se jednotlivé prstence skládaly ze 6 segmentů, je výhodou výše popisovaného ostění skutečnost, že se skládá pouze ze 3 segmentů. To má za následek podstatně větší tvarovou přesnost a nedochází tak k dodatečným deformacím ostění („zplošťování“), které mohou vést v konečném důsledku ke zmenšení průtočného profilu.

The ground disintegration at the face is carried out by an excavator arm, which can be replaced with a breaker if necessary, when harder rock is encountered (see Fig. 2 and 3). The excavator loads the material on a collapsible belt conveyor, which transfers it to a skip placed on a special battery powered locomotive. The dimensions of the skip are very important. Its volume represents a half of the excavated volume required for the installation of one ring of the primary lining. Two trips with the skip, together with the transport of lining segments to the tunnel and their installation, form one working cycle.

A hydraulic unit ensures the movement of the TDM, through a steel ring connected with a set of four mighty piston rods. Apart from pushing the TDM, this unit allows precise steering of the machine to maintain the line and level. The TDM pulls rails behind for the horizontal transport in the tunnel. The geometry of the rails follows the skin of the shield. All service lines (hydraulic hoses, hoses conveying pea gravel, power cables) are led inside the rails.

Vertical transportation is ensured by a double-cable crane allowing the handling with the skip without any need for assistance by the TDM crew. The crane also lowers a special segment supply car, which is loaded before the lowering. The car is equipped with its own conveyor for shifting individual segments. It also serves to install the segments in the tunnel (see Fig. 4).

Another element important from the technological point of view is the system of continual filling of the annular gap between the rock cavity and the installed segments by injecting pea gravel to prevent the surface settlement. The process of injecting (blowing) is controlled by the operator. He controls the pump interconnected with a silo installed on the surface, directly from the front end of the TDM. The layer of pea gravel is placed behind the tunnel lining, still under the protection provided by the skin of the shield, filling the whole annulus. The thickness of this layer of 6–8 cm corresponds to the difference between the internal profile of the steel skin of the shield and the external profile of the tunnel lining. In the course of the excavation, this pea gravel layer also acts as drainage collecting and removing ground water from the tunnel. Of course, excepting intensive inflows of groundwater to the excavation face. These are removed by a pump installed directly at the bottom of the TDM. Once the excavation of partial sections has been completed, this pea gravel layer is grouted with clay-cement mortar.

PRIMARY LINING AND WATERPROOFING OF THE TUNNEL

The dimensional accuracy of the reinforced concrete lining used by TAUBER is excellent. The RC segments are produced in special moulds. Three segments are cast in one mould, to be installed in the tunnel jointly, in one ring. This system guarantees a total accuracy of the lining, without explicit dents between individual rings (see Fig. 5). The RC segments are made of concrete B45 (DIN 1045), with architectural concrete finish. No subsequent finish treatment, such as cement painting, spraying or application of special compounds (VANDEX, SIKA, XYPEX etc.) is required. The advantage of this lining, compared to the conventional structure of linings in old shield driven tunnels where the rings consisted of 6 segments, is the fact that it comprises only 3 segments. This arrangement allows much higher dimensional accuracy, thus subsequent deformations of the lining (flattening) that can eventually cause a reduction of the flow profile do not occur.

The principal qualitative change and advantage of the TAUBER system is the possibility to guarantee fully watertight primary lining. The process of sealing of joints between the segments is divided into three phases. The first phase, bonding of the gasket (bituminous) to the segment groove, takes place on the surface, just before the segment is transported to the tunnel. The second phase of the sealing operation, the application of a special two-component sealing compound Fumaflex, is carried out immediately before the segment installation in the tunnel, under the protection by the driving shield. This sticky material sets within a 1/2 hour of the segment installation. The third phase consisting of the

Zásadní kvalitativní změnou a výhodou systému TAUBER je skutečnost, že je možné garantovat v plně míře vodotěsnost již primárního ostění. Těsnění spar mezi jednotlivými segmenty je rozděleno do tří fází. První fáze spočívá v nalepení těsnicího pásku (na bázi bitumenu) do drážky segmentu ještě na povrchu těsně před zabudováním segmentu do štoly. Druhou fází těsnění je aplikace speciální dvousložkové těsnicí hmoty Fumaflex bezprostředně před osazením segmentu pod ochranou razicího štítu přímo ve štole. Tato vazká hmota zatuhne do 1/2 hodiny po zabudování segmentu. Třetí fází je vlastní vyspárování, které probíhá po provedení těsnící injekce. Hmoty, které se používají pro vyplnění spar, jsou na bázi krystalických cementů, které prorůstají do struktury betonových dílců.

Zcela dokonalou variantou ostění je použití polymerbetonových segmentů, které budou mít budoucnost až v okamžiku, kdy by bylo možné realizovat jejich výrobu v České republice.

RYCHLOST A PŘESNOST RAŽBY

Výraznou předností tohoto štítu je vysoká produktivita, kdy při dobré organizaci práce je možné dosahovat průměrného postupu 8–10 m za desetihodinovou směnu. Ojedinelý výkon není při dobrých geologických podmínkách ani 14 m za směnu.

V porovnání s ražbou nemechanizovaným štítem nebo klasickou ražbou prováděnou hornickým způsobem se tak jedná o výkon čtyřnásobně vyšší.

Dokonalý systém vodorovné dopravy vytěženého materiálu a segmentů ostění štoly pak umožňuje efektivně razit i v případě délky ražených úseků větších než 200 m bez výraznějšího dopadu na produktivitu práce.

Štít je řízen laserem, který je umístěn ve startovací šachtě. Vlastní měření se odehrává na jednoduchém principu přímo v čele razicího štítu za absence složité (často poruchové) elektroniky. Dosahovaná přesnost ražby je $\pm 1-2$ cm, a to jak směrově, tak výškově.

POROVNÁNÍ S JINÝM TECHNOLOGIEMI

Ve výše uvedeném textu je technologie ražby mechanizovaným štítem vesměs porovnávána s běžnou praxí ražby nemechanizovaným štítem, kde výhody mechanizovaného štítu jsou zcela zřejmé.

Je nutné zmínit i plnohodnotnou variantní možnost ražby plnoprofilovými razicími stroji (renomovaní výrobci Iseki, Herrenknecht). Zajisté se jedná o vyspělé plně automatizované technologie protlačování železobetonových trub za pomoci tlačné stolice v startovací šachtě a plnoprofilového razicího zařízení v čele protlaku. Stroje jsou řízeny vysoce sofistikovanými zařízeními a dosahují špičkových výkonů a produktivity.

Tato razicí zařízení mají však problém v tom, že jsou citlivá na změny geologie a geologická rozhraní. V případě výskytu jiných zemin či hornin, než na jaké je vybrána vrtná hlava razicího stroje, se postup ražby okamžitě komplikuje a mnohdy je třeba hloubit záchranné šachty či realizovat jiná opatření. Tento fakt je nutné brát v potaz v případě, že ražba probíhá na geologickém rozhraní (např. výběžky skalního podloží, výskyt překážek antropogenního charakteru – betonové základy, staré zdivo apod.). V případě nasazení mechanizovaného štítu s otevřenou čelbou lze tyto překážky bez větších potíží překonat např. výměnou těžního elementu, ručním rozpojením pneumatickými kladivy (v případě menší překážky) nebo použitím trhacích prací malého rozsahu.

Když se oprostíme od technických parametrů, které mohou často vyznít ve prospěch bentonitových či jiných plnoprofilových štítů, pak lze konstatovat, že podstatnou výhodou popisovaných razicího štítů TAUBER jsou výrazně nižší náklady na vyrazení běžného metru štoly. A o peníze, jak víme všichni, jde až v první řadě.

Rovněž ekonomické srovnání kmenové stoky provedené mechanizovaným štítem, kdy spodní část je vystrojena kameninovým obkladem, vychází příznivěji, nežli kmenová stoka vyražená nemechanizovaným štítem, do kterého je pak zataženo sklolaminátové potrubí.

Závěrem lze obecně konstatovat, že ekonomická výhodnost mechanizovaného štítu spočívá v naplnění následujícího závěru: Ražené dílo je neekonomičtější v případě, kdy rozdíl mezi plochou raženého výrubu a výslednou užžitnou plochou, resp. budoucím profilem díla je co nejmenší.

ING. IGOR FRYČ, Ingstav Brno, a. s.,
e-mail: fryc@ingstav.cz

jointing takes place when the sealing grouting has been completed. The materials used for the filling of the joints are based on crystalline cements, which interpenetrate the structure of the concrete segments.

An absolutely perfect variant of the lining is the utilisation of polymer concrete segments. These segments will, however, become advantageous only when the production starts in the Czech Republic.

EXCAVATION SPEED AND ACCURACY

A significant feature of this shield is the high productivity allowing, when the work is well organised, an average advance rate of 8 – 10 m per shift (10 hours). A performance of 14 m per shift is not rare in good geology.

Compared to the non-mechanised excavation or conventional excavation using mining methods, the output is four times higher.

The perfect system of horizontal haulage of muck and the lining segments allows efficient driving even tunnel sections longer than 200 m with negligible impact on the work productivity.

The TDM guidance is by a laser installed in the launching shaft. The measurement is based on a simple principle; it is carried out directly at the front end of the shield, in absence of complicated (often failure-prone) electronics. The excavation accuracy in line and level of $\pm 1 - 2$ cm is achieved.

COMPARISON WITH OTHER TECHNOLOGIES

The above-mentioned text compares the tunnel driving technology using a mechanised shield (tunnel digging machine) mostly with the common practice of the application of a non-mechanised shield. The advantages are obvious.

It is necessary also to mention the equivalent variant of the excavation using full-face tunnel boring machines (TBMs – prestigious manufacturers Iseki, Herrenknecht). No doubt that these are the top technologies of fully automatised jacking of RC pipes using a jacking unit in a launching shaft and a cutterhead at the front end of the pipejack. The machines are controlled by highly sophisticated systems, and achieve the highest outputs and productivity.

A disadvantage of those driving machines, however, is their sensitivity to changes in geology and geological interfaces. The excavation progress immediately becomes complicated when ground or rock different from that that the cutterhead was selected for is encountered. It is often necessary to sink rescue shafts or carry out other measures. This fact must be taken into consideration in the case that the excavation operations pass through a geological interface (e.g. bedrock spurs, occurrence of obstacles of anthropogeneous origin – concrete foundations, old masonry etc.). An open-face mechanised shield is able to cope with such obstacles without serious problems, e.g. by changing the excavation element, manual excavation using pneumatic breakers (if the obstacle is not big) or application of the small-scale drill-and-blast technique.

If we disregard technical parameters, which can often favour slurry TBMs, EPBMs or other full-face shields, we can state that a significant advantage of the above-mentioned TAUBER tunnel digging machines are much lower costs of excavation of a linear meter of the tunnel.

Also the results of an economic comparison of a trunk sewer carried out by a mechanised shield (with the bottom covered with earthenware tiles) are more favourable than those calculated for a trunk sewer tunnel driven by a non-mechanised shield with glassfibre reinforced plastic pipes drawn in.

To conclude, it is possible to generalise that the mechanised shield is economically convenient because it satisfies the following criterion: The smaller the difference between the excavated cross section area and the resulting useful area (or the future profile of the tunnel), the more economic the mined structure.

ING. IGOR FRYČ, Ingstav Brno, a. s.,
e-mail: fryc@ingstav.cz

VÝSTAVBA RAŽENÝCH KMENOVÝCH STOK V PÍSKU A STRAKONICÍCH

CONSTRUCTION OF MINED TRUNK SEWERS IN PÍSEK AND STRAKONICE

IGOR FRYČ

A) PÍSEK – REKONSTRUKCE KMENOVÉ STOKY PALACKÉHO SADY

ÚVOD

Historie kmenové stoky v Písku sahá hluboko do minulosti. Původně to byla vodoteč, která odvodňovala rozsáhlé území východně od města a vlévala se do řeky Otavy v blízkosti historického Kamenného mostu. Protékala hradebním příkopem a sloužila jako otevřená městská kanalizační stoka. V 19. stol. v souvislosti s rušením městských hradeb byla stoka vyzděna a hradební příkop byl zavezen; na jeho místě později vznikl městský park Palackého sady. Stoka pak byla přepojena na pravobřežní sběrač a její vody ($Q_{\max} = \text{cca } 6\,000 \text{ l/s}$) jsou dnes po odlehčení odváděny na ČOV Písek.

Po více než sto letech provozu se na stoce začaly projevovat poruchy, její kamenná klenba se začala bortit a stoka se na několika místech propadla. Nejzávažnější poruchy vznikly po povodni v srpnu 2002, kdy na dvou místech došlo k úplnému zhroutilí kanalizace a propadnutí nadloží (obr. 1).

Proto město Písek v roce 2002 zadalo vypracování studie, která ve variantách řešila možnosti rekonstrukce kmenové stoky. Kromě ekonomických hledisek byl kladen důraz zejména na uplatnění takové technologie rekonstrukce, která by co nejméně zatížila Palackého sady. Jedná se totiž o exponované místo v městském centru, které je občany ve velké míře využíváno k odpočinku i ke kulturnímu vyžití a nachází se zde řada provozoven. Nejpodstatnějším problémem ovšem bylo množství vzrostlých stromů (z nichž některé jsou vzácné a státem chráněné), jejichž kořenový systém měl být stavbou co nejméně dotčen. V praxi to znamenalo minimalizovat počet šachet a stavebních jam a použít takovou bezvýkopovou technologii, která zajistí dlouhodobou životnost a užitnost stavby nejen z hlediska vodohospodářského a hydraulického, ale i z hlediska statického. Samozřejmostí bylo spolehlivé podchycení všech přípojek a výsledné dílo mělo umožnit provozovateli snadnou údržbu stoky. Přípravné a průzkumné práce komplikovala skutečnost, že stoka byla z větší části nepřístupná.

Základní a technické údaje o stavbě

Objednatel:	město Písek
Provozovatel a organizace provádějící inženýrskou činnost:	VaK Jižní Čechy, a. s. divize Prácheňsko
Generální projektant:	Hydroprojekt, a. s., o. z. České Budějovice
Zhotovitel:	Ingstav Brno, a. s.
Celková cena prací:	35 674 000 Kč
Zahájení stavby:	11/03
Ukončení stavby:	09/04
Celková délka kanalizace 450 bm	
z toho: mechanizovaný štít TAUBER	305,6 bm
nemechanizovaný štít DN 2000 mm	65,0 bm
klasická ražba štol DN 1600/2020 mm	191,4 bm
Minimální výška nadloží:	1,6 m
Maximální výška nadloží:	3,5 m
Konečný profil již vystrojených kanalizačních stok:	Js 1000 – 2000 mm

NAVRŽENÉ TECHNOLOGIE VÝSTAVBY

V průběhu rekonstrukce kmenové stoky byly použity tři různé bezvýkopové technologie.

Nosnou technologií bylo projektantem navržené štítování pomocí plně mechanizovaného štítu. K provádění prací byl nasazen německý štít firmy TAUBER o vnitřním profilu DN 2000 mm. Vzhledem k tomu, že v předcházejícím článku byly principy fungování tohoto štítu detailně popsány, nebudou na tomto místě již dále vysvětlovány.

A) PÍSEK – REKONSTRUKCE OF THE PALACKÉHO SADY TRUNK SEWER

INTRODUCTION

History of the trunk sewer in Písek reaches way back into the past. It used to be a watercourse that drained a wide area east of the city and mouthed into the Otava river close to the historical Stone bridge. It flowed through the castle moat and served as an open urban sewer. In the 19th century, the city walls were torn down, the sewer was walled and the castle moat filled up; the city park Palackého Sady was founded on its location. The sewer was later diverted to the right-bank collector and its water ($Q_{\max} = \text{app. } 6\,000 \text{ l/s}$) is today partially treated and sent to the wastewater treatment plant Písek.

Following more than hundred years of operation, faults began to appear in the sewer. Its stone vault started to break and the sewer caved in at several locations. The most serious faults appeared after the floods in August 2002, when two locations of the sewer system experienced total collapse and settlement of the overburden (see Fig. 1).

That is why the Municipality of Písek commissioned a study in 2002 that was to propose alternative options for reconstruction of the trunk sewer. Beside the economic arguments, special emphasis was put on the application of such technology that would affect Palackého Sady as little as possible. It is a frequented location in the city center that is to a large extent used by citizens for relaxation or cultural events, there are also numerous businesses. There was a significant problem in the amount of full-grown trees (some of which are rare and protected by the state), whose root structure was not to be harmed by the construction. In reality that meant to minimize the number of shafts and construction ditches and to use only such trenchless technologies that would ensure long life and utility of the structure from the water-economic, hydraulic as well as structural viewpoint. It was natural to include a reliable incorporation of all connections so that the final work would allow for easy maintenance of the sewer by the administrator. Preparation and exploration works have been complicated by the fact that the sewer was to a large extent inaccessible.

Basic data on the construction

Investor:	Municipality of Písek
Administrated and engineering activity by:	VaK Jižní Čechy, a.s. divize Prácheňsko
General designer:	Hydroprojekt a.s., o.z. České Budějovice
Contractor:	Ingstav Brno, a.s.
Total cost of works:	35 674 000,- CZK
Construction start:	11/03
Construction finish:	09/04
Total sewer length:	450 bm
from that mechanized shield TAUBER	305,6 bm
non-mechanized shield DN 2000 mm	65,0 bm
conventional gallery excavation DN 1600/2020 mm	191,4 bm
Minimum overburden thickness:	1,6 m
Maximum overburden thickness:	3,5 m
Final profile of the lined sewers:	1000 – 2000 mm

DESIGNED TECHNOLOGIES OF CONSTRUCTION

During the process of reconstruction of the trunk sewer, three different trenchless technologies were used. The designer proposed shield driving using a full-mechanized shield as the main technology. A German shield (tunnel digging machine) with inner profile DN 2000 mm, manufactured by TAUBER, was deployed for the works. Considering that the previous article described in detail the working principles of this shield, these need not to be dealt with again here. Starting shaft for the shield was located near the future relief



Obr. 1 Stávající kamenná stoka v Písku s patrnou provizorní opravou po její havárii

Fig. 1 The existing stone trunk sewer in Písek, with the temporary repair after the collapse visible

Startovací šachta pro štít byla situována v místě budoucí odlehčovací komory (cca 30 m od starého Kamenného mostu). V průběhu výstavby došlo k rozhodnutí vynechat šachtu Š2 v Palackého sadech. Tím se prodloužil ražený úsek z plánovaných 194 m na 305 m a celá trasa navržená pro štít TAUBER byla provedena v jednom úseku. Nespornou výhodou tohoto opatření byla eliminace dopadů výstavby na park, protože v místě šachty Š2 se původně uvažovalo o záboru asi 200 m² a o panelové přístupové vozovce.

Finanční úspory tohoto vylepšení se však ztratily v menší produktivitě ražby kvůli prodlouženým dopravním vzdálenostem a zejména pak několika protilehlým obloukům, které bylo nutné v této trase provést.

Druhou použitou technologií byla ražba prováděná nemechanizovaným štítem DN 2000 mm o vnitřním profilu 1680 mm (obr. 2). Do vyražené štoly, jejíž ostění tvoří železobetonové segmenty (12 ks/bm), bylo zataženo a fixováno sklolaminátové potrubí DN 1200 mm a vzniklé mezikruží bylo vyplněno popílkocementovou směsí. Protože funkci vodotěsnosti přebralo sklolaminátové potrubí, upustilo se od aplikace těsnící injektáže, kterou je u tohoto typu štítů jinak nutné provádět. I rozsah výplňové injektáže bylo nutné minimalizovat kvůli snaze o ochranu kořenových systémů přilehlých stromů, a to i na úkor případných poklesů nadloží.

Třetím druhem štolování na této stavbě byla ražba klasické štoly profilu DN 1640/1970 mm za použití ocelové pásové výztuže (tzv. „pražský rám“ II. třídy) a pažnic Union (obr. 3). Rovněž i zde bylo do vyražené štoly s vybetonovaným dnem zataženo a osazeno sklolaminátové potrubí a prostor mezi primárním ostěním štoly a troubou byl zaplněn.

Kombinací různých technologií výstavby si vynutil časový postup výstavby, protože bylo nezbytné realizovat některé úseky souběžně s ražbou hlavní stoky „A“ mechanizovaným štítem a také stísněné situační poměry, kdy bylo nutné



Obr. 3 Písek – štola ražená klasickým způsobem skrz stávající kamennou kanalizaci
Fig. 3 Písek – the gallery driven conventionally through the existing stone sewer



Obr. 2 Štola ražená nemechanizovaným štítem na stavbě Písek – Palackého sady

Fig. 2 The gallery driven by the non-mechanized shield in Palackého Sady, Písek

chamber (app. 30 m away from the old Stone bridge). During the construction it was decided to skip the shaft S2 in Palackého Sady. This extended the excavated section from planned 194 m to 305 m, the entire distance designed for the TAUBER TDM was built as a single section. There was an undisputed advantage of this measure in preventing the impacts of construction on the park, as location of the shaft S2 originally counted on app. 200 m² of occupied land and a panel access road. Financial savings from this improvement, however, evaporated due to lower productivity of excavation of extended transportation distances and also due to several reverse curves necessarily included along the way.

The second technology applied was an excavation using non-mechanized shield DN 2000 mm with inner profile 1680 mm (see Fig. 2). Glassfiber reinforced plastic (GRP) pipeline DN 1200 mm was drawn in and fixated into the excavated gallery, whose lining consisted of reinforced concrete segments (12 pcs/m), while the formed space in between was filled with ash-cement mixture. As the fiberglass pipeline itself was waterproof, a sealing grouting was abandoned, although it is otherwise necessary for this type of shield. Also the extent of the backgrouting had to be minimized in order to protect the root structures of adjacent trees, even at the price of potential overburden settlements.

The third kind of gallery excavation at this construction was a conventional excavation of the gallery profile DN 1640/1970 mm using steel-band support frames (so-called II. class “Prague frame”) and Union sheet piles (see Fig. 3). In the same way here, a GRP pipeline was drawn in and fixated into the excavated gallery with concreted floor while the space between the pipe and primary lining was filled up.

The combination of various technologies was a result of the construction time schedule, since it was necessary to build some sections simultaneously with excavation of the main gallery “A” carried out by mechanized shield, as well, because of confined spatial conditions, when it was necessary to reduce the dimensions of separate hoisting shafts (3 x 3,5 m). Deployment of driving shields in hoisting shafts would require significantly larger shaft dimensions of 5 x 6 m.

With hindsight it can be said that the application of non-mechanized shield for excavation was not optimal considering its small extent. The conventional method of gallery excavation in complicated conditions (demolition of existing sewers, reinstallation of connections, diversion of sewage water flows) proved more effective. It should also be said that deployment of three different technologies at one relatively small construction may be notable for publication in specialized literature or obtaining references, but as far as the practical side is concerned, it is a mistake and unnecessary complication.

A chapter for itself are the problems of diverting the sewage and rainwater from the existing sewer during its demolition. Quite understandably, this problem was estimated as a negligible amount during the pricing process for the public tender with a faith that after the tender awarding, the issue would just be solved somehow. It wasn't.

Upon learning about the existing conditions of the sewerage network in this locality, it was necessary to rule out the theoretical possibility of suspending the flows or at least their partial diversion into another sewerage network.

zmenšit rozměry jednotlivých těžních šachet (3x3,5 m). Nasazení razicích štítů by v lomových šachtách vyžadovalo podstatně větší rozměry šachet (5x6 m).

S odstupem času lze říci, že využití ražby nemechanizovaným štítem nebylo optimální vzhledem k jejímu nevelkému rozsahu. Klasická metoda štolování se v obtížných podmínkách (bourání stávající kanalizace, přepojování přípojek, převádění splaškových průtoků) osvědčila více a byla efektivnější. Také je třeba konstatovat, že nasazení tří různých technologií na jedné relativně menší stavbě je sice zajímavé pro publikaci v odborné literatuře nebo pro získání referencí, ale při praktické realizaci se jedná o pochybení a zbytečnou komplikaci.

Samostatnou kapitolou byla problematika převádění splaškových a dešťových vod ze současné stoky po dobu její likvidace. Samozřejmě že v průběhu oceňování zakázky do veřejné obchodní soutěže se daný problém vyčísil celkem nevýraznou finanční částkou s vírou, že až nastanou „radostné starosti“ po získání zakázky, tak se celá věc „nějak“ sama dobře vyřeší. Nevyřešila se.

Po zjištění skutečných poměrů ve stokové síti v dané lokalitě bylo nutné vyloučit teoretickou možnost odstavení průtoků či jejich alespoň částečné přivedení do jiné kanalizační větve. Logicky pak zbývalo jediné prosté řešení, a to přečerpávání průtoků po dobu výstavby soustavou kalových čerpadel za současného zahrázkování stávající stoky. Pro převedení splaškových průtoků a místních dešťových srážek bylo toto řešení naprosto vyhovující. Bohužel stávající stoka měla celkem velké povodí a při výraznějších srážkách docházelo k jejímu úplnému naplnění a pak k nekontrolovatelnému průniku dešťových vod do razicího štítovacího komplexu TAUBER a nově budované stoky (obr. 4).

Není snad ani nutné zdůrazňovat, že se v celém průběhu výstavby vyskytovaly abnormálně intenzivní srážky. Zákon schválnosti fungoval dokonale.

Nicméně nepříznivé okolnosti výstavby prokázaly mimořádnou odolnost razicího štítu, který i přes četná zaplavení (jednou dešťová voda vytlačila i lokomotivu s plným těžním vozíkem až do startovací šachty) fungoval po vyčištění bez vážnějších závad. I posádka štítu a obslužný provoz se s přibývajícím časem zocelovaly a srdnatěly.

ÚSKALÍ REALIZACE

O nepřijemná překvapení během realizace nebylo na této stavbě nouze. Hned první problém se ukázal při zahájení prací ve startovací šachtě na nábřeží. Již v hloubce 3,5 m byl zastížen skalní výběžek tvořený pararulami o třídě těžitelnosti 6 až 7.

Protože naprostá většina trasy měla být ražena v ulehých navázkách a měla kopírovat trasu původního sběrače, nebyla geologickému průzkumu věnována potřebná pozornost. A aby potíží nebylo málo, trasa stávajícího sběrače hned na začátku neodpovídala původním předpokladům. To ve svém důsledku vedlo k tomu, že 90 m nového sběrače bylo raženo mimo trasu stávajícího, a to převážně ve skalních horninách. Výskyt nestejně navětralých až rostlých pararul byl proměnlivý a tvořil 40–95 % profilu výrubu stoly.

Pro rozpojování hornin třídy těžitelnosti 5 až 6 bylo použito speciální sbíjecí kladivo na výložníku, které nahradilo původně nasazený drapák. Průměrný postup ražeb činil v takové geologii 2 až 4 m za směnu, což v daných podmínkách nebylo špatné, ale oproti původním předpokladům se jednalo o méně než poloviční průměrný výkon.

Když se osa ražby vrátila do trasy původní kamenné stoky, došlo ke zlepšení průměrných denních postupů, které pak podle předpokladů činily 10–14 věnců, tj. 7,5–9,0 m za směnu.

Stálým problémem byla nepravidelná trasa staré stoky, a to výšková i směrová. A také tloušťka stěn kamenné stoky byla proměnlivá a pohybovala se v rozmezí 20–60 cm. Během rozpojování stávající konstrukce stoky pomocí drapáku často docházelo k jejímu poškození ještě před tím, než se dostala pod ochranný plášť štítu. Částečná destrukce stoky ještě před vrchním břitem štítu pak měla za následek zvýšený projev poklesů nadloží, jehož mocnost v průměrném úseku byla pouhých 1,8–2,5 m.

V dalším průběhu výstavby byla přijata filozofie, že jsou přijatelnější poklesy nadloží, které lze víceméně úspěšně a zejména nenákladně sanovat, nežli přijímat drahá opatření k eliminaci poklesů (např. injektáže, deštníky z mikropilot apod.). Očekávané problémy nastaly v místech, kdy ražená stoka měla podcházet vzrostlý asi 25 m vysoký dub a hudební altán v Palackého sadech.

Ze strany stavby nebyl podceňen inkriminovaný úsek a stávající kamenná stoka byla cca 15 m před čelbou vystrojena výdřevou, která měla zabránit její možné destrukci. Předtím neuspěly pokusy vyplnit stávající stoku tříděnou šterkopískovou frakcí „kačírkem“ a tu postupně odtězovat spolu s rozebíráním kamenné stoky. Nedostatkem tohoto řešení byly v té době pravidelné přivalové deště, které pak ze staré stoky vyplavovaly směs kačírku a cementu. Následně čištění již vyražené štolky pak úspěšně traumatizovalo celou posádku razicího štítu.

Na začátku měsíce června došlo po dlouhodobě trvajících deštích v noci ze dne 2. 6. na 3. 6. k vyvrácení – pádu vzrostlého dubu stojícího přímo nad osou



Obr. 4 Průnik dešťových vod do nově budované stoky – pohled do startovací šachty štítu

Fig. 4 Inrush of storm water into the newly built sewer – the shield launching shaft

Logically, only one simple solution remained, and thus damming of the existing sewer and pumping of the flows using sludge pumps for the entire time period of construction. Such solution was perfectly suited for the diversion of sewage water flows and moderate rainfall. Unfortunately, the existing sewer had a rather large catchment area and during strong rainfalls it became completely full, which then led to uncontrolled penetration of rainwater into the shield driving complex TAUBER and the newly constructed sewer (see Fig. 4).

It is probably not even necessary to point out that the entire time period of construction was marked by abnormally high rate of rainfall. Murphy's law at its best.

Nonetheless, unfavorable conditions of the construction proved an exceptional resilience of the TDM, which, despite several floodings (once the rainwater pushed even the locomotive with fully loaded carriages back to the starting chamber), after cleaning worked well without any serious malfunctions. Even the crew of the shield and service personnel became tougher and valiant over time.

THE CONSTRUCTION DIFFICULTIES

There was certainly no shortage of unpleasant surprises during the construction. First problem appeared already when the works started within the riverbank starting shaft. A protrusion of rock, consisting of paragneisses of excavation class 6 to 7, was encountered in the depth of mere 3,5 m. Since vast majority of the route was supposed to be excavated in compact made-ground and followed the route of the original collector, insufficient attention was given to geological exploration. And to make things worse, route of the existing collector at the very beginning differed from the original estimates. In the end, that was a reason for 90 m of the new collector to be excavated off the route of the existing collector, predominantly in rock environment. Occurrence of heterogeneous weathered to solid paragneiss was variable and comprised 40-95 % of the gallery cross section. Special jackhammer was used for disintegration of rocks of excavation class 5 to 6, which replaced the previously mounted clamshell arm. Average excavation progress in such geology reached 2 to 4 m per shift, which was actually not bad in such conditions, but when compared with the original estimates, it was less than half of the average performance.

Once the axis of the excavation returned back to the route of the original stone sewer, average daily advance improved to the estimated values, and thus to 10-14 rings, i.e. 7,5-9,0 m per shift. Uneven path of the old sewer, with both direction and levelling differences, constituted a permanent problem. Also the width of walls of the stone sewer was irregular and ranged between 20 and 60 cm. During breaking of the existing sewer structure using a clamshell, the structure frequently collapsed before it came under protective shell of the shield. Partial collapse of the sewer even before it touched the upper blade of the shield resulted in increased settlements of the overburden, whose thickness in the given section reached mere 1,8-2,5 m.

Subsequently, a philosophy was applied which said that settlements of the overburden, which can be more or less successfully and namely quite cheaply remedied, are more acceptable than expensive measures to prevent the settlements (such as grouting, micropile umbrellas etc). Expected problems were encountered in location where the sewer was to underpass a full-grown tree and a musical gazebo in Palackého sady.

trasy prováděné kanalizace. K vyvrácení stromu nedošlo však v přímé časové souvislosti s prováděním ražby štoly, ale až následně po dvou týdnech (v době pádu byla čelba vzdálena od dotčeného místa asi 50 m).

Odborným posudkem byly příčiny této ekologické újmy stanoveny takto:

- narušení půdního profilu, a tím stability stromu prováděnou ražbou štoly;
- velmi silné deště v krátkém časovém období 4 dnů po sobě, kdy spadlo cca 50 l/m²;
- abnormální srážky ve svém důsledku ovlivnily – výrazně snížily stabilitu stromu, který rostl přímo nad stávající kamennou stokou, a tím pádem i v ose ražby;
- nevyvinutý kořenový systém stromu, který rostl na místě původní navážky v hradním příkopu a neměl tak dostatečnou stabilitu.

Z posudku tak vyplynulo, že antropogenní činnost člověka nebyla jedinou příčinou ekologické újmy, ale že se jednalo o souhrn více nepříznivých okolností najednou (v tomto období došlo k samovolným pádům stromů i v jiných částech republiky).

Z dodavatelského hlediska nebyl technicky ani technologicky daný problém podceňen. Chybou však byla přílišná víra ve vlastní schopnost daný úkol vyřešit bez potřeby vyvolávat nějaká další jednání, zdržovat postup prací či nařídít jejich úplné zastavení. Logickým argumentem, že vzrostlý strom nemá co dělat nad kanalizačním sběračem, bylo možné se pokusit svalit problém na jiného účastníka výstavby (generálního projektanta, investora). Dodavatel tak neudělal, vzal odpovědnost na svá bedra a následně se pak musel zodpovídat z mimořádné události. Na druhou stranu je však třeba zdůraznit, že všechny zúčastněné strany řešily vzrůskovou situaci bez emocí a konstruktivně.

Závěrem k této kauze lze jenom vyslovit pomyslné poděkování sv. Barbory, že pád vzrostlého stromu nevedl k žádným materiálními škodám a zejména pak nedošlo k žádnému újmě na zdraví.

ZÁVĚR

Z výše uvedeného popisu stavby by mohl čtenář nabýt dojmu, že průběh výstavby byl jeden permanentní problém a nekončící příběh nepředvídatelných událostí. Myslím, že tomu tak zdaleka nebylo a v průběhu výstavby se tzv. „public relation“ držely na velmi dobré úrovni. Autor se však ve svém článku nechtěl uchýlit k zavedeným klíše a zaměřit se pouze na „dokonale zvládnutí vyspělých technologií, které realizuje dynamicky se rozvíjející stavební společnost plná mladých úspěšných autorizovaných inženýrů“. Naopak má za to, že právě kritické momenty a schopnost jejich překonání potvrzují skutečnou sílu firemního kolektivu.

B) STRAKONICE – ODVODNĚNÍ VIADUKTU

Začátkem srpna roku 2004 byly zahájeny práce na realizaci odvodnění viaduktu ve Strakonici. Investorem je město Strakonice, které tak řeší naprosto nevyhovující současné poměry, kdy vlivem intenzivních srážek dochází k pravidelnému zaplavení pod železničním viaduktem (obr. 5). Při každém silnějším dešti se pak pod viaduktem kumulují srážkové vody a dosahují výše až 1,5 m nad povrchem vozovky a zcela ochromují dopravu na frekventované komunikaci. K této situaci dochází v průměru až desetkrát do roka. Vlivem zatopení je ochromena automobilová doprava ve městě a je úplně paralyzována výpadovka směrem na Šumavu a hraniční přechod Strážný.



Obr. 6 Klasičky ražená štola ve skalním masívu Kániho vrchu
Fig. 6 The gallery driven conventionally through the rock massif of Káni Vrch hill



Obr. 5 Pravidelné zaplavení pod viaduktem ve Strakonici
Fig. 5 Repeated flooding of the viaduct in Strakonice

As far the construction was concerned, this section was not underestimated, and the existing stone sewer was timbered app. 15 m in front of the face, which should have prevented its eventual collapse. Prior to that, there were unsuccessful trials to fill up the existing sewer with a pea gravel, which would then be excavated along with demolition of the stone sewer. This solution failed due to regular torrential rains at that time, which then washed the pea gravel and cement out of the old sewer. The subsequent cleaning of the already excavated sewer then successfully traumatized the entire driving shield crew.

Following long-lasting rains at the beginning of June, a full-grown oak tree standing right above the axis of the constructed sewer uprooted and collapsed during the night of June 2-3. However, timing of tree's collapse was not directly connected to excavation of the gallery, but was postponed by two weeks (at the time of the collapse, face was app. 50 m away from the spot). Expert probe determined the following causes of this ecological loss:

- Disturbance of the soil profile and thus stability of the tree by the gallery excavation;
- Very heavy rains in 4 consecutive days, with app. 50 l/m² of rainfall;
- Abnormally heavy rainfall in the end resulted in significant decrease of stability of the tree, which grew right above the existing sewer and thus in the axis of excavation;
- Underdeveloped root structure of the tree, which grew on location of former landfill of the castle moat and therefore did not have sufficient stability.

The expert opinion thus concluded that human activity was not the only cause of this environmental loss, but that it was rather a coincidence of several unfavorable circumstances (there were several other spontaneous tree collapses throughout the Czech republic at that very time).

From the contracting point of view, the problem was neither technically nor technologically underestimated. However, it was a mistake to have a blind faith in our own ability to solve this problem without additional measures, delaying of the progress of works or their outright suspension. There is a logical argument that there is no place for a tree above a sewer collector, and it was certainly possible to blame other participants in the construction (general designer, investor). The contractor did not do so, assumed responsibility and subsequently answered for this extraordinary event. On the other hand, it is necessary to point out that all participating parties solved the arising situation constructively and without emotions.

In conclusion to this issue, one can only give thanks to st. Barbara, that this collapse of a full-grown tree did not cause any material damage and especially no human casualties.

CONCLUSION

The aforementioned description might result in an impression that the process of construction was one permanent problem and a never-ending story of unpredictable events. Contrary to that, I believe reality was far from it and public relations maintained a rather good level during the construction. But the author's intention in his article was not to resort to entrenched clichés that concentrate solely on "perfect mastering of advanced technologies, which are carried out by a dynamically developing construction company consisting of young, educated and successful engineers". He believes quite the opposite, that it is exactly the critical moments and the ability to overcome them that confirm the true strength of a company team.

B) STRAKONICE – DRAINING OF A BRIDGE

By the beginning August 2004, works started on draining of a bridge underpass in Strakonice. Municipality of Strakonice is the investor, who thus addresses the totally unsatisfactory existing conditions when a railway

Realizaci kanalizačního sběrače pro odvodnění viaduktu pod strakonickým nádražím se ulehčí nejenom občanům a řidičům, ale i hasičům a vodohospodářům, kterým tam přívalové deště ztrpčovaly život. Navíc investice umožní v budoucnosti další růst přilehlých městských částí.

Základní a technické údaje o stavbě

Objednatel:	Město Strakonice
Provozovatel a organizace provádějící inženýrskou činnost:	VaK Jižní Čechy, a. s.
Generální projektant:	Hydroprojekt, a. s., o. z. České Budějovice
Zhotovitel:	Sdružení „Stoka Strakonice“ reprezentované firmami Ingstav Brno, a. s. a Ingstav Ostrava, a. s.
Podzhotovitelé:	HOCHTIEF VSB, a. s., divize 1 ŽS Brno, a. s., závod MOSAN
Celková cena prací:	95 555 955 Kč (bez DPH)
Lhůta výstavby:	12 měsíců 08/04 – 08/05
Celková délka kanalizace:	1775,4 bm
z toho štolovaná část stoky B:	
mechanizovaný štít TAUBER DN 2000 mm	673,5 bm
klasická ražba štol DN 1600/2020 mm	457,0 bm
Minimální výška nadloží:	3,6 m
Maximální výška nadloží:	19,5 m
Konečný profil již vystrojených ražených kanalizačních stok:	Js 2000 mm

IG PRŮZKUM A NAVRŽENÉ TECHNOLOGIE RAŽBY

Technicky se jedná se o kompletně raženou kanalizační stolu v celkové délce 1130,5 bm. Vnitřní profil kanalizačního sběrače má průměr 2 m. Ražený úsek sběrače je ukončen u portálu štol odlehčovací komorou s odlehčením průtoků do řeky Otavy a odvodem neředěných splaškových průtoků směrem na čistírnu odpadních vod.

Vzhledem k různorodým hydrogeologickým poměrům v trase budoucího sběrače byly projektantem navrženy dvě odlišné technologie provádění ražeb.

V prvním úseku mezi kruhovým objezdem u viaduktu a prostorem nádraží a vlečky byla navržena technologie ražby plně mechanizovaným razičím strojem. Tento úsek je charakteristický nesoudržnými kvartérmími zeminami s převažujícími zvodněnými šterkopisky.

Druhý úsek vedoucí pod Kaním vrchem a nyníjším areálem strakonických vodáren je typický jednolitým výskytem skalních hornin tvořených rulami různého stupně nevětrání.

Na tomto místě je třeba vyzvednout spolupráci investora a projektanta, kteří se nebáli před vypsáním výběrového řízení vynaložit relativně větší prostředky do inženýrskogeologického průzkumu. Nyní s odstupem času a po realizaci všech razičích prací je nutné tento přístup označit jako osvědčený. V průběhu ražeb nedošlo k výskytu žádných nepředvídatelných geologických podmínek a skutečnost naprosto korespondovala s výsledky IG průzkumu. Jednotlivá geologická rozhraní byla průzkumem určena s přesností ± 5 m. Proto dodavatel mohl navrhnout a ocenit přesnou technologii provádění a investor v průběhu výstavby nebyl vystaven tlaku na uplatnění víceprací



Obr. 7 Razičí štít ve startovací šachtě Š4 těsně před zahájením razičích prací
Fig. 7 The shield in the launching shaft Š4 before the excavation commencement

bridge underpass is being regularly flooded as a result of heavy rainfall (see Fig. 5). Rainwater accumulates below the bridge during any moderately strong rain and reaches up to 1,5 m above the carriageway, and thus completely paralyzes traffic on a busy road. Such situation occurs about 10 times year on average. Flooding under the bridge paralyzes road traffic in the city and also entirely blocks the road towards Šumava mountains and the national border crossing Strážný.

Construction of a sewer collector, draining the bridge underpass below the Strakonice railway station, would benefit not only the citizens and drivers, but also firemen and water engineers who had been frequently harassed by torrential rains. At the same time, the investment will allow for further growth of the adjacent city districts.

Basic and technical data of the construction

Investor:	Municipality of Písek
Administrated and engineering activity by:	VaK Jižní Čechy, a. s.
General designer:	Hydroprojekt a. s., o. z. České Budějovice
Contractor:	consortium "Strakonice Sewer" represented by Ingstav Brno, a. s. and Ingstav Ostrava a. s.
Subcontractors:	HOCHTIEF VSB a. s. division 1 ŽS Brno, a. s. department MOSAN
Total cost of works:	95 555 955,- Kč (excluding VAT)
Construction start:	08/04
Construction finish:	08/05
Total sewer length:	1775,4 m
from that gallery section of sewer B:	
mechanized shield TAUBER DN 2000 mm	673,5 m
conventional gallery excavation DN 1600/2020 mm	457,0 m
Minimum overburden thickness:	3,6 m
Maximum overburden thickness:	19,5 m
Final profile of the lined mined sewers:	2000 mm

GEOLOGICAL INVESTIGATION AND DESIGNED TECHNOLOGIES OF CONSTRUCTION

As far as the technical part is concerned, it is an entirely mined sewer gallery with a total length of 1130,5 bm. The sewer collector has an inner profile of 2,0 m. Mined section of the collector ends at the gallery portal with a relief chamber, which discharges into the Otava river and diverts undiluted wastewater flows towards the wastewater treatment plant. Considering the heterogeneous hydrogeological conditions along the route of the future collector, the designer proposed two different technologies of excavation.

For the first section between the roundabout near the bridge and the railway station's area, the technology of excavation using a full-mechanized driving shield (Tunnel Digging Machine, TDM) was designed. This section was marked by loose quaternary soils with prevailing water-bearing gravel-sands.

The second section below Kaní Hill and the existing grounds of Strakonice waterworks is typically characterized by a monotonous occurrence of solid rock, consisting of variously weathered gneisses.

At this point, it is necessary to acknowledge the cooperation of investor with the designer, who did not fear to spend decent money on the engineering-geological investigation prior to calling the public tender. In the course of time and after all excavation works have been completed, such approach needs to be considered as enlightened. No unpredictable geological conditions were encountered during excavation while reality perfectly corresponded with results of the EG exploration. Individual geological interfaces had been determined by the exploration with ± 5 m accuracy. That eventually led to the fact that the contractor was able to design and appraise the specific technology while during the construction the investor was not under pressure of having to commission additional works due to occurrence of geological conditions that would differ from those in the contract. As always, unpredictable exceptions could take place, but these will be dealt with later on in this article.

At this point in the article, its author recalls one of the "golden rules" that he had heard at the lectures of Prof. Eisenstein: "There is an indirectly proportional relationship between the costs of geological exploration before the construction starts and the costs connected with hydrogeological conditions that differ from those in the tender documents." Although the professional community could consider this a crystal-clear statement, in practice it is actually not held on to very often.

z titulu odlišných geologických podmínek oproti zadání. Jako vždy však může dojít k neočekávané výjimce, ale o tom až v další části článku.

V této pasáži se autorovi článku vybavuje jedna z „pouček“, které zaslechl na přednáškách profesora Eisensteina, a to že: „Existuje nepřímá úměra mezi vynaloženými náklady na geologický průzkum před zahájením stavby a mezi výší finančních prostředků spojených s náklady vlivem odlišných hydrogeologických podmínek oproti zadání.“ Přesto, že by se odborné veřejnosti mohlo zdát toto konstatování jako „nad slunce jasné“, v praxi nebývá zdaleka běžně naplňováno.

PROVÁDĚNÍ RAZÍČÍCH PRACÍ

Jak již bylo v předchozí kapitole uvedeno, technologie razících prací byla předem dobře určena a výběr konkrétní technologie byl již podmíněn cenovou výhodností tak, aby bylo možné uspět ve veřejné obchodní soutěži.

Úsek, který vedl skrz skalní masív tvořený navětralými rulami, byl realizován pomocí klasicky ražené štoly za použití thracích prací malého rozsahu v délce 454 bm. Do vyražené štoly o výrubu 6,9 m² bude následně zataženo plastové potrubí Uporol profilu 2 m (obr. 6). V polovině trasy tohoto úseku byla vyhloubena kruhová šachta průměru 5 m a hloubky 21,7 m v areálu provozovatele, která bude po kompletaci sloužit jako vstupní šachta.

Při výběru technologie pro ražbu v druhém úseku opět uspěla již dříve popsaná technologie firmy TAUBER zejména proto, že nejlépe splňovala nepsané pravidlo: „Čím je menší rozdíl mezi plochou raženého profilu a výsledným raženým profilem, tím je technologie finančně výhodnější.“

Výše uvedenou filozofii splňují i sofistikované technologie protlačování trub za pomoci speciálních razících strojů na bázi „slurry systému“, resp. bentonitových štítů. Ale pořizovací cena těchto strojů nebo jejich případný nájem tyto technologie vyloučily. Stejně tak výroba protlačecích trub profilu DN 2000 mm není v ČR zavedená a jejich případný import ze zahraničí pak cenově technologii protlačování zcela diskvalifikuje.

Ražba mechanizovaným štítem Tauber DN 2000 mm v délce 673,5 bm byla prováděna ve čtyřech úsecích o průměrné délce 165 bm s tím, že jedna šachta byla dodatečně vymečena a provedena až po vyražení štoly pouze jako nasažená. Nejdelší ražený úsek pak činil 315 bm. Pro potřeby razícího štítovacího komplexu byla provedena startovací šachta o vnitřních rozměrech 6x8 m (obr. 7). V případě lomové šachty, kde bylo nutné pootočit razící štít o cca 65°, se ukázala jako výhodnější šachta kruhového profilu o průměru 6,9 m.

Jedním z vážných úskalí tohoto projektu raženého sběrače byly velmi nepříznivé spádové poměry. Spád činil 0,65 promile, což obnáší převýšení pouhých 75 cm na celou délku raženého sběrače. Toto převýšení bylo nutné dodržet, protože projektant ve snaze o co nejnižší investiční náklady se ve svém návrhu pohyboval na hraně technických možností a jakékoli snížení průtočnosti výsledného profilu by mohlo znehodnotit výsledné dílo. Kdyby projektant z alibismu navrhl profil o 20–40 cm větší, bezpochyby by zvýšil cenu díla řádově o 10 až 20 %.

Výsledný profil štoly je tvořen již dříve popsanými speciálními železobetonovými segmenty bez jakékoli další povrchové úpravy. Pouze v dolní části stoky bude proveden keramický obklad pro zvýšení odolnosti vůči obrusu. Kyneta bude tvořena kameninovým půlžlábkem, který má sloužit pro efektivní převedení minimálních splaškových průtoků a zabránění tvorbě nánosů ve stoce.

Koncem měsíce února letošního roku byly úspěšně ukončeny všechny razíčkové práce na odvodnění viaduktu. Jediná komplikace nastala až v samém závěru, kdy necelých 50 m před cílovou šachtou narazil štít TAUBER na kontaminovanou zeminu v areálu nádraží ČD. Faktem je, že takovou lokální kontaminaci (úsek asi 25 m) nemůže i sebelepší IG průzkum dopředu zjistit. Pro nevyhovující složení ovzduší ve štolě musely být práce přerušeny a byla přivolána HBZS (Hlavní báňská záchranná stanice Hodonín), která ve spolupráci s OBÚ Příbram monitorovala stav, poskytla dýchací přístroje Saturn 5, se kterými byla nucena posádka štítu pracovat, a bděla nad zdárným dokončením ražeb. Mezitím štít ještě narazil na starou studnu a kavernu, které se nacházely v těsné blízkosti drážních objektů. Všechny překážky byly nakonec zdárně překonány a štít dne 24. 2. 2005 dorazil do koncové šachty.

ZÁVĚR

Na konci obdobných článků bývá zvykem poděkovat všem zúčastněným stranám za dobrou spolupráci, což někdy neodráží skutečnou situaci na stavbě a poděkování bývá formální. Chtěl bych na závěr zdůraznit, že na stavbách ve Strakonici a Písku, které zde byly detailně popsány, moje poděkování formálním není. I když na dodavatele byly kladeny vysoké nároky, převládala na stavbách korektní a konstruktivní atmosféra, která pomáhala úspěšně překonat nejen z problémů, které se na stavbách obdobného charakteru vyskytují.

ING. IGOR FRYČ, Ingstav Brno, a. s.,
e-mail: fryc@ingstav.cz

EXCAVATION WORKS

As was already pointed out in the previous chapter, the technology of excavation was correctly selected beforehand and selection of the particular technology was already conditioned upon convenient price that would allow to succeed in the public tender.

The 454 bm long section that passed through the rock massif of weathered gneisses was built using conventional mined gallery and small-scale blasting operations. Plastic pipeline UPOROL with 2,0 m profile was subsequently drawn into the excavated gallery with excavated cross section of 6,9 m² (see Fig. 6). In the middle of this section, a 5 m wide and 21,7 m deep circular shaft was dug on the administrator's grounds, which will after completion serve as an access shaft.

When selecting the technology of excavation for the second section, the previously described equipment manufactured by TAUBER proved suitable again, since it perfectly fitted into the unwritten rule: "The smaller is the difference between surface of the excavated profile and the final excavated profile, the more financially acceptable the equipment is."

This very same philosophy is applied by the sophisticated technology of pipe jacking using special driving equipment based on the "slurry system" (bentonite slurry TBMs). However, the purchase and rental prices of these devices ruled out these technologies. Similarly, production of pipes for jacking with profile of DN 2000 mm is not yet fully established in the Czech Republic, and their eventual import would raise the price of this technology beyond acceptable level.

Excavation using the TDM TAUBER DN 2000 mm in length of 673,5 m was divided into four sections with average length of 165 m while one shaft was additionally left out and built only after the gallery was excavated. The longest excavated section was 315 m long. A starting shaft with inner dimensions of 6 x 8 m was built in order to make room for the TDM (see Fig. 7). In the case of the shaft in a deflection point of the route, where it was necessary to rotate the driving shield by app. 65°, a circular shaft with a diameter of 6,9 m proved more suitable.

Very unfavorable gradient conditions proved as one of the most challenging complications of this mined collector project. The gradient was 0,065 %, which translates into mere 75 cm for the entire length of the collector. It was essential to keep this gradient, as the designer balanced on the edges of technical capabilities and any reduction of flow capacity of the final profile could jeopardize the entire work. If, for any reason, the designer designed a 20–40 cm larger profile, he would undoubtedly increase the price by 10 to 20 %.

Final profile of the gallery is formed by already described special reinforced concrete segments requiring no additional surface treatment. Only lower part of the sewer will be covered with ceramic tiling in order to augment its abrasive resistance. The cunette will consist of stone trough that will effectively carry minimal wastewater flows and thus prevent the formation of sediments in the sewer.

By the end of February this year, all excavation works on draining of the bridge underpass have been successfully completed. The only complication occurred near the very end, when app. 50 m away from the final shaft the TAUBER TDM encountered contaminated soil in area of the Czech Railways station. True enough, such local contamination (a section of 25 m) cannot be discovered by any exploration. Because of the unsatisfactory atmosphere composition in the gallery, works had to be suspended and the BHZS (Central mining emergency station) Hodonín called in. In cooperation with the OBÚ (Regional Bureau of Mines) Příbram, the BHZS monitored the situation, provided breathing apparatus Saturn 5 that the TDM crew had to use and overall kept an eye on the works until completion. In between, the TDM still stumbled upon an abandoned well and a cavern, which neighbored the adjacent railway structures. All obstacles were surpassed and the shield finally arrived at the final shaft on February 24, 2005.

CONCLUSION

At the end of these articles, it is customary to thank all the participating parties for their good cooperation, which may sometimes be rather formal and not reflecting the true state of affairs during the construction. I would like to stress here that for the constructions in Strakonice and Písek that have been described here in detail, my thanks are not formal. Even when high demands were put on the contractor, there has been a sound and constructive atmosphere at the construction sites, which repeatedly helped to overcome complications that arise during similar projects.

ING. IGOR FRYČ, Ingstav Brno, a. s.,
e-mail: fryc@ingstav.cz

ZKUŠENOSTI Z VÝSTAVBY KOLEKTORŮ K10 A K11 V BRNĚ

EXPERIENCE FROM THE CONSTRUCTION OF COLLECTOR TUNNELS K10 AND K11 IN BRNO

BŘETISLAV SEDLÁČEK,
EMIL KONOPÁSEK, JAROSLAV VRAŇAN

ÚVOD

S ohledem na časový postup výstavby, kdy ze tříleté lhůty výstavby uplynuly již 2 roky a jsou v podstatě dokončeny ražené části kolektorů, považujeme za vhodné informovat odbornou veřejnost o průběhu prováděných prací na výstavbě Stokové sítě města Brna. O náplni a přípravě tohoto projektu bylo podrobně pojednáno v [1]. Kolektory K 10 a K 11, které jsou situovány v historickém jádru města Brna v prostoru náměstí Svobody, jsou budovány jako součást této stavby financované v programu ISPA z fondů EU viz [1]. Zhotovitelem této části zakázky je v rámci sdružení S&K Brno Metrostav a. s., divize 1. Projektovou část dokumentace zpracoval Aquatis, a. s., inženýrem stavby je Mott MacDonald.

STRUČNÝ POPIS STAVBY

Sekundární kolektory 10. a 11. stavby se nacházejí v centrální části historického jádra města Brna, které je památkovou rezervací (obr. 1). Dotčené území patří k intenzivně provozované části města s hustou obchodní sítí a silnou pěší dopravou.

Kolektory jsou realizovány hornickým způsobem ražením, podle podmínek v plném profilu, nebo v členění na přístropí a následně opěří.

Před zahájením vlastní ražby štol bylo nutno zajistit budovy, které by mohly být zasazeny poklesovým pásmem. Zamezení vlivu poklesového pásma bylo dosaženo provedením ochranné stěny ze sloupů tryskové injektáže kolem vytypovaných objektů. Sloupy jsou realizovány v délce 5,0 m v průměru od 0,9 do 1,0 m s roztečí cca 1,4 m a ve vzdálenosti 0,9 až 2,0 m od líce objektu.

10. stavba – kolektor K10 je umístěna podél severního a východního okraje náměstí Svobody a zabíhá do Masarykovy ulice, kde se připojuje na stávající kolektor Masarykova (1. stavba). Celková délka kolektoru K10 je 280 bm. Kolektor je ražen v profilu od 2,20/2,70 m až po 2,70/3,30 m. Výška nadloží se pohybuje mezi 2 až 3 m.

11. stavba – kolektor K11. Celková délka kolektoru K11 je 236 bm, je ražen v obdobných profilech a se stejným nadložím jako kolektor K10. Kolektor lemují západní stranu náměstí s odbočující větví do Zámečnické ulici.

Nejzajímavější částí z technického hlediska jsou bezesporu technické komory. Na obou stavbách je navrženo 5 komor v profilu do 30 m² a délkou 8,40 m, v místech odbočení kolektorových tras. V těchto komorách se počítá s odbočováním vedení technického vybavení. Komory se prováděly ražením členěným porubem ve 4 krocích – spodní podélná pomocná štola, následně střední pomocná štola v přístropí, dobírka boků přístropí, dobírka boků v opěří.

Z hlavních kolektorových tras jsou navrženy kolektorové přípojky, které řeší připojení jednotlivých okolních domů. Přípojky o rozměrech 1,80/1,80 m a v délkách od 1,80 do 22 m jsou prováděny technologií ražby v plném profilu. Celkem na obou stavbách je 34 ks přípojek.

Při vlastních ražbách byly v trase kolektorů zastíženy sklepní prostory, ať už zajištěné, nebo nezajištěné, kterým bylo nutno věnovat nemalou pozornost.

KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Primární ostění kolektorů je provedeno ze stříkaného betonu B25 v tloušťce 150 mm vyztuženého svařovanou sítí a příhradovou výztuží typu ANKRA GT 78/18/25, popř. duální výztuží K21. Stojky jsou pokládány podle geotechnických podmínek na patky nebo na příčné prahy z válcovaných profilů U 160. Vzdálenost vyztužných prvků od sebe je uvažována od 0,5 do 0,8 m. Technické komory mají tloušťku primárního ostění 150 mm s výztuží ANKRA, osazovanou po 0,75 m, a se svařovanými sítěmi. Primární ostění plní provizorní funkci do zhotovení sekundárního ostění, které tvoří definitivní zajištění kolektoru.

Sekundární ostění kolektoru je provedeno ze stříkaného betonu H V4 – B 25 min. tloušťky 200 mm, vyztuženého svařovanými sítěmi při obou

INTRODUCTION

Considering the progress of the project, the fact that 2 years of the three-year construction period are already over and the mined sections of the tunnels are nearly completed, we suppose that it is reasonable to inform the professional public about the course of the works on the construction of the "Sewerage Network of the City of Brno". The contents and preparation of this project were dealt in detail in [1]. The collector tunnels K 10 and K 11, which are situated in the historical core of the city of Brno, in the area of the Svobody Square, are built as part of this project, funded in the framework of the ISPA programme from the EU funds [1]. This part of the contract is realised by an S&K Brno joint venture's member, Metrostav a. s., Division 1. The relevant part of the design package was elaborated by Aquatis a. s., the role of the Engineer belongs to Mott MacDonald.

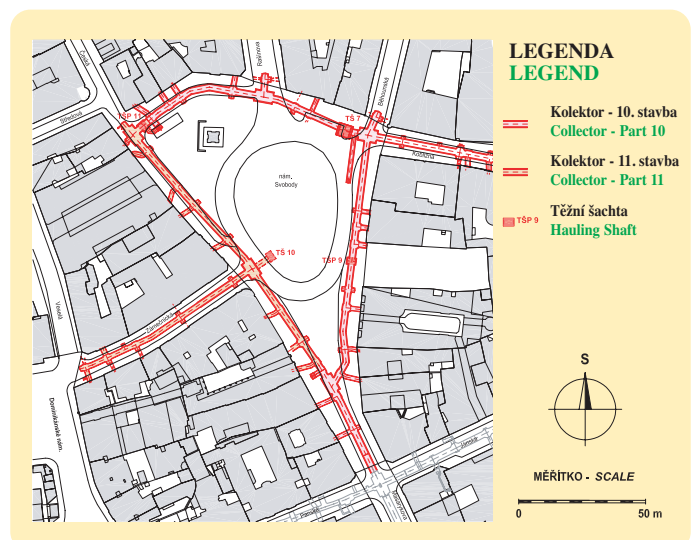
BRIEF DESCRIPTION OF THE WORKS

The secondary collector tunnels of the 10th and 11th construction lot are found in the central part of the historical core of the city of Brno (see Fig. 1). The area of concern belongs among intensively operated parts of the city, with a dense network of shops and considerable pedestrian traffic.

The collector tunnels are built using mining methods, with a full-face excavation concept where the conditions allow it, or in sequences (top heading and side-wall drifts).

The commencement of the tunnel excavation had to be preceded by operations supporting the buildings that could be affected by settlement. The settlement effects were restricted by constructing protective walls consisting of jet-grouted columns along the endangered buildings. The columns were 5.0m long, their diameter varied from 0.9 to 1.0 m, their spacing was about 1.4 m, and their distance from the front walls of the buildings was ranging from 0.9 to 2.0 m.

Construction lot #10 – the collector tunnel K10 runs along the northern and eastern edge of the Freedom Square, and continues to Masarykova Street, where it connects to the existing collector Masarykova (construction lot #1). The total length of the collector K10 amounts approximately to 280 m. The tunnel is excavated with the cross section ranging from 2.20 x 2.70 m to 2.70 x 3.30 m. The overburden thickness varies between 2 to 3 m.



Obr. 1 Umístění stavby kolektorů
Fig. 1 The layout of the collector tunnels

površích. Definitivní (sekundární) podlaha je z litého betonu H V4 – B 25 v tloušťce 400 mm vyztuženého svařovanými sítěmi a prutovou výztuží. Povrch podlahy bude uzavřen bezprašnou úpravou nátěrem.

Sekundární ostění technických komor je v klenbě a opěrách tloušťky 350 mm. Výztuž je provedena ze svařovaných sítí doplněných o prutovou hlavní a rozdělovací betonářskou výztuž.

S ohledem na to, že úroveň hladiny podzemní vody se v prostoru nám. Svobody nachází v profilu kolektoru, jsou stěny i podlaha v některých částech kolektoru izolovány. Izolace je provedena min. 1 m nad úroveň zjištěné hladiny podzemní vody, tj. buď na výšku opěr, nebo po celém obvodu kolektoru. Ochrana kolektoru proti účinkům podzemní vody je řešena mezilehlou izolací aplikovanou mezi primární a sekundární obezdívku. Na ostění je použito směsi MONOCRETE MONOMIX XP TH v tloušťce min. 15 mm, na podlahu a pracovní spáry hmoty XYPEX CONCENTRATE v množství 0,8 kg/m². Jde o hmoty vyvolávající těsnící krystalizaci uvnitř betonu.

V kolektoru pod podlahou je umístěna kanalizace. Použitým materiálem pro splaškovou kanalizaci jsou kameninové trouby DN 400 a sklolaminátové trouby HOBAS DN 800 mm. Na stoce jsou navrženy a provedeny vstupní šachty, do kterých je zajištěn vstup z kolektoru. Pro čištění stoky je nad každou šachtou v podlaze kolektoru umístěn z terénu pod strop kolektoru průstup, který tvoří flexibilní plastové potrubí DN 300 uzavřené shora poklopem.

Kanalizační přípojky jsou vedeny z připojovaného objektu převážně pod podlahou kolektorové přípojky do spadišťové šachty a odtud kameninovým potrubím DN 200 do stoky. Připojení bude provedeno kolmým navrtáním stoky v kombinaci s kroužkem Forsheda.

GEOLOGIE A GEOTECHNICKÝ MONITORING

Geologie

Zastižené geologické poměry jsou typické pro dané území. Předkvartérní podloží je tvořeno v celém zájmovém prostoru souvrstvím vápnitého jílu neogenního stáří. Spráše tvoří dominantní souvrství v trasách jednotlivých kolektorů.

Neogén překrývá kvartérní souvrství, které tvoří zbytky šterkopisčitých uloženin souvisejících s vývojem říční sítě, na které nasedá sprašové souvrství. Navážky tvoří pokryvnou část souvrství. Jsou v nich zastoupeny soudržné i nesoudržné zeminy, častý je výskyt stavebního odpadu a místy i zbytky starých základových konstrukcí.

Jílovité hlíny se vyskytují v nadloží sprašového souvrství, případně nasedají přímo na povrch neogenního souvrství. Vyskytují se zejména v severní části náměstí Svobody. Jedná se o deluviofluvialní uloženiny bývalého městského potoka.

Hydrogeologické poměry v této oblasti jsou velmi proměnlivé a ovlivňuje je deprese v neogenním podloží v severní části náměstí Svobody, kterou dochází k tranzitu podzemní vody přes oblast historického jádra směrem od západu na východ. Vodonosnou vrstvou jsou šterkopisčité uloženiny a propustnější polohy hlín v jejich okolí, které v menší či větší míře velmi nepříznivě ovlivňovaly postup ražby zejména z důvodu následného rozbrzdění jílu, pokud nebyla prosáklá voda plynule odváděna.

Hladina podzemní vody je raženým profilem zastižena v převážné části tras, a to až po úroveň přístropí v severní části náměstí Svobody.

Monitoring, konvergence

Detailně se problematice konvergenčí a monitoringu věnuje článek [2]. Zde je uvedeno následující shrnutí pro stavbu kolektorů K10 a K11.

V předstihu před zahájením vlastních prací na stavbách 10. a 11. byla provedena pasportizace celkem 26 objektů na povrchu. Pasportizaci se nepodařilo z důvodu nesouhlasu majitele provést na 1 objektu, což způsobilo výrazné zpoždění postupu prací. Při pasportizaci byly na objektech osazeny body pro následné nivelační měření. Tyto body navazují na profily konvergenčních měření v ražených kolektorech a na body osazené na povrchu v ose kolektorů. Tím byly vytvořeny měřicí profily, na kterých se následně provádělo měření konvergenčí, nivelace na povrchu a v podzemí. Měření na povrchu jsou prováděna v předstihu před průchodem čelby (1 až 2 měsíce) a v průběhu ražby ve vazbě na měření konvergence a nivelace v profilech ražených kolektorů. Z měření lze dedukovat souvislosti a případná opatření. O kvalitě tunelářských prací dostatečně vypovídají naměřené hodnoty, které jsou patrné z uvedených tabulek.

Z tabulek 1 a 2 plyne, že rozhodující část poklesů se pohybuje do 4 mm a hodnoty naměřených výšek nivelací a konvergenčí v podzemí se pohybují v rozmezí od 0–4 mm, což považujeme za velmi dobrý výsledek.

Vzájemnou informovaností a opatřeními mezi organizacemi (GEOTEST Brno, a. s., INSET, a. s.), které provádí měření, Metrostavem a. s. jako zhotovitelem prací a projektantem AQUATIS, a. s., nedochází k negativnímu ovlivnění okolní zástavby a provozu města. Z těchto údajů se dá také předpokládat, že se zvolená technologie provádění prací osvědčila.

Construction lot #11 – the collector tunnel K11. The total length of the collector tunnel K11 is 236 m, it is excavated using similar cross sections and under similar overburden as the collector tunnel K10. The collector skirts the western side of the square, with a branch to Zámečnická Street.

The most interesting part from technical point of view are undoubtedly the technical chambers. The two construction lots contain 5 chambers with the profile of 30 m² and length of 8.40 m. The chambers are designed for the branching points, to allow branching of the lines of the technical equipment. The chambers were in 4 phases, i.e. a bottom longitudinal drift, central drift at the top, completion of excavation of the top heading and completion of the bottom side-wall drifts.

Collector connections are designed branching from the main collector routes, to solve the connection of individual buildings along the route. The connections with cross sectional dimensions of 1.80 x 1.80m and lengths from 1.80 to 22 m are constructed using the full-face excavation procedure. There are 34 connections in total, on both construction lots.

Cellars were passed through during the excavation, both supported and unsupported, which had to be dealt with due care.

STRUCTURAL SOLUTION

The primary lining of the collector tunnels consists of a 150 mm thick layer of sprayed concrete B25, reinforced with welded mesh and lattice girders ANKRA GT 78/18/25 or colliery steel sets K21. Depending on geotechnical conditions, the legs are placed on footings or transversal sills from rolled-steel sections U 160. The spacing of the support elements is to vary from 0.5 to 0.8 m. The 150mm thick primary lining of the technical chambers is reinforced with the ANKRA girders erected every 0.75 m, and with welded mesh. The primary lining has a temporary function, until the secondary lining is ready to fulfil its role of the permanent lining of the collector.

The secondary lining of the collector tunnel is from sprayed concrete H V4 – B 25 with a minimum thickness of 200 mm, reinforced with two layers of welded mesh (on both surfaces). The final (secondary) bottom structure is from cast concrete H V4 – B 25, 400 mm thick, reinforced with welded mesh and steel bars. The floor will be provided with paint to achieve a dust-free surface.

The secondary lining of the technical chambers is 350 mm thick in the vault and legs. Steel reinforcement consists of welded mesh complemented with principal and distribution reinforcement bars.

Because of the presence of ground water table in the profile of the collector tunnel in the area of the Svobody Square, a waterproofing system is applied to the walls and floor in relevant sections. The structures are protected up to a level of 1 m above the identified water table level, i.e. either up to the top of the legs or around the complete circumference of the tunnel. The system of protection of the collector tunnel against ground water consists of an intermediate waterproofing layer applied between the primary and secondary liners. The MONOCRETE MONOMIX XP TH mix is applied to the lining structure (a minimum thickness of 15 mm), while the XYPEX CONCENTRATE product is used for the treatment of the floor and day joints (0.8 kg/m²). Those sealants generate crystalline formations within the concrete mass.

There is a sewer placed under the bottom slab of the collector tunnel. Clay pipes DN 400 and HOBAS DN 800mm glassfibre reinforced plastic pipes are used for the sewer construction. Manholes built on the sewer line are accessible from the collector tunnel. Cleaning of the sewer is possible through flexible plastic conduits DN 300, passing through the tunnel from the tunnel roof (the openings are provided with covers) to the tunnel bottom (i.e. to the top of the concrete manholes).

Service connections lead from the buildings under the floor of the collector branch, to drop manholes, and from the manholes through clay pipes DN 200 to the sewer. The connection will be carried out by vertical drilling of the sewer combined with Forsheda rings.

GEOLOGY AND GEOLOGICAL MONITORING

Geology

The geological conditions are typical of the given territory. The Pre-Quaternary underlier consists of series of strata of calcareous clay of the Neogene age. Loess series of strata dominate along the routes of individual collectors.

The Neogene formation covers Quaternary strata consisting of remnants of gravel-sand deposits associated with the development of a river network, which are covered by the loess strata. Made ground form the nape of the series of strata. The made ground contains both cohesive and non-cohesive soils, with frequent occurrence of building waste, and locally even remnants of old foundation structures.

Clayey loams are found in the overlying loess strata, or they sit directly on the surface of the Neogene strata. They are found, above all, in the northern

Poklesy/ Subsidence	Stavba / Construction lot			
	K10		K11	
[mm]	[počet/number]	[%]	[počet/number]	[%]
0-2	15	47	9	37,5
2-4	8	25	15	62,5
4-6	8	25	0	0
6-8	1	3	0	0
8-10	0	0	0	0

Pozn.:V měření jsou obsaženy i profily, které lze nazvat jako mimořádné, které vznikly jako nutné při výstavbě a souvisejí s řešením stavby.

Note: The measurements were also carried out in sections that can be called "special", as they originated due to a necessity during the construction, and they are connected with requirements of the construction design.

Tab. 1 Četnost hodnot poklesů na objektech okolní zástavby
Table 1 Frequency of subsidence values measured on the adjacent buildings

Hodnoty měření/ Measurement values	Horizontální / Horizontal		Vertikální / Vertical		Nivelace / Levelling	
	[počet / number]	[%]	[počet / number]	[%]	[počet / number]	[%]
[mm]						
0-2	30	52,6	34	59,6	24	38,7
2-4	16	28,1	16	28,1	24	38,7
4-6	17	12,3	4	7	6	9,7
6-8	3	5,3	3	5,3	5	8,1
8-10	0	0	0	0	2	3,2
10-12	1	1,7	0	0	1	1,6
12-14	0	0	0	0	0	0

Tab. 2 Četnost hodnot konvergenčních měření
Table 2 Frequency of values of convergence measurements

ZKUŠENOST Z PROVÁDĚNÍ VÝSTAVBY

a) Provedení ražeb a primárního ostění

Ražby kolektorů byly provedeny technologií NRTM. Při přípravě stavby, kdy se zvažovalo nasazení vhodných technologických zařízení, jsme se nakonec přiklonili k použití výhradně nekolejové vodorovné dopravy rubaniny ve štolách. Byla snaha najít optimální technologii ražby a vodorovné dopravy ve štolách tohoto charakteru.

Na provádění ražeb byla, vzhledem ke srovnatelné velikosti štol, nasazena stejná základní strojní sestava, jaká byla použita při ražbě průzkumné štoly pro tunel Dobrovského, kde tato sestava zabezpečovala dostatečné denní postupy a nedošlo k větším poklesům, než jaké předpokládal projekt. Jednalo se o tunelový bagr Schaeff typ ITC113 (obr. 2) a univerzální důlní dopravník (dampr) Paus Universa (obr. 3). Na rozdíl od ražby průzkumné štoly, kde dopravu vyrubaného materiálu zajišťoval dampr až před portál budoucího tunelu, jsme v tomto případě ražby kolektoru zajišťovali těžbu na povrch těžní šachtou drapákem zavěšeným na jeřábu



Obr. 2 Tunelový bagr SHAEFF ITC 112
Fig. 2 SCHAEFF ITC 112 tunnel excavator

part of the Svobody Square. The clayey loams are diluviofluvial deposits of former Městský Stream.

Hydrogeological conditions within this area are very variable. They are influenced by a depression in the Neogene underlier found in the northern sector of the Svobody Square, through which ground water flows across the area of the historical core in an east-west direction. The gravel-sand deposits and more permeable layers of loams around them form an aquifer affecting very negatively the advance rate of the excavation, mainly because of the process of turning the clays to mud taking place unless the seepage water is continuously drained.

The ground water table is encountered by the mined profile along a prevailing part of the routes, reaching up to the level of the tunnel crown in the northern sector of the Svobody Square.

Monitoring; Convergences

The issue of the convergence and monitoring is dealt in detail by the author of the article [2]. The current article contains the following summary regarding the construction of the collector tunnels K10 and K11:

A condition survey of 26 surface buildings was carried out before the commencement of the works on the construction lots 10 and 11. One attempt to carry out the survey failed due to the property owner's disapproval. This failure resulted in a significant delay in the works' progress. Precise levelling points were attached to the buildings during the condition survey, for subsequent measurements. These points are related to the convergence measurement sections installed in the mined collector tunnels, and to the points installed on the ground surface, on the tunnel centre lines. This is how the measurement sections were established, serving subsequently for the convergence measurements, surface levelling and levelling underground. The measurements on the surface are carried out ahead of the face passing underneath (1 to 2 months ahead), and during the excavation, combined with the convergence measurements and levelling of the profiles of the mined tunnels. Interrelations and contingent measures can be deduced from the measurements. The measured values presented in the tables below prove sufficiently the quality of the tunnelling work.

It follows from tables 1 and 2 that the majority of the vertical displacements do not exceed 4 mm, and the values measured by levelling and convergence values in the underground vary from 0 to 4 mm. We consider these results as a very good result.

Any negative influence on the adjacent buildings and the life of the city is prevented by sharing information and by measures agreed between the organisations carrying out the measurements (GEOTEST Brno a. s., INSET a. s.), the contractor Metrostav a. s., and engineering consultant AQUATIS a. s. It is also possible to assume, on the basis of the data contained in the tables, that the adopted technique of the excavation proved to be good.

EXPERIENCE FROM THE CONSTRUCTION

a) Excavation and Primary Lining

The collector tunnels were excavated using the NATM technique. When planning the works, we considered the utilisation of a suitable plant and equipment. Eventually we decided to use solely trackless horizontal haulage of muck in the tunnels. Our effort was to find an optimal set of equipment for excavation and transport in tunnels of the given character.



Obr. 3 Tunelový dampr PAUS UNIVERSA 50-2
Fig. 3 PAUS UNIVERSA 50-2 tunnel dumper



Obr. 4 Minibagr JCB 8017 na čelbě
Fig. 4 JCB 8017 mini-excavator at the face

RDK 160. Tato těžba byla prováděna drapákem přímo z korby damburu Paus do kontejnerů na povrchu. Tím jsme se vyhnuli složitému problému s kypováním rubaniny v prostoru těžší šachty. Takto vytěžená rubanina byla následně kontejnery odvážena na skládku.

V dané geologii bylo odtěžení jednoho postupu strojem na čelbě velmi rychlé, což spolu s okamžitým zastříkáním čelby zajišťovalo její dobrou stabilitu. Vodorovná doprava ve štolě však zpomalovala denní postup. Důvodem byly přítoky vody na čelbě. Tyto drobné přítoky zhoršovaly pojízdnost počvy relativně těžkým dopravníkem (damprem). Následně nezbytně nutné úpravy a zpevňování podlahy kolektoru kladly velké nároky na čas a neúměrně zvedaly náklady. To vše zapříčiňovalo, že se zpomaloval celkový postup oproti postupu očekávanému. Dalším nepříznivým faktorem bylo časté křížení se stávajícími inženýrskými sítěmi, z nichž některé byly dosud funkční a bylo je nutno přeložit. Tyto časové ztráty spolu s prostojem, zaviněným náhlým průvalem zvodnělých jílu v sousedství zahlubované šachty nad komorou TK115, vedly k rozhodnutí dokončit rozpracovaný úsek ražby a dále nepokračovat v ražbě s touto mechanizací. Souhrnně je možno konstatovat, že nedošlo k očekávaným denním postupům při ražbě, použití stávající mechanizace bylo neefektivní, a bylo proto rozhodnuto o výměně použité mechanizace. Za hlavní důvody nedostatečných postupů je možno označit:

- Obtížné udržení kvality pojízdné podlahy;
- Prostoje způsobené častým křížením s inženýrskými sítěmi (některé sítě nebyly v podkladech vůbec zaznamenány, popř. byly zastíženy v jiných polohách než předpokládaných);
- Prostoje způsobené zhoršenými geologickými podmínkami na čelbě způsobené přítoky spodní vody a přítoky vod ze stávajících, technicky již nevyhovujících vodovodních a kanalizačních vedení.

Za těchto podmínek bylo dosažováno průměrného denního postupu cca 1,3 m/den. Po doražení úseku mezi šachtou TŠ7 a TŠP11 byla tato mechanizace vyzvednuta z podzemí.

Pro ražbu dalších úseků bylo rozhodnuto využít operativnější mechanizace, a to:

- JCB 8017 (obr. 4)
- Locust 752 (obr. 5)

Vzhledem k tomu, že nebyla tato mechanizace k dispozici včetně schválení ČBÚ do podzemí, bylo nutno nasazení těchto strojů legislativně projednat.

Po nasazení rypadla JCB 8017 se prodloužila doba rozpojení a naložení zeminy na čelbě o cca 30 %. Toto prodloužení však bylo vyváženo větší manévrovatelností a operativností stroje při použití na více čelbách v časově náfázovaných cyklech. Toto rypadlo bylo možno operativně nasadit i na práce prováděné v souvislosti s výstavbou kolektoru na povrchu.

Vodorovná doprava byla vyřešena univerzálním kolovým nakladačem Locust 752 Tunnel. Tento stroj bylo možné taktéž nasadit univerzálně a používali jsme ho i pro dočišťování čelby při ražbě profilu. Doprava rubaniny tímto způsobem se s ohledem na kapacitu stroje osvědčila do vzdálenosti cca 60 až 100 m.

Vedle technické vhodnosti použité technologie je při jejím posuzování pro nasazení nezanedbatelným faktorem náklad na použití jednotlivých strojů v porovnání s dosaženým výkonem. Zde je nutno konstatovat, že

A basic excavation equipment set identical with the set used for the excavation of the exploration gallery for the Dobrovského tunnel construction was adopted, with respect to the fact that the dimensions of the gallery were comparable with the dimensions of the collector tunnels. This set secured sufficient daily advance rates on the Dobrovského tunnel, without greater settlement than predicted by the design. The set consisted of a Schaeff ITC113 tunnel excavator (see Fig. 2) and a universal mine dumper Paus Universa (see Fig. 3). In contrast with the excavation of the exploration gallery, where the muck was transported by a dumper to the location of the portal of the tunnel to be built subsequently, the muck from the collector tunnels was lifted by a clamshell directly from the body of the Paus dumper and loaded to a container on the surface. Thus we avoided a complex problem of stockpiling the muck in the area of the hoisting shaft. The muck was subsequently transported in the containers to a surface stockpile.

Excavation of one round and mucking away was very fast considering the given geology, which fact, together with the immediate spraying of the face with concrete, ensured good stability of the excavation. The horizontal transportation in the tunnel, however, slowed the daily advance rate down. The reason were the inflows of ground water at the face. Those minor inflows made driving along the tunnel bottom difficult for the relatively heavy dumper. Subsequent necessary repairs and strengthening of the floor of the collectors were very time consuming operations, which increased the costs inadequately. All of that resulted in a slowing down of the overall progress compared with what had been anticipated. Another unfavourable factor was the frequent crossings with existing utility networks. Some of them were operable, and they had to be relocated. The time losses, together with the downtime due to a sudden inrush of water-saturated clays in the vicinity of the shaft being sunk above the chamber TK115, resulted in a decision to finish the section being just excavated, and to not continue the excavation with the given equipment set. In summary, we can state that the anticipated daily advance rates were not achieved, therefore the application of the given equipment was inefficient, and a decision to change the equipment had to be made for that reason. The main reasons of the unsatisfactory performance were as follows:

- Difficult maintenance of the floor for haulage.
- Downtimes due to frequent crossings with utility networks (some networks were not recorded in the documentation, or they were found in different locations than expected).
- Downtimes due to geological conditions at the face, deteriorating due to inflows of ground water and inflows of water from existing, in technical terms defective, water and sewerage pipelines.

The average daily advance achieved in the above-mentioned conditions amounted to 1.3 m per day. The equipment set was removed from the tunnel after completion of the section between the shafts TŠ7 and TŠP11.

A decision was made to use a more operative equipment set for the remaining excavation, namely:

- a JCB 8017 excavator (see Fig. 4)
- a Locust 752 loader (see Fig. 5)

The deployment of this set of equipment had to be negotiated in terms of legislation, because an approval for the underground application of the machines issued by the ČBÚ (Czech Bureau of Mines) had not been available.

The time necessary for disintegration of the rock and loading by the JCB 8017 was roughly by 30% longer. This time extension, however, was compensated for by better maneuverability and operativeness of the machine in the conditions of utilisation at several faces, in phased cycles. This excavator could be used opera-



Obr. 5 Kolový nakladač LOCUST 752 TUNEL ve štolě
Fig. 5 LOCUST 752 TUNEL wheeled loader in the tunnel

s několikanásobně levnější technologií bylo dosaženo téměř srovnatelných postupů při ražbě. Dále skutečnost, že tyto stroje byly používány i na jiné operace spojené s budováním kolektoru, měla vliv na celkovou úsporu nákladů v porovnání s původně plánovanou sestavou.

I přes komplikace spojené s výměnou strojní technologie pro ražbu se idea bezkolejové dopravy ukázala jako správná a z našeho pohledu jediná možná. Toto lze dokumentovat zkušenostmi i z jiných staveb, kde obdobné strojní sestavy jsou opětovně nasazeny (např. Kolektor Vodičkova v Praze).

Pro zajištění nezbytného rozvoje a dalšího zkvalitnění prací i nadále doplňujeme strojní technologie o další generace strojů (JCB řady 802, LOCUST řady 853, lehký dampr PAUS AKV 242), pro komplexní zajištění prací v různých „malých“ profilech podzemních děl.

Pro provedení primárního ostění byl při ražbách použit stříkaný beton H V4-B 25. Vzhledem k stísněným prostorům a nasazené strojní technologii při ražbě nebylo možno pro ukládku stříkaných betonů využít žádné mechanizace a betony se ukládaly stříkáním ruční pistolí za použití stroje ALIVA 246 a 252.

b) Provedení kanalizace ve dně kolektoru

Pro realizaci kanalizace bylo využito strojů nasazených pro vlastní ražbu, tj. JCB a LOKUST. Výkop byl otevírán postupně v délce 4 m a postupně bylo prováděno zabetonování trub max. délky 3 bm. Tento cyklus byl dokončen v jednom dni, bylo tedy dosahováno postupu cca 3 bm kanalizace za 1 den. Spadištvé šachty a následné přípojky do domů byly realizovány až po dokončení pokládky hlavních větví. Z tohoto důvodu nedocházelo k prodlužování doby nasazení mechanizace a využití strojů bylo velmi efektivní.

c) Provedení sekundárního ostění a hydroizolace

Zahájení realizace sekundárního ostění bylo podmíněno dokončením pokládky kanalizace ve dně kolektoru včetně napojení přípojek kanalizace a zlikvidování všech provizorních propojení kanalizací.

Jako ochrana proti průsakům spodních vod byla zvolena hydroizolace krystalizací (bílá vana) mezi vrstvou primárního a sekundárního ostění kolektoru. Ostění kolektoru bylo ošetřeno maltovou směsí MONOCRETE MONOMIX XP TH nanášenou stříkacím strojem ALIVA 246 v minimální tloušťce 15 mm. Tato vrstva měla červenou signální barvu pro lepší kontrolu kompaktnosti nanášené vrstvy.

Podlahy, přechody mezi podlahou a ostěním a vzniklé pracovní spáry byly ošetřeny směsí XYPEX CONCENTRATE nanášenou pneumatickou pistolí.

Stříkání sekundárního ostění bylo prováděno opět stříkacím strojem na suchou směs Aliva 246, betonová směs na definitivní podlahu byla dopravována do kolektoru čerpadly Schwing.

Při provádění sekundárního ostění byly práce rozfázovány do řady kroků. Hlavní operace při realizaci této etapy výstavby jsou následující:

1. vyrovnání a příprava povrchů stříkaného betonu primárního ostění
2. osazení kotviček armatury do vývrtů vyplněných izolační hmotou XYPEX CONCENTRATE (ve formě Dry-Pack)
3. očištění a vyrovnání primární podlahy kolektoru v pásu podél stěn
4. montáž 1. vrstvy armatury sekundárního ostění (kari sítě)
5. aplikace izolační hmoty na podlahu kolektoru v pásu 50 cm podél stěn (XYPEX CONCENTRATE) s přetažením cca 10 cm na stěny kolektoru
6. po zaschnutí izolace bylo provedeno provizorní zakrytí jako ochrana proti nežádoucímu spadu při stříkání sekundárního ostění
7. nástřik stěn a stropu signální izolační vrstvou MONOCRETE MONOMIX XP TH (obr. 6)
8. nástřikání klenby a stěn 1. vrstvou stříkaného betonu (SB) sekundárního ostění (nutno provést do 72 hodin po nástřiku izolační malty)
9. montáž 2. vrstvy armatury sekundárního ostění
10. nástřikání klenby a stěn 2. vrstvou SB sekundárního ostění, před zaváděním byly povrchy srovnávány na požadavek investora brizolitovými škrabkami jako pohledový beton
11. vyčištění a vyrovnání zbývajících středních částí primární podlahy kolektoru, odstranění provizorního zakrytí krajních pásů podlahy
12. aplikace izolační vrstvy podlahy kolektoru v střední části (Xypex concentrate)
13. betonáž ochranného potěru na podlahu
14. uložení armatury definitivní podlahy dna, provedení bednění žlábků kolektoru
15. betonáž definitivního dna kolektoru betonovou směsí H V4 B 25



Obr. 6 Primární ostění s nástřikem izolace MONOCRETE MONOMIX XP TH
Fig. 6 Primary lining with waterproofing spray MONOCRETE MONOMIX XP TH

tively even for work connected with the operations on the surface.

Horizontal haulage was solved by a universal wheeled loader Locust 752 Tunnel. Also this machine could be utilised universally, and we used it for scaling too. The muck haulage by this machine up to a distance of 60 to 100 m acquitted itself with respect to this machine's capacity.

Apart from the technical adequacy of the applied equipment, the cost of utilisation of individual machines compared with the achieved performance is also a significant factor in the assessment of equipment to be utilised. It must be stated that nearly comparable outputs were achieved with several times cheaper machines. Further, the fact that these machines were also used for other operations associated with the collector construction affected the overall savings of the costs compared with application of the originally planned equipment set.

Even despite complications associated with the exchange of the excavation equipment, the idea of trackless haulage proved to be correct and, from our point of view, the only possible solution. This can be documented by experience from other sites where similar equipment sets are re-deployed (e.g. the Vodičkova Street Collector Tunnel).

With respect to the need for ensuring the essential development and further improvement of quality of our work, we add new generations of machines (JCB line 802, LOCUST line 853, the light dumper PAUS AKV 242) to our equipment park, to provide for a comprehensive range of operations in various "small" profiles of underground works.

Sprayed concrete H V4-B25 was used for the primary lining. Because of the confined space and utilisation of mechanical plant for the excavation, no equipment could be used for the shotcrete application, and the concrete had to be sprayed with a hand-held air gun, using the ALIVA 246 and 252 sets.

b) Sewerage installation under the collector bottom

The equipment set used for the tunnel excavation, i.e. the JCB and LOCUST, was also used for the installation of the sewerage pipes. The trench was opened in steps 4m long, and, subsequently, pipes with a maximum length of 3m were lowered and backfilled with concrete. This cycle was completed within one day, which means that the daily advance reached about 3m of the sewer per day. Drop manholes and subsequent service connections were built when the main branches had been completed. For that reason the periods of operation of the machines were not extended, and the machines were exploited very efficiently.

c) Construction of the secondary lining; waterproofing

A condition for the commencement of the work on the secondary lining was the completion of the work on the sewerage laid under the collector bottom, including service connections, and removal of all temporary interconnections between the sewerage lines.

A waterproofing system called the "White Tank", based on generation of a crystalline formation on the interface of the primary and secondary lining of the collector tunnel, was selected for the protection against ground water seepage. The tunnel lining was treated by MONOCRETE MONOMIX XP TH grout applied by a sprayer ALIVA 246, at a minimum thickness of 15 mm. This layer was tinted signal red to facilitate checking of the compactness of the applied layer.

The floor, transition sections between the floor and the lining, and day joints were treated using XYPEX CONCENTRATE mixture applied by an air gun.

The sprayed concrete of the secondary lining was applied using a dry process shotcrete machine Aliva 246. The concrete mix for the final floor was conveyed



Obr. 7 Definitivní ostění kolektoru

Fig. 7 Secondary lining of the collector tunnel

Kvalita provedení sekundárního ostění nejvíce ovlivnila výslednou kvalitu celého díla (obr. 7). Jednalo se jednak o úroveň finálního zpracování stříkaných betonů, a to zejména z hlediska vizuálního, hlavně však se jednalo o zajištění vodotěsnosti provedeného betonového ostění. Proto byla věnována těmto operacím mimořádná péče, a to jak od nás jako zhotovitele, tak i ze strany technického dozoru – inženýra stavby. Systém dílčích přejímek nás opravňoval k zahájení další operace. Zejména se jednalo o přejímky povrchů s provedeným izolačním nástřikem před samotným stříkáním sekundárního ostění.

Přísně však byla sledována nejen příprava pracoviště před prováděním stříkaných betonů, ale i před aplikací izolační vrstvy, tzn. bylo kontrolováno dokonalé omytí povrchů betonu tlakovou vodou (WAP) a rovněž dodržování zásad pro zpracování izolačních hmot XYPEX.

Mimořádná péče byla věnována také provádění některých důležitých detailů jako na příklad utěsnění kotevních prvků armatury sekundárního ostění, provedení napojení izolace dna a stěn kolektoru nebo důkladnému vibrování betonové směsi definitivních podlah, aby došlo k vyplnění volných prostor po vyčištění povrchu podlah tlakovou vodou před betonáží.

V současné době nelze ještě vyhodnotit kvalitu hydroizolace, protože doposud se podzemní voda za ostěním kolektoru neustálila na původní úrovni. Výhodnost použité technologie je však i v tom, že umožňuje relativně jednoduché následující sanace přímo v místech průsaků.

ZÁVĚR

Vzhledem k tomu, že k úplnému dokončení díla zbývá ještě několik měsíců, je na celkové hodnocení ještě brzy. Z pohledu stavbařské terminologie je zatím dokončená tzv. „hrubá stavba“. Je nutno ještě dokončit vystrojení kolektorů dalšími vnitřními konstrukcemi, definitivním větráním, zabezpečovacími systémy a v neposlední řadě napojit tyto kolektory na již funkční stávající síť kolektorů v centru Brna. Věříme, že dosavadní zkušenosti budou moci být uplatněny při výstavbě dalších etap kolektorů.

ING. BŘETISLAV SEDLÁČEK, AQUATIS, a. s., sedlacek@aquatis.cz;
ING. EMIL KONOPÁSEK, METROSTAV a. s., konopasek@metrostav.cz;
ING. JAROSLAV VRAŇAN, METROSTAV a. s., vranan@metrostav.cz

to the collector by Schwing pumps.

The construction of the final lining was divided into phases, with the following main operations:

1. Adjustment of the primary lining shotcrete surface irregularities,
2. installation of reinforcement anchoring elements into boreholes filled with the waterproofing product XYPEX CONCENTRATE (in a Dry-Pack form),
3. cleaning and levelling of the primary floor of the collector within a strip along the walls,
4. installation of the 1st layer of reinforcement of the secondary lining (welded mesh),
5. application of the waterproofing material to the floor of the collector, within a 50 cm-wide strip along the walls (XYPEX CONCENTRATE), extending about 10 cm up the walls of the collector,
6. temporary covering after drying, as a protection against undesired rebound during spraying of the secondary lining,
7. spraying of the MONOCRETE MONOMIX XP TH signal waterproofing layer on the walls and ceiling (see Fig. 6),
8. application of the 1st layer of sprayed concrete (SC) of the secondary lining to the vault and walls (to be completed within 72 hours after the application of the waterproofing grout),
9. installation of the 2nd layer of reinforcement of the secondary lining (welded mesh),
10. application of the 2nd layer of SC of the secondary lining to the vault and walls; as required by the client, irregularities in the surfaces were adjusted before drying by means of scrapers to achieve architectural concrete finish quality,
11. cleaning and levelling of the remaining central part of the primary floor of the collector; removal of the temporary cover of the side strips of the floor,
12. application of the waterproofing layer to the floor of the collector in the central part (XYPEX CONCENTRATE),
13. spreading of protection screed on the floor,
14. installation of steel reinforcement of the final floor, erection of shuttering for the floor channel,
15. casting of the final bottom of the collector using concrete H V4 B25.

The secondary lining quality affected the resulting quality of the whole structure (see Fig. 7). The quality was assessed in terms of the final processing of sprayed concrete, namely the visual effect, and, above all, in terms of its water retaining capability. This is why extraordinary care was taken during those operations, both by ourselves and the client's supervision provided by the Resident Engineer's staff. A system of partial pre-turnovers entitled us to start subsequent operations. The main subject of the turnovers was the surface covered with the signal spray, before the spraying of the secondary lining.

Although, the preparation of the work place was observed carefully not only before the application of shotcrete, but also before the application of the waterproofing layer, i.e. perfect pressure washing of the surfaces using the WAP, and compliance with the rules for the processing of the waterproofing material XYPEX.

Special attention was paid to the execution of some important details, e.g. sealing of the anchoring elements holding the steel reinforcement of the secondary lining, the workmanship of the connection of the waterproofing layer on the bottom to the collector walls, or thorough compaction of concrete mix during the casting of the final floor structure so that the empty spaces remaining after the pressure washing of the floor before the concrete casting were filled.

It is still premature to assess quality of the waterproofing system because the ground water table behind the collector tunnel's lining has not settled at the original level yet. The applied technology is advantageous also because of the fact that it allows relatively fast subsequent repairs directly at the spots of seepage.

CONCLUSION

With respect to the fact that several months remain until the works are completed, it is too soon for an overall assessment. In terms of the civil engineering terminology, only the "carcass work" has been completed. The work on the installation of other internal structures, final ventilation, safety and security systems remains to be done, and, at last but not least, it is necessary to connect these collectors to the operating network of collectors in the centre of Brno. We believe that our experience will be applicable to other stages of the development of collector tunnels.

ING. BŘETISLAV SEDLÁČEK, AQUATIS, a. s., sedlacek@aquatis.cz;
ING. EMIL KONOPÁSEK, METROSTAV a. s., konopasek@metrostav.cz;
ING. JAROSLAV VRAŇAN, METROSTAV a. s., vranan@metrostav.cz

Literatura / References

- [1] TUNEL 02/2004: Ing. František Dvořák, Ing. Břetislav Sedláček, Ing. Václav Torner, Aquatis, a. s. – Výstavba sekundárních kolektorů v historickém jádru města Brna spolufinancovaná ze zdrojů Evropské unie.
- [2] TUNEL 02/2004: RNDr. Jaroslav Hanák, RNDr. Otakar Pazdírek, Ing. Stanislav Rech, Geotest Brno, a. s. – Poznatky z geologického sledu a z geotechnického monitoringu ražeb sekundárních kolektorů v historickém jádru Brna.

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA TUNELU SLIVENEC – LAHOVICE SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY, STAVBA 514

EXPLORATION GALLERY FOR THE TUNNEL IN THE SLIVENEC – LAHOVICE SECTION OF THE PRAGUE CITY RING ROAD, CONSTRUCTION LOT 514

VLADIMÍR SÁLUS, PETR VOZARIK

ÚVOD

V prvním lednovém týdnu roku 2004 zahájila divize 5 Metrostav a. s. práce na ražbě průzkumné štoly, která měla ověřit geologické a hydrogeologické podmínky v místě budoucích dvou jednosměrných trub tunelu silničního okruhu v úseku Lahovice – Slivenec, stavba 514. Cílem průzkumné štoly a provedeního monitoringu nebylo jen využití výsledků pro návrh primárního a sekundárního ostění dálničního tunelu, ale štola měla také společensko-politický motiv. Její realizace se stala vyslancem budoucí stavby, neboť nejen ověřila dopady výstavby na životní prostředí okolí, prověřila podmínky pro budoucí organizaci výstavby, ale ovlivnila i společenské myšlení místních obyvatel.

Štola o profilu 25 m² je dlouhá 1313 m a byla navržena jako stropní v pravém stoupajícím třípruhovém tunelu. Levý tunel bude dvoupruhový. Niveleta štoly je 3,3 m nad niveletou budoucí tunelové trouby, sklon štoly je 3,9 %. Štola má plnou výšku budoucí kaloty a křivost tvaru klenby štoly kopíruje rub primárního ostění tunelu. Ve štole bylo realizováno osm zvětšených geotechnických profilů na celou šířku kaloty v délkách 12 až 42 m s plochou výrubu cca 66 m², které byly využívány po dobu ražby i jako výhybny.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOLOGICKÉ POMĚRY VE ŠTOLE

Trasa štoly procházela různorodým a složitým geologickým prostředím. V masívu byly zastíženy jílovité navětralé břidlice královodvorského souvrství, které přecházely přes písčité břidlice a křemenné pískovce kosovského souvrství až do písčitojílovitých a jemnozrnných křemenných pískovců a prachovců. Přítoky vody se pohybovaly v rozmezí od 0,1 do 2,0 l/s. Štola prokázala předpokládané třídy ražnosti – TT3 (50 %), TT4 (30 %) a TT5 (20 %).

TECHNICKÉ ŘEŠENÍ

Výstavba probíhala protiražbou od obou portálů – lochkovského a radotínského, a to technologií Nové rakouské tunelovací metody. Ostění štoly tvořil stříkaný beton vyztužený sítěmi a dle technologických tříd svorníky a příhradovými rámy. Délka záběru se pohybovala v rozmezí 1,5 – 2,5 m. Součástí štoly byla rozšíření na plný profil kaloty. Jejich délka se upřesňovala dle potřeb geotechnického monitoringu a byla 25 až 40 m. Vzdálenost mezi zvětšenými profily se pohybovala od 140 m do 160 m. Geotechnické měření bylo hlavně zaměřeno na zjištění velikosti deformací při ražbě celého průřezu kaloty a získání podkladů pro stanovení nezbytných opatření pro ražbu obou tunelových trub. Jednotlivé kaloty v TT 3 a 4 se razily na plný profil, kalota pro geotechnické zkoušky se razila s předráženou stolou a rovněž tak kalota v TT 5a. Vystrojovací prvky štoly i kalot byly stříkaný beton, sítě, výztužné rámy BRETEX, svorníky IBO, HUS a BOLTEX.

POSTUP VÝSTAVBY, ZAŘÍZENÍ STAVENIŠTĚ A MECHANIZACE

Ražba z radotínského portálu byla dovrchní se sklonem 3,9 %. Jejímú začátku předcházely úpravy terénu a výstavba zařízení staveniště. Portál štoly je v místě krátkých hloubených tunelů, které končí raženým portálem tunelů se striktně určeným záborem v přírodně cenném území.

Svahy portálu byly zastříkány betonem s výztužnou sítí a zabezpečeny SN kotvami a trny. Vlastní rozrážka byla zajištěna ochranným deštníkem z mikropilot ve dvou řadách. Také ostatní svahy byly chráněny stříkaným betonem se sítí. Ve spodní části byla stavební jáma zajištěna záporovým pažením.

INTRODUCTION

In the first week of January 2004, the Division 5 of Metrostav a. s. commenced the excavation of an exploration gallery designed for verification of geological and hydrogeological conditions at the site of a twin-tube tunnel on the City Ring Road, to be built within the Lahovice – Slivenec section (construction lot 514). The objective of the exploration gallery and the monitoring was not only the utilisation of the results for the design of the primary and secondary liners of the motorway tunnel. The gallery construction was motivated also socially and politically. The construction became a testing ground for the future tunnel construction. It verified the impact on the landscape, tested the conditions of the future organisation of works, but also influenced opinions of the local population.

The 1313m long gallery with a cross section of 25 m² was designed as a top heading, in the right-hand uphill three-lane tunnel tube. Two traffic lanes will be provided in the left tunnel. The grade line of the gallery runs at a gradient of 3.9 %, about 3.3 m above the grade line of the future tunnel tube. The height of the gallery is equal to the height of the future tunnel top heading, and the curve of its roof exactly



Obr. 1 Štola s ostěním ze stříkaného betonu
Fig. 1 The gallery with shotcrete lining



*Obr. 2 Zvětšený profil štoly velikosti kaloty budoucího tunelu
Fig. 2 Enlarged cross-section of the gallery with dimensions equal to top heading of the future tunnel*

Na straně lochkovského portálu, ze kterého probíhala úpadní ražba, byla pro přístup provedena rampa ve sklonu 15 %. Její umístění bylo voleno tak, aby co nejméně vadilo v ploše zařízení staveniště. Svah horního portálu se zajistil stříkaným betonem se sítěmi a trny. Vlastní prorážka byla chráněna deštníkem z mikropilot ve dvou řadách délky 10 m.

Razicí práce na obou čelbách probíhaly jak strojním rozpojováním pomocí mechanismu SCHAEFF ITC, tak pomocí trhacích prací. Vrtání zajišťoval vrtací vůz BOOMER a rubanina se odvážela dampry na mezideponii. Dovrchní ražba na radotínském portálu byla zahájena 7. ledna 2004 a úpadní na lochkovském portálu 19. března 2004. Denní postupy v jednotlivých třídách dosahovaly v TT3 4 – 5 m, v TT4 2,5 – 3 m a v TT5 1,2 – 2,5 m.

Celá oblast vedení silničního okruhu je z hlediska životního a přírodního prostředí výjimečná. Vedle sídelních útvarů blízkých obcí jsou v okolí chráněné krajinné oblasti. Zásahy do ekosystému podrobně sleduje jak odborná, tak i laická veřejnost. Proto splnění ekologických požadavků bylo pro



*Obr. 3 Pohled na čelbu štoly
Fig. 3 The gallery face*

follows the shape of the primary lining of the tunnel. For geotechnical purposes, the gallery excavation profile was enlarged in eight 12 to 42 m long sections up to the width of the tunnel top heading (cross section area about 66 m²). The widened sections were also utilised as passing bays.

GEOLOGICAL AND HYDROGEOLOGICAL CONDITIONS IN THE GALLERY

The gallery's alignment passed through variable and complex geological conditions. Weathered clayey shales of the Králův Dvůr strata, covered by sandy shales and quartzose sandstones of the Kosov strata to sandy-clayey fine grained quartzose sandstones and siltstones, were encountered in the rock massif. Water inflows varied from 0.1 to 2.0 litre/sec. The gallery proved the anticipated excavation classes, i.e. TT3 (50 %), TT4 (30 %) and TT5 (20 %).

TECHNICAL SOLUTION

The excavation operations started from both portals, i.e. the Lochkov and Radotín portals, with the headings moving towards each other, using the NATM. The gallery's lining consisted of shotcrete reinforced with mesh and, depending on the technological classification, rock bolts and lattice girders. The advance length ranged from 1.5 to 2.5 m. The sections enlarged to the full profile of the geotechnical top heading were part of the gallery. Their lengths, varying from 25 to 40 m, were determined according to the needs of the geotechnical monitoring and geology. The enlarged top heading sections were about 140 – 160 m apart. The geotechnical measurement was primarily focused on the determination of the magnitude of deformations during full-face top heading operations, and for gathering data for determination of measures necessary for the excavation of the two tunnel tubes. Full-face top headings were applied within the TT3 and TT4 classes, while the gallery was enlarged in the sections of the top heading designed for the geotechnical testing and sections passing through TT 5a. Both the gallery and the top heading support consisted of shotcrete, mesh, BRETEX lattice girders, and rock bolts IBO, HUS and BOLTEX.

CONSTRUCTION SEQUENCE; SITE FACILITIES; EQUIPMENT

The uphill excavation from the Radotín portal rose at a gradient of 3.9 %. It started when the terrain finishes and site facilities had been completed. The portal of the gallery is found at a construction site of future short cut-and-cover tunnels, ending by a mined portal of the future tunnel, in an approved site located in a preserved landscape.

The portal slopes were covered by shotcrete with mesh, and secured by SN anchors and rock bolts. The portal section excavation was supported by an umbrella consisting of two tiers of micro piles. Also the other slopes were supported, by mesh and shotcrete. At its bottom, the construction pit was supported by strutted sheeting.

An access ramp was constructed at a 15% gradient, on the side of the Lochkov portal, from which the downhill excavation was carried out. The least obstructive position for the site facilities was chosen for the ramp. The slope of the upper portal was supported by shotcrete with mesh and rock bolts. The pre-support micro piles protecting the portal section of the gallery were 10 m long, installed in two tiers. The gallery was excavated from two sides, using both mechanical equipment (SCHAEFF ITC) and the drill-and-blast technique. An Atlas Copco Boomer was used for the drilling, and muck was transported by dumpers to an intermediate stockpile. The uphill excavation from the Radotín portal and the downhill excavation from the Lochkov portal

Obr. 4 Zvětšený profil – kalota
– pro geotechnická měření

Fig. 4 The enlarged cross section – top heading
– for geotechnical measurements

technický návrh, technologii výstavby štol a návrh zařízení staveniště rozhodující. Přístupové komunikace a plochy před portálem musely být navrženy a provedeny tak, aby se zamezilo znečištění veřejných komunikací. Dalším zásadním opatřením bylo důkladné předčištění čerpaných vod z tunelu a povrchových vod z ploch zařízení staveniště před jejich vypouštěním do kanalizační sítě. Hlavně se to týkalo jižního portálu, kde byla vybudována akumulací a sedimentační nádrž. K minimalizaci dopadů na životní prostředí byly dodržovány v maximální míře zásady:

- nasazení strojů a mechanizace v dobrém technickém stavu,
- čištění dopravních prostředků před jejich odjezdem ze stavebního dvora,
- udržování čistých příjezdových komunikací,
- dodržování provozních řádů v oblasti vod,
- zajištění proti poškozování blízké zeleně.



ZÁVĚR

Štola je proražena od 18. 11. 2004. Zkušenosti z její výstavby potvrzují, stejně jako u štol pod vrchem Valík, její důležitost pro získání zpřesňujících hydrogeologických parametrů a podkladů pro projekt tunelu i pro technologii výstavby. Vedle toho se realizace v rámci geologického průzkumu velmi pozitivně projevuje v investorské přípravě budoucí stavby a jejího společenského dopadu.

Technologie výstavby i podmínky pro provádění geotechnického měření in situ požadují jako optimální velikost profilu štol okolo 25 m² a umístění prostor pro geotechnická měření v kalotě budoucího díla.

ING. VLADIMÍR SÁLUS, e-mail: salus@metrostav.cz
ING. PETR VOZARIK, e-mail: vozarik@metrostav.cz, METROSTAV a. s.



Obr. 5 Slavnostní prorážka průzkumné štolý dne 18. 11. 2004

Fig. 5 The exploration gallery breakthrough ceremony on 18 Nov. 2004

started on 7 January 2004 and 19 March 2004 respectively. Daily advance rates of excavation through individual classes amounted to 5m for TT3, 2.5m for TT4, and 1.2 to 2.5 m for TT5.

The entire area which the ring road passes through is exceptional in terms of the human and natural environment. In addition to nearby residential communities, there are also protected landscape areas in the vicinity of the site. Interventions in the ecosystem are thoroughly monitored by both the professional and lay public. For that reason the fulfilment of environmental requirements was the principal task for the design, the gallery excavation technique, and design of the site facilities. Access roads and pre-portal areas had to be designed and built in a manner preventing the contamination of public roads. Another fundamental measure was the thorough preliminary treatment of the water pumped from the tunnel or surface water from the construction site areas, before discharge to the sewerage network. This measure was applied most of all to the area of the southern portal, where an accumulation and sedimentation tank had to be built. The following main rules were adopted to minimise the environmental impact:

- the plant and equipment had to be maintained in good technical condition,
- vehicles leaving the site had to be cleaned before departure,
- approach roads must be maintained clean,
- regulations for water treatment facility operations had to be complied with,
- green vegetation had to be protected.

CONCLUSION

The gallery breakthrough took place on 18 November 2004. Experience from the construction confirmed what the experience from the gallery drive under Valík hill had confirmed before, how important the gallery is for identification of refined hydrogeological parameters and data for the tunnel design and the tunnelling technique. In addition, the construction of a geological exploration gallery positively affects the client's project preparation and the assessment of future social consequences of the works.

The excavation technique and conditions needed for the execution of the in-situ geotechnical measurement in chambers with the size equal to the top heading, require an optimal cross section area about 25 m², with geotechnical measurements carried out at the top heading of the future tunnel.

ING. VLADIMÍR SÁLUS, e-mail: salus@metrostav.cz

ING. PETR VOZARIK, e-mail: vozarik@metrostav.cz, METROSTAV a. s.

VZOROVÝ LIST SVĚTLÉHO TUNELOVÉHO PRŮŘEZU DVOUKOLEJNÉHO ŽELEZNIČNÍHO TUNELU

STANDARD SHEET FOR NET CROSS SECTION OF A DOUBLE-TRACK RAILWAY TUNNEL

BOHUSLAV STEČÍNSKÝ, PETR SVOBODA

ÚVOD

V současné době probíhá v České republice, v rámci modernizace hlavních koridorových tratí, výstavba celé řady nových železničních tunelů. Budování nových tunelů logicky vyvolalo požadavek na vytvoření nové normativní a legislativní základny. Bylo tudíž nutné přistoupit k novelizaci a modernizaci technických podkladů, které na začátku devadesátých let minulého století již zaostávaly za vývojem tunelového stavitelství nejen ve světě, ale i v České republice.

To se podařilo vypracováním a vydáním nové ČSN 73 7508 Železniční tunely, která nahradila technickou normu železnic. Pro oblast realizace byla v roce 2001 aktualizována kapitola 20 Tunely, Technických kvalitativních podmínek (TKP) staveb Českých drah. V souvislosti s tímto procesem celkové aktualizace technické legislativy v oblasti železničních tunelů byl přepracován a komplexně novelizován také předpis ČD S 6 Správa tunelů a zrušena služební rukověť SR 106 Železniční tunely, která také neodpovídala stavu problematiky v dnešní době.

V návaznosti na tyto kroky následoval logicky i požadavek na aktualizaci vzorového listu světlého tunelového průřezu. Nový vzorový list nahrazuje stávající vzorový list staveb železničního spodku č. 351 Světlé tunelové průřezy ČSD z roku 1980. Tento vzorový list byl již několik let zastaralý a v současné projekční praxi nepoužívaný.

ŘEŠENÍ ÚLOHY

Předmětem vzorového listu je řešení základních rozměrů teoretického vnitřního líce tunelového ostění a jeho vztahu ke směrovému a výškovému řešení trati. Cílem bylo najít optimální prostorové uspořádání příčného řezu nového tunelu a zároveň maximálně zjednodušit konstrukci příčného řezu. Typizace geometrie vnitřního líce ostění by měla znamenat i přiměřené snížení investičních nákladů na výstavbu nových tunelů úsporou prostředků na přestavbu bednicího vozu.

Původní vzorový list řešil světlý tunelový průřez (STP) jednokolejných i dvoukolejných tunelů v závislosti na směrovém řešení trati a se zřetelem k novostavbám a přestavbám. Při zpracování nového vzorového listu bylo rozhodnuto zabývat se pouze dvoukolejnými tunely. Důvodem je jednoznačná preference dvoukolejných tunelových trub na nově řešených přeložkách tratí. Tato preference je dána především ekonomickým porovnáním jednokolejných a dvoukolejných tunelů a je umožněna podmínkami, v nichž jsou nové tunely u nás navrhovány. Jedná se především o návrhy relativně krátkých tunelů, při nichž efekt bezpečnostních aspektů ve prospěch jednokolejných tunelů nenabývá takového významu.

Další okruh otázek, který musel být při zpracování, resp. při zadání vyřešen, se týkal rozhodnutí, zda zpracovat variabilně několik typů STP, nebo zda sledovat pouze jeden návrh. Bylo rozhodnuto sledovat pouze jeden návrh kruhového STP. Důvodem byla snaha po celkové unifikaci tvaru STP s možností opakovaného použití posuvného bednění pro betonáž definitivního ostění.

PODMÍNKY A PŘEDPOKLADY ŘEŠENÍ

Při hledání optimální geometrie vnitřního líce ostění tunelu jako ideální obalové křivky sruženého tunelového průjezdního průřezu (STPP) je vždy třeba vzít v úvahu i vzájemný vztah osy tunelu a osy os (osy kolejí). Poloha osy tunelu ve vztahu k ose os má při směrovém vedení koleje v oblouku, a tedy, při převýšení koleje, výrazný vliv na velikost plochy příčného řezu tunelu. Je proto třeba vždy optimalizovat i vzájemný vztah geometrie vnitřního líce ostění a STPP (vztah osy tunelu a osy os).

INTRODUCTION

A number of new railway tunnels are currently under construction in the Czech Republic, within the scheme of modernisation of the main railway corridors. Logically, the construction of new tunnels gave rise to a requirement for the elaboration of a new normative and legislative base. It was therefore necessary to undertake the task of updating and modernisation of the technical bases, which had lagged behind the development of the tunnel construction field not only in the world, but also in the Czech Republic.

The task was successfully fulfilled by the elaboration and publication of the new national standard ČSN 73 7508 Railway Tunnels, which replaced a previous technical standard valid for railways. Also the chapter 20 "Tunnels" of the Technical Specifications (TS) for the Czech Railways' (CR) constructions, dealing with the construction phase, was updated. In addition, the regulation "ČD S6 Tunnel Administration" was amended and completely revised in connection with this process of an overall upgrade; the operating regulation "SR 106 Railway Tunnels", which did not correspond to the current status of the given issue, was also cancelled. As a continuation of the above-mentioned steps, a logical requirement followed for an update of the Standard Sheet for the track sub-structure No. 351 "Net Cross Sections of ČSD (Czechoslovakian State Railways)", from 1980. This Standard Sheet had been a dead document for several years, and has not been used in the current design practice.

THE SOLUTION OF THE TASK

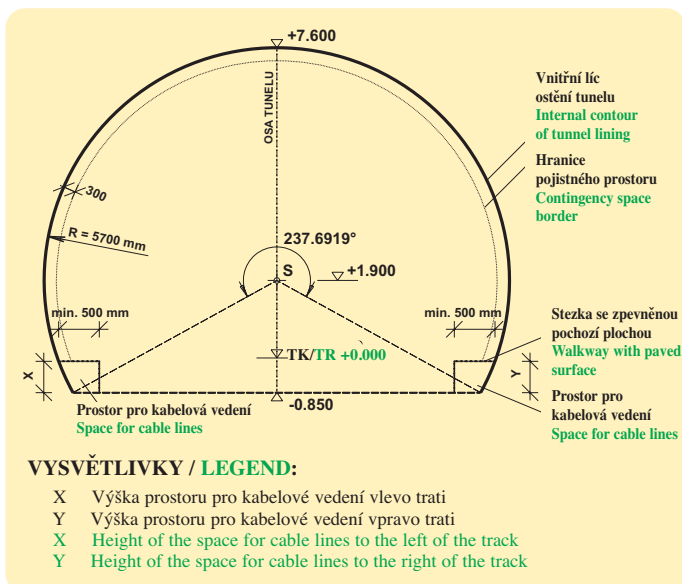
The given Standard Sheet solves basic dimensions of the theoretical internal contour of tunnel lining, and its relation to the horizontal and vertical alignment of the track. The objective was to find an optimal space configuration of the cross section of a new tunnel, and, in the same time, to simplify the cross section design as much as possible. The standardisation of the geometry of the internal contour should also mean adequate reduction in capital costs of construction of new tunnels by saving the cost incurred before due to modification of travelling shutters.

The original Standard Sheet solved the tunnel net cross section (TNCS) of both single-track and double-track tunnels in relation to the horizontal alignment of the track, and with respect to new structures and reconstruction. It was decided in the course of the work on the new Standard Sheet to solve only the double-track tunnel design. The reason is the obvious fact that the double-track tunnel configuration is preferred at newly designed diversions of railway lines. This preference is mainly the result of an economic comparison of single-track and double-track tunnels, and is possible thanks to the conditions in which new tunnels are designed in our country. Relatively short tunnels prevail, for which the effect of safety aspects speaking on behalf of single-track tunnels is not so significant.

Another group of issues which had to be solved was about a decision whether several types or only one type of the TNCS were to be designed. The decision was made to follow only one design of a circular TNCS. The reason was an effort to achieve the overall unification of the TNCS geometry, allowing repeated use of the travelling shutter for casting of the final lining.

CONDITIONS AND ASSUMPTIONS OF THE SOLUTION

It is necessary in the process of searching for an ideal geometry of the internal contour of the tunnel lining, which is to be an ideal envelope curve of the combined tunnel clearance profile (CTCP), always to take into consideration the interrelationship between the tunnel axis and the axis of axes (the axis of the two tracks). The position of the tunnel axis relative to the axis of axes significantly affects the size of the tunnel's cross-section area in case of a super-elevated curved track. It is therefore necessary always to optimise even the interrelationship between the geometry of the internal contour of the lining and the CTCP (the relationship of the tunnel axis and the axis of axes).



Obr. 1 Geometrie teoretického vnitřního líce ostění tunelu
Fig. 1 Geometry of the theoretical internal contour of the tunnel lining

Řešení geometrie vnitřního líce ostění tunelu musí zohledňovat průchodnost ve dvou úrovních. První úroveň je prostor tunelové klenby a zajištění průchodnosti STPP dle ČSN 73 7508 Železniční tunely. Druhou úrovní řešení je potom zajištění prostoru nutného kolejového lože dle ČD S3, kapitola 12 Železniční svršek na mostních objektech a ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů.

NAVRŽENÁ GEOMETRIE

Střed kružnice o poloměru 5700 mm opisující vnitřní líce ostění tunelu je umístěn 1900 mm nad úrovní temena hlavy kolejnice (TK). Vrchol tunelové klenby je 7600 mm nad TK. Dolní vodorovná hranice konstrukce ostění tunelu (dno tunelu) je 850 mm pod TK. Středový úhel kruhové výseče mezi body průsečíků dolní hranice nutného kolejového lože a kružnice hranice vnitřního líce klenby je 237,6919°.

Plocha příčného řezu ohraničeného čarou vnitřního líce ostění je $A = 81,119 \text{ m}^2$. Tato plocha není zmenšena o plochu určenou pro umístění kabelových vedení, která je proměnná (obr. 1).

GEOMETRIE VNITŘNÍHO LÍCE OSTĚNÍ TUNELU – TUNELOVÁ KLENBA

Směrové a výškové vedení trasy je popsáno celou řadou parametrů. Rozhodující pro návrh tvaru vnitřního líce ostění je převýšení koleje. Převýšení koleje se může podle ČSN 73 6360 – 1 Konstruktivní a geometrické uspořádání koleje železničních drah a její prostorová poloha, Část 1: projektování – pohybovat v intervalu 0–150 mm, kde 150 mm je maximální povolené převýšení, a tedy horní mez intervalu. Tento interval byl při optimalizaci tvaru pracovní rozdělen na podintervaly v kroku 10 mm a byla zkoumána prostorová průchodnost STPP, podle ČSN 73 7508 Železniční tunely, pro jednotlivé intervaly převýšení.

Na různých variantách geometrického uspořádání vnitřního líce ostění byla ověřována možnost použití různých tvarů ostění a různých poloměrů zakřivení. Z vyšetřovaných variant geometrické polohy vnitřního líce ostění bylo vybráno řešení ve tvaru kružnice o jediném poloměru (viz. navržená geometrie).

Poloměr vnitřního líce ostění $R = 5700 \text{ mm}$ byl zvolen jako kompromis mezi snahou o minimalizaci plochy příčného řezu tunelu a snahou použít jeden tvar vnitřního líce ostění pro celý možný rozsah převýšení koleje v tunelu.

Navržená geometrie splňuje požadavek prostorové průchodnosti STPP v celém intervalu převýšení od 0 mm do 150 mm.

GEOMETRIE VNITŘNÍHO LÍCE OSTĚNÍ TUNELU – OBRYŠ NUTNÉHO KOLEJOVÉHO LOŽE

Kolejové lože v tunelu je uvažováno jako kolejové lože zapuštěné dle předpisu ČD S3. Podle ČSN 73 7508 Železniční tunely, musí kolejové lože dovolovat práci strojní čističky a odpovídat rozměrům kolejového lože na mostních objektech podle ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů. Tvar obrysu nutného kolejového lože je uveden v předpise ČD

The design of the geometry of the internal contour of the tunnel lining has to take into account the passableness at two levels. The first level is the space of the tunnel vault and securing of the passableness of the CTCP according to ČSN 73 7508 “Railway Tunnels”. The other level of the design is securing of the space necessary for the track bed according to the ČD S3, Chapter 12 “Trackwork on Bridges”, and ČSN 73 6201 “Design of Bridges”.

THE DESIGNED GEOMETRY

The centre of the 5700mm-radius circle circumscribing the internal contour of the tunnel lining is placed 1900 mm above the top of rail (TR). The tunnel vault apex is 7600 mm above the TR. The lower horizontal boundary of the tunnel lining structure (the tunnel bottom) is 850 mm below top of rail. The central angle of the circular sector between the points of intersection of the lower boundary of the necessary track bed with the circular internal contour of the vault is 237.6919°. The area of the cross section bounded by the internal contour line is $A = 81.119 \text{ m}^2$. The area intended for the placement of cable lines, which is variable, is not deducted from this area (see Fig. 1).

GEOMETRY OF THE INTERNAL CONTOUR OF THE TUNNEL LINING; TUNNEL VAULT

The horizontal and vertical alignment of a track is described by a number of parameters. The parameter deciding in terms of the geometry of the internal contour of the lining is the track superelevation. According to ČSN 73 6360 – 1: “Structural and Geometrical Arrangement of the Railway Track and its Position in Space; Part 1: Design”, the track superelevation can vary within a 0 – 150 mm interval, where 150 mm is the maximum allowable superelevation, thus the upper limit of the interval. This interval was divided for working purposes in the process of the optimisation of the geometry into 10 mm sub-intervals. The spacial passableness of the CTCP was investigated for the individual intervals of the superelevation, according to ČSN 73 7508: “Railway Tunnels”.

The possibility of the application of various shapes of the lining and various radii of curving was subjected to verification using various variants of geometry of the tunnel internal contour. A circular shape with a uniform radius was chosen out of the investigated variants (see The Designed Geometry).

The radius of the internal contour of the lining $R = 5700 \text{ mm}$ was chosen as a compromise between the effort to minimise the tunnel cross-section area, and the effort to apply a uniform shape of the internal contour of the lining for the whole possible range of values of superelevation in a tunnel.

The designed geometry meets the requirement for space passableness of the CTCP within the entire interval of superelevation values ranging from 0 to 150 mm.

GEOMETRY OF THE INTERNAL CONTOUR OF THE TUNNEL LINING; CONTOUR OF THE NECESSARY TRACK BED

The track bed in a tunnel is considered as a boxed-in ballast type, according to the regulation ČD S3. According to ČSN 73 7508: “Railway Tunnels”, the track bed must allow operation of a ballast clearing machine, and its dimensions must meet requirements of ČSN 73 6201: “Design of Bridges”. The geometry of the contour of the necessary track bed is defined in the regulation ČD S3, Part 12: “Trackwork on Bridges”. Even in this case, the superelevation of track in a tunnel affects the final shape of the contour of the lining most of all.

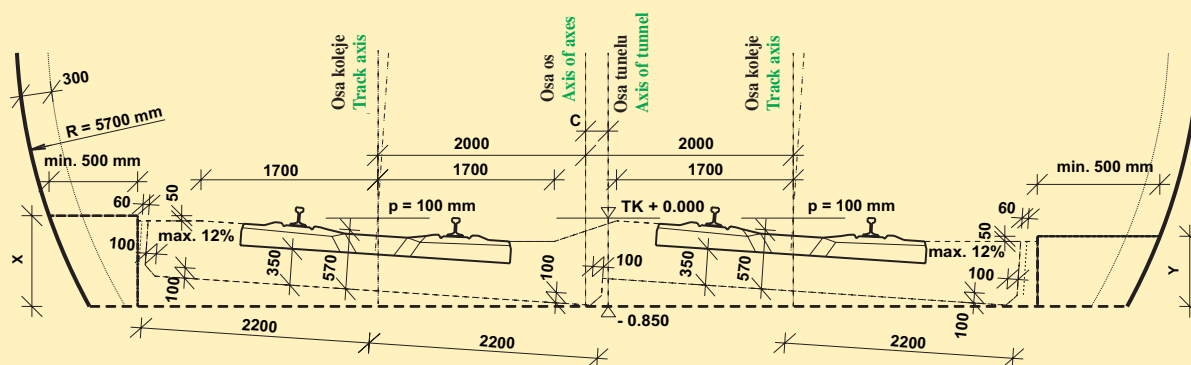
According to Part 14 of ČSN 73 6201: “Design of Bridges”, the width of the contour of the necessary track bed at a straight track is 2200mm to either side from the designed position of the track axis. The height of the contour of the necessary track bed, measured in the cross section vertically, downward from the line connecting the underneath surfaces of the sleepers, is 510 mm within the entire width of the necessary track bed, without respect to the type of the sleeper. Another deciding regulation is the ČD S3: “Trackwork”. This regulation requires a height of 350 mm to be maintained under the bottom edge of a concrete sleeper, and inclusion of a safety margin of 40 mm between the contour of the necessary track bed and the surface of a sloping drainage layer.

The Standard Sheet supplements and defines more precisely the above-mentioned standard stipulations as follows:

The widening of the bridge clearance in a curve, given by the relationship $\Delta_{v0} = 36\,000 / r$ [mm], where r is the radius of the directional curve [m], is not applied to the width of the track bed contour in a tunnel. This widening is currently not contained even in the tunnel clearance profile (TCP) according to ČSN 73 7508 “Railway Tunnels”, therefore it is unnecessary for the application of a ballast clearing machine.

Note: formerly a value of $\Delta_{v0} + 50$ [mm] on the internal side (the total width of $2000 + \Delta_{v0} + 50$ mm) and $\Delta_{v0} / 2$ [mm] on the external side (the total width of $2200 - \Delta_{v0} / 2$ mm).

The 60 mm margin from the external vertical limit to the vertical wall of the space for cable lines is maintained.



VYSVĚTLIVKY / LEGEND:

- | | | | |
|---|---|---|---|
| X | Výška prostoru pro kabelové vedení vlevo trati | X | Height of the space for cable lines to the left of the track |
| Y | Výška prostoru pro kabelové vedení vpravo trati | Y | Height of the space for cable lines to the right of the track |
| C | Odsazení osy tunelu od osy os | C | Offset of the tunnel axis from the axis of axes |

Obr. 2 Obrys konstrukce nutného kolejového lože pro převýšení $p = 0 - 100$ mm včetně
Fig. 2 Contour of the structure of the necessary track bed for superelevation $p = 0 - 100$ mm, inclusive

S3, část 12 Železniční svršek na mostních objektech. I zde má rozhodující vliv na konečný tvar líce ostění převýšení koleje v tunelu.

Podle části 14 ČSN 73 6201 Projektování mostních objektů je šířka obrysu nutného kolejového lože v přímé koleji 2200 mm na obě strany od projektované polohy osy koleje. Výška obrysu nutného kolejového lože měřená v příčném řezu svisle dolů od spojnice úložných ploch pražce bez ohledu na druh pražce je 510 mm, a to v celé šířce obrysu nutného kolejového lože. Dalším rozhodujícím předpisem je ČD S3 Železniční svršek. Zde je uveden požadavek na dodržení výšky 350 mm pod dolní hranou betonového pražce a započítání rezervy 40 mm mezi obrysem nutného kolejového lože a povrchem spádové odvodňovací vrstvy.

Vzorový list doplňuje a zpřesňuje výše zmíněná normová ustanovení takto:

Do šířky obrysu kolejového lože ve směrovém oblouku se již nepromítá rozšíření mostního průjezdního průřezu, dané vztahem $\Delta_{v0} = 36\,000 / r$ [mm], kde r je poloměr směrového oblouku [m]. Toto rozšíření již není v současnosti obsaženo ani v profilu tunelového průjezdního profilu (TPP) podle ČSN 73 7508 Železniční tunely a není pro nasazení strojní čističky kolejového lože nutné.

Poznámka: dříve na vnitřní straně hodnotu $\Delta_{v0} + 50$ [mm] (šířka celkem $2200 + \Delta_{v0} + 50$ mm) a na vnější straně hodnotu $\Delta_{v0} / 2$ [mm] (šířka celkem $2200 - \Delta_{v0} / 2$ mm).

Rezerva 60 mm od vnější vertikální hranice ke svislé stěně prostoru pro kabelová vedení je dodržena.

Pod dolní hranou pražce je nutno dodržet minimální tloušťku nutného kolejového lože 350 mm. Zároveň musí být dodržena výška obrysu nutného kolejového lože měřená v příčném řezu svisle dolů od spojnice

A minimum thickness of the necessary track bed of 300 mm must be maintained under the bottom edge of the sleeper. In the same time, it is necessary to maintain the 570 mm height of the contour of the necessary track bed, measured in the cross section vertically downward, from the line connecting the underneath surfaces of the sleeper, without respect to the type of the sleeper. The 40 mm reserve under the lower limit of the contour of the necessary track bed is not considered with respect to the fact that neither a contact with the waterproofing membrane nor with the hard protection of the membrane occurs there.

The height of the contour of the track bed must be maintained within the entire width of the contour (i.e. 2200 mm from the track axis), up to the track superlevation of 100 mm inclusive (see Fig. 2). In case the track superlevation exceeds 100 mm, the height of the necessary track bed may be adjusted on the internal side of the directional curve. The lower limit of the contour breaks to a horizontal under the bottom edge of the sleeper (see Fig. 3).

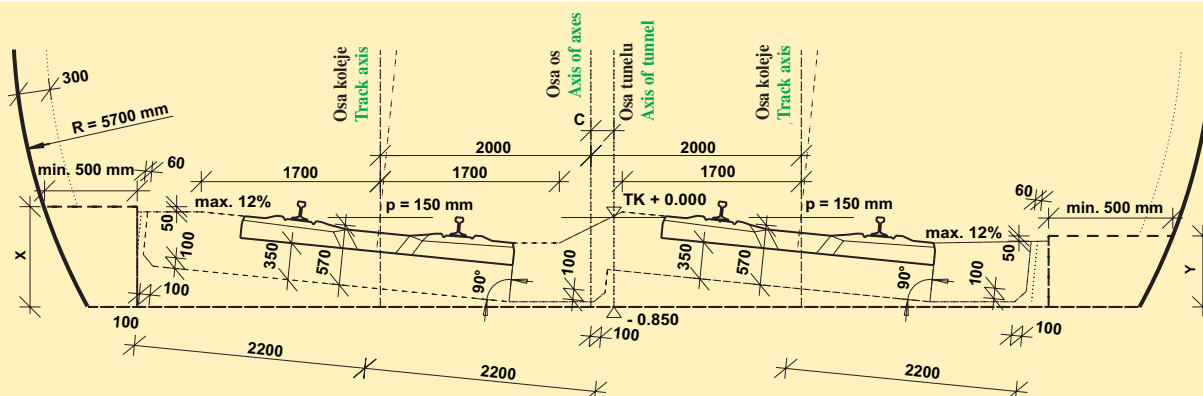
EMERGENCY WALKWAYS

The relative height of emergency walkways can be variable along the tunnel length, depending on the magnitude of the track superlevation in the tunnel. The upper surface of the emergency walkway is paved. The track bed surface must be horizontal or at a maximum cross fall of 12%.

According to ČSN 73 7508, the minimum width of the emergency walkways of 500 mm is required. Keeping the width of the emergency walkway constant along the entire tunnel length is recommended, so that it conforms to all values of superelevation existing within the tunnel length.

TUNNEL EMERGENCY RECESSES

Minimum allowable dimensions of the wall recess are specified by ČSN 73 7508: "Railway Tunnels". The minimum depth and height of 750 mm and 2200 mm are required, respectively.



VYSVĚTLIVKY / LEGEND:

- | | | | |
|---|---|---|---|
| X | Výška prostoru pro kabelové vedení vlevo trati | X | Height of the space for cable lines to the left of the track |
| Y | Výška prostoru pro kabelové vedení vpravo trati | Y | Height of the space for cable lines to the right of the track |
| C | Odsazení osy tunelu od osy os | C | Offset of the tunnel axis from the axis of axes |

Obr. 3 Obrys konstrukce nutného kolejového lože pro převýšení $p = 101 - 150$ mm včetně
Fig. 3 Contour of the structure of the necessary track bed for superelevation $p = 101 - 150$ mm, inclusive

úložných ploch prachů bez ohledu na druh pražce 570 mm. Rezerva 40 mm pod dolní hranici obrysu nutného kolejového lože není uvažována, protože zde nedochází ke kontaktu s plošnou izolací ani její tvrdou ochranou.

Výška obrysu nutného kolejového lože musí být dodržena v celé šířce obrysu (tj. 2200 mm od osy koleje) až do převýšení koleje 100 mm včetně (obr. 2). Při převýšení koleje větším než 100 mm je možno upravit výšku nutného kolejového lože na vnitřní straně směrového oblouku. Dolní hranice obrysu je pod hranou pražce zalomena do vodorovné pod hranou pražce (obr. 3).

SLUŽEBNÍ CHODNÍKY

Relativní výška služebních chodníků může být po délce tunelu proměnná v závislosti na velikosti převýšení kolejí v tunelu. Horní hrana služebního chodníku má zpevněný povrch. Povrch kolejového lože přitom musí být vodorovný nebo skloněný maximálně 12 %.

Minimální šířka služebních chodníků je dle ČSN 73 7508 500 mm. Po celé délce tunelu se doporučuje zachovat konstantní šířku obslužného chodníku tak, aby vyhověla všem převýšením v úseku vedeném v tunelu.

ZÁCHRANNÉ TUNELOVÉ VÝKLENKY

Minimální povolené rozměry výklenku jsou uvedeny v ČSN 73 7508 Železniční tunely. Minimální hloubka je 750 mm a minimální výška je 2200 mm.

Relativní výška výklenku (velikost relativní výškové kóty) musí být v celém tunelu stejná. To umožní opakované použití bednění ostění tunelu. Relativní výšková kóta stropu výklenku se vypočte z relativní výškové kóty dna výklenku situovaného v místě nejvyšší relativní výšky obslužného chodníku přičtením požadované výšky výklenku (obr. 4).

V praxi to znamená, že v některých místech tunelu mohou mít výklenky větší výšku než minimální požadovanou. Ke změnám hloubky výklenků není důvod a musí být zachován minimální rozměr 750 mm.

VZTAH OSY TUNELU A OSY OS

Z hlediska snadného směrového řešení tunelu by bylo ideální zachovat polohu osy tunelu v ose os. Toto řešení by ale vedlo ke zbytečnému zvětšování plochy příčného řezu tunelu, a tím i ke zvyšování nákladů na výstavbu.

Při převýšení v tunelu je tedy třeba osu tunelu odsadit od osy os. V celé délce tunelu se doporučuje, z důvodů zjednodušení trasování tunelu, pokud to vzájemný vztah geometrického uspořádání kolejí a geometrie vnitřního líce ostění tunelu umožní, zachovat konstantní odsazení osy tunelu od osy os. Pokud není možno zachovat konstantní odsazení osy tunelu od osy os v celé délce tunelu, provede se změna odsazení. Změna odsazení osy tunelu od osy os se provádí podle ČSN 73 7508 Železniční tunely bod 6.3.4.3.4. Mezní odsazení osy tunelu od osy os včetně zohlednění rozšíření ze vzepětí vlivem polygonálního tvaru tunelového ostění jsou uvedena v grafech 1 a 2. V intervalu mezi křivkami grafu je garantována při daném převýšení prostorová průchodnost STPP tunelem při velikost vzepětí $f = 60$ mm (poloměr směrového oblouku $R = 300$ m a délce sečny 12 m).

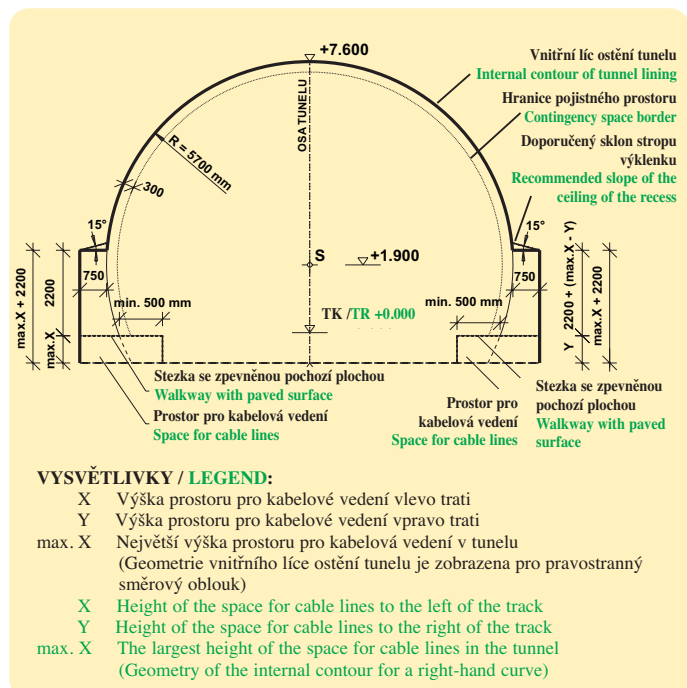
Pokud se v tunelu vyskytne převýšení v intervalu 0–80 mm, není nutno odsazovat osu tunelu od osy os. Navržená geometrie umožní převést koleje tunelem bez změny odsazení.

PLATNOST VZOROVÉHO LISTU

Vzorový list platí pro železniční dráhy celostátní, regionální ve smyslu zákona č. 266/1994 Sb., které jsou ve správě SŽDC, s. o., a které provozují ČD, a. s.

Vzorový list platí pro nové tunely na dvukolejných elektrifikovaných tratích se vzdáleností os kolejí 4,0 m a výškou trakčního nástavce 6,0 m.

V současné době je česká technická legislativa omezena rychlostmi železniční dopravy do 160 km/hod. Z hlediska prostorové průchodnosti v tunelech však bylo prokázáno zpracovatelem vzorového listu, že jeho návrh je relevantní do 200 km/hod, tedy pro konvenční železnice v celém spektru. V případě požadavků na návrh vysokorychlostních tratí je nutné zohlednit také další aspekty, které již nejsou v současné době českou technickou legislativou řešeny. V případě změny příslušné legislativy je tedy možné tento vzorový list nadále používat. V takových případech lze využít i technické podpory legislativy UIC (Mezinárodní



Obr. 4 Geometrie teoretického vnitřního líce ostění tunelu se záchranným výklenkem

Fig. 4 Geometry of theoretical internal contour of the tunnel lining with an emergency recess

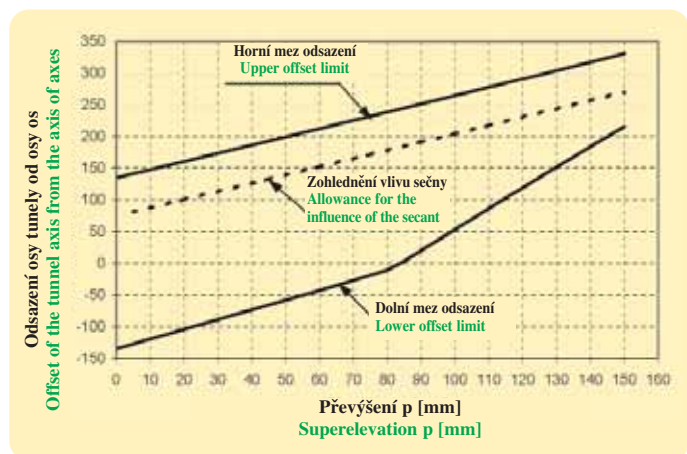
The relative height of the wall recess (the dimension figure) must remain constant along the entire length of the tunnel. This solution makes the repeated utilisation of the tunnel shutter possible. The relative height of the top edge of the recess is calculated from the relative height (the dimension figure) of the bottom of the recess that is situated at the spot of the highest relative height of the emergency walkway, by adding the required height of the recess (see Fig. 4).

In the practice this means that in some spots of the tunnel, the height of the emergency recesses may exceed the minimum requirement. There is no reason for varying the depth of the recesses; the minimum dimension of 750 mm must be maintained.

RELATIONSHIP BETWEEN THE TUNNEL AXIS AND THE AXIS OF AXES

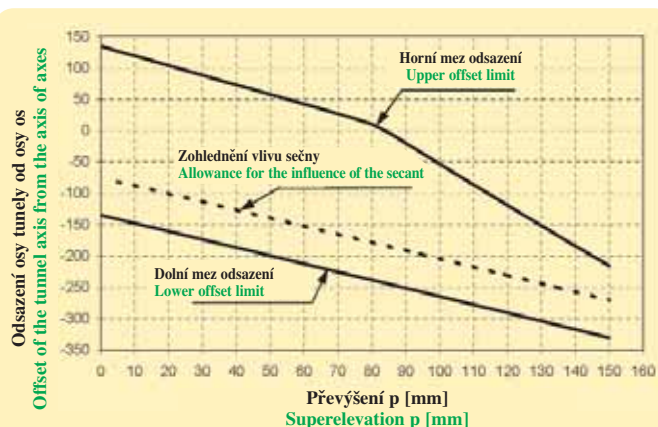
It would be ideal in terms of an easy design of the horizontal alignment of the tunnel if the tunnel axis could be identical with the axis of axes of the tracks. This solution, however, would result in an undesired increase in the tunnel cross-section area, thus an increase in the construction costs.

For the above reason, the tunnel axis has to be offset from the axis of axes. It is recommended for the entire tunnel length for simplification of the tunnel alignment design (unless it is impossible due to the interrelationship between



Graf 1 Graf závislosti odsazení osy tunelu od osy os na velikosti převýšení (levostranný oblouk)

Chart 1 Dependence of the offset of the tunnel axis from the axis of axes on the magnitude of super-elevation (left-hand curve)



POZNÁMKY / NOTE:

- 1 Kladná hodnota odsazení je v případě, kdy je osa tunelu odsazena vpravo od osy os.
 - 2 Křivka vlivu sečny je vypočtena pro poloměr směrového oblouku $R = 300$ m, převýšení $p = 150$ mm a délku tunelového pasu 12 m.
- 1 The offset value is positive for the tunnel axis offset to the right side from the axis of axes.
 - 2 The curve demonstrating the influence of the secant is calculated for a directional curve radius $R = 300$ m, superelevation $p = 150$ mm, and a casting section 12 m long.

Graf 2 Graf závislosti odsazení osy tunelu od osy os na velikosti převýšení (pravostranný oblouk)

Chart 2 Dependence of the offset of the tunnel axis from the axis of axes on the magnitude of superelevation (right-hand curve)

železniční unie). Což se děje například u tunelu Ejpovického, kde traťová rychlost dle předpokladů může přesáhnout 200 km/hod. a rozměry tunelu je nutno posoudit z hlediska požadavků na hygienu jízdy v tunelu. Posuzování se provádí podle metodiky ERRI (Evropský železniční výzkumný institut) Pressure Variations in tunnels a pomocí softwaru SEALTUN vyvinutého taktéž ERRI.

ZÁVĚR

Vzorovým listem Světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu byla doplněna technická legislativa potřebná pro projektování a budování tunelů. Dostáváme se tak postupně na úroveň srovnatelnou s vyspělými tunelářskými zeměmi.

V současné době již probíhají projekční práce na tunelových objektech v intencích nového vzorového listu a do budoucna by tím měla být zajištěna unifikace rozměrů při výstavbě a provozování nových železničních tunelů ve spektru traťových rychlostí do 200 km/hod. Z pohledu investora je tím dořešena problematika novelizace technické legislativy pro přípravu staveb železničních tunelů z hlediska celkové koncepce. Pochopitelně že vzhledem k permanentnímu vývoji a rozvoji tunelového stavitelství nelze tento proces nikdy definitivně ukončit.

POZNÁMKA

Vzorový list světlého tunelového průřezu dvoukolejného železničního tunelu byl zpracován díky laskavému sponzorskému příspěvku firem Metrostav a. s., Subterra, a. s., a IKP Consulting Engineers, s. r. o.

ING. BOHUSLAV STEČÍNSKÝ, ČESKÉ DRÁHY, a. s.,
e-mail: stacinsky@gr.pha.cd.cz,

ING. PETR SVOBODA, IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.,
e-mail: petr.svoboda@ikpce.com,

the geometrical configuration of the tracks and the geometry of the internal contour of the tunnel lining) that a constant offset of the tunnel axis from the axis of axes is maintained. When the constant offset of the tunnel axis from the axis of axes cannot be maintained along the entire length of the tunnel, the offset is changed. The change in the offset of the tunnel axis from the axis of axes is carried out according to ČSN 73 7508: "Railway Tunnels", clause 6.3.4.3.4. The limiting values of the offset of the tunnel axis from the axis of axes, including the allowance for the widening due to the rise resulting from the polygonal character of the tunnel lining, are presented in charts 1 and 2. The position within the interval bounded by the curves guarantees that, at the given superelevation, the CTCP is passable for a rise $f = 60$ mm (the radius of the directional curve $R = 300$ m, the secant length of 12 m).

Unless a superelevation within an interval of 0-80 occurs in the tunnel, the tunnel axis does not have to be offset from the axis of axes.

VALIDITY OF THE STANDARD SHEET

The Standard Sheet is valid for both national railway network and regional tracks (as defined by the law No. 266/1994 Coll.), which are administrated by the company SŽDC s. o., and operated by ČD a.s. (Czech Railways).

The Standard Sheet is valid for new tunnels built on double-track electrified railway lines with the track centre distance of 4.0 m, and the traffic clearance height valid for electrified tracks, i.e. 6.0 m.

For the time being, the Czech legislation is restricted by a railway traffic speed limit of 160 km/h. Although, the author of the Standard Sheet proved that, regarding the spacial passableness of tunnels, his proposal is relevant up to 200 km/h, which means suitability for conventional railways within the whole spectrum. In the case of requirements for designing high-speed tracks, it is necessary to take into consideration also other factors that are not solved by the current Czech technical legislation. This Standard Sheet can be applied further on even if the relevant legislation is changed. In such the case, also the technical support by the UIC (an International Railway Union) legislation can be utilised. This happens, for instance, in the case of the Ejpovice tunnel, where the track speed is anticipated to exceed 200 km/h in the future, and the tunnel dimensions have to be assessed in terms of requirements for the hygiene of travel through a tunnel. The assessment is carried out according to the methodology "Pressure Variations in Tunnels" developed by the ERRI (the European Railway Research Institute), and using the SEALT software, also developed by the ERRI.

CONCLUSION

The Standard Sheet "Net Cross Section of a Double-Track Railway Tunnel" complemented the technical legislation necessary for designing and construction of tunnels. It helps us to get to a level comparable with the level existing in developed tunnelling countries.

Designing of tunnel structures using the new standard sheet is currently already underway and, for the future, it should secure the unification of dimensions in the construction and operation of new railway tunnels, within the range of track speeds up to 200 km/h. From client's point of view, the solution of the issue of updating the technical legislation for the preparation of railway tunnels has been finished in terms of the general conception. Of course, we know that because of the continuous development of the tunnel construction field this process of updating the technical bases can never be ended.

NOTE

The Standard Sheet for the Net Cross Section of a Double-Track Railway Tunnel was elaborated owing to the kind contributions provided by sponsors Metrostav a. s., Subterra a. s. and IKP Consulting Engineers s. r. o.

ING. BOHUSLAV STEČÍNSKÝ, ČESKÉ DRÁHY, a. s.,
e-mail: stacinsky@gr.pha.cd.cz,

ING. PETR SVOBODA, IKP CONSULTING ENGINEERS, s. r. o.,
e-mail: petr.svoboda@ikpce.com,

Literatura / References

- Vzorový list – Světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu
- Komentář ke Vzorovému listu – Světlý tunelový průřez dvoukolejného tunelu
- ČSN 73 6301 Projektování železničních drah
- ČSN 73 6320 Průjezdné průřezy na drahách celostátních, drahách regionálních a vlečkách normálního rozchodu
- ČSN 73 6360 – 1 Konstrukční a geometrické uspořádání koleje železničních drah a její prostorová poloha; Část 1: projektování
- ČSN 73 7508 Železniční tunely
- ČD S3 Železniční svršek

ROZPOJOVÁNÍ HORNIN ŘEZNÝMI NÁSTROJI RAZICÍCH STROJŮ

ROCK DISINTEGRATION WITH CUTTING TOOLS OF CUTTER BOOM MACHINES

JAROSLAV VAŠEK

(dokončení z minulého čísla)

4. STANOVENÍ ROZHODUJÍCÍCH TECHNOLOGICKÝCH VLASTNOSTÍ HORNIN PRO POSOUZENÍ JEJICH ROZPOJITELNOSTI ŘEZNÝMI NÁSTROJI

Jak je zřejmé ze vztahů (1) až (3), je hodnocení výkonnosti řezných orgánů, postupu ražby a spotřeby řezných nástrojů založeno na znalosti takzvaných rozhodujících technologických vlastnostech hornin (na rozpojitelnosti R , abrazivnosti F_v a stupni porušení SP) (obr. 12). Do hodnocení rozhodujících technologických vlastností hornin byla začleněna také spotřeba energie SE , která poskytuje obraz o dalším nezbytném rozhodovacím údaji.

4.1. MĚŘENÍ A HODNOCENÍ ROZPOJITELNOSTI HORNIN

Rozpojitelnost hornin je definována jako technologická vlastnost hornin vyjadřující velikost vnějších sil nutných k řezání hornin. Vychází z hodnocení střední hodnoty řezného odpor ϕF_z (integrace křivky průběhu řezných odporů), matematického průměru minimálních řezných odporů $F_{z\ min}$ (10 hodnot), matematického průměru maximálních hodnot řezných odporů $F_{z\ max}$ (10 hodnot) a jejich různého váhového významu. Nejvyšší váhový význam je dán maximálním řezným odporům, které se významnou měrou podléhají na snižování životnosti řezných nástrojů a jejich destrukci. Jako příklad je prezentován grafický záznam průběhu řezných odporů, naměřených při hloubce řezu 15 mm, na bloku horniny odebraného z průzkumné štolky MO 9515 BLANKA – staničení 6995 (obr. 13). Do výpočtu rozpojitelnosti jsou brány příslušné hodnoty minimální, maximální a střední hodnoty řezných sil. Protože 10 minimálních hodnot má nulovou hodnotu nebo leží pod nulovou hodnotou, proto $\phi F_{z\ min} = 0,0$ kN. Střední hodnota, získána integrací křivky průběhu sil, $\phi F_z = 0,79$ kN. Průměrná hodnota maximálních sil $\phi F_{z\ max} = 2,2$ kN.

(accomplishment)

4. DETERMINATION OF TECHNOLOGICAL PROPERTIES OF ROCKS CRUCIAL IN ASSESSING WORKABILITY WITH CUTTING TOOLS


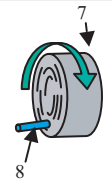
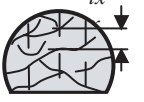
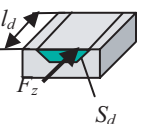
As follows from the relationships (1) to (3), assessment of efficiency of cutterheads, excavation advance rate and consumption of cutting tools is based on knowledge of so-called crucial technological properties of rocks (workability R , abrasiveness F_v and degree of rock fracturing SP) (see Fig. 12). Also specific power consumption SE , giving a picture of another data necessary for the decision-making, was incorporated into the assessment of crucial technological properties of rock.

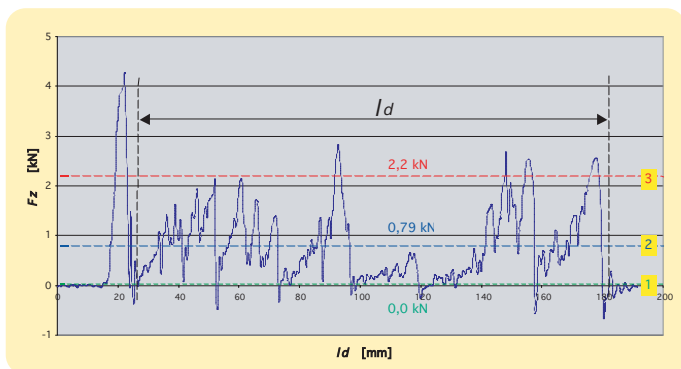
4.1 MEASUREMENT AND ASSESSMENT OF ROCK WORKABILITY

Workability of rock is defined as a technological property of rock expressing magnitude of external forces necessary for the rock cutting. It is based on assessment of a mean value of cutting resistance ϕF_z (integration of the cutting resistance curve), arithmetic mean of minimum values of cutting resistances $F_{z\ min}$ (10 values), arithmetic mean of maximum values of cutting resistances $F_{z\ max}$ (10 values), and various importance their weights. The highest weight-related importance is assigned to maximum cutting resistances, which significantly contribute to reduction of longevity of cutting tools and their destruction. As an example, we have a presentation of a graphical record of the course of cutting resistances measured in the case of a cut depth of 15 mm, on a rock block sample taken from the exploratory gallery MO 9515 BLANKA, chainage 6995

Obr. 12
Jednotná metodika pro stanovení rozhodujících technologických vlastností hornin
1 – vlastnost horniny, 2 – znak, 3 – jednotka,
4 – schéma měření, 5 – výpočet, 6 – metodika,
7 – vzorek horniny, 8 – měrný kolík,
 F_z – řezný odpor, l_x – vzdálenost mezi plochami nespojitostí, l_d – délka řezné drážky, S_d – průřez drážky, 1.1. – rozpojitelnost, 1.2. – abrazivnost, 1.3. – stupeň porušení, 1.4. – měrná energie,
ON – oborová norma,
IoG – Institute of Geonics

Fig. 12
Unified methodology for determination of deciding technological properties of rock
1 – rock properties, 2 – attribute, 3 – unit,
4 – measurement diagram, 5 – calculation, 6 – methodology,
7 – rock sample, 8 – measuring peg,
 F_z – cutting resistance, l_x – distance between discontinuity surfaces,
 l_d – length of cut (ploughed) groove,
 S_d – groove cross-section,
1.1. – workability, 1.2. – abrasiveness,
1.3. – degree of fracturing,
1.4. – specific power, ON – industrial standard,
IoG – Institute of Geonics

1	2	3	4	5	6
1.1.	R	$\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$		$R = \left(3 + \frac{\sum_{i=1}^n \phi F_{z\ min}}{\sum_{i=1}^n \phi F_{zi}} \right) \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \phi F_{z\ max}}{4n}$	ON 441120
1.2.	F_v	$\text{mg}\cdot\text{m}^{-1}$		$F_v = \frac{G}{L}$	ON 441121
1.3.	SP	-		$SP = 1 - \frac{\left[\frac{\Delta l}{2} \sum_{i=1}^k f_i + \Delta l \sum_{i=1}^{k-1} f_i \cdot f_{i+1} + l_k \cdot f_k + (l_{max} - l_k) 100 - 100 l_{max} \right]^2}{2 \cdot 10^4 \cdot l_{max}^2}$	ON 441122
1.4.	SE	$\text{MJ}\cdot\text{m}^{-3}$		$SE = \frac{F_z \cdot l_d}{V_d}$	ÚGN (IoG)



Obr. 13. Průběh řezných odporů (Průzkumná štola MO 9515 BLANKA, staničení 6995m, ÚGN č. 9763, řez č. 07, hloubka zabírky $h = 15$ mm) F_z – řezný odpor, 1 – $\phi F_{z \min}$, 2 – ϕF_z , 3 – $\phi F_{i \max}$, l_d – délka dráhy řezného nástroje stanovená pro vyhodnocování rozpojitelosti R počítačem

Fig. 13 Cutting resistance curve (Exploratory gallery MO 9515 BLANKA, chainage 6995m, ÚGN No. 9763, cut No. 07, depth of sumping $h = 15$ mm) F_z – cutting resistance, 1 – $\phi F_{z \min}$, 2 – ϕF_z , 3 – $\phi F_{i \max}$, l_d – length of cutting tool path determined for assessment of workability R by computer

Příslušná rozpojitelost při dané hloubce zabírky 15 mm $R_{15} = 12,4$ kN.m⁻¹. Rozpojitelost R je pak stanovena aritmetickým průměrem výsledků dosažených při měření s několika hloubkami zabírek.

Měření rozpojitelosti se uskutečňuje podle metodického postupu (ON 441120) na orientovaných blocích hornin upravených do tvaru kvádrů (délka 300 mm, výška a šířka 200 mm) usazených čelisti laboratorního tlakového pluhu (obr. 14). Laboratorní tlakový pluh je vybaven tříoslovkovým dynamickým piezoelektrickým snímačem s rozsahem F_z 0 – 30 kN, F_y, F_x 0 – 20 kN (obr. 15). Pro měření řezných odporů vyšších hodnot je tlakový pluh vybaven snímačem sil zabudovaným do hydraulického okruhu s rozsahem: F_z (0 – 50 kN). Ke sběru dat ze snímačů se používá PC s multifunkční A/D kartou Advantech PCL-816 (16 bit, 16 kanálů, max. frekvence vzorkování 100 kHz). Komunikace mezi operátorem laboratorního tlakového pluhu a počítačovou jednotkou je zabezpečena videokamerou. Při aplikaci měření řezných odporů pomocí snímače zabudovaného do hydraulického okruhu jsou pasivní odpory mechanického systému odečítány. Pro měření a hodnocení rozpojitelosti R se používá zkušební řezný nástroj dlátovitého tvaru s šířkou břitu $\beta = 20$ mm a úhlem břitu $\alpha = 43^\circ$.

Pro měření a vyhodnocení vlivu tvaru řezných nástrojů, vlivu otupení a dalších parametrů procesu řezání se používají řezné hroty či břity různých tvarů a velikostí.

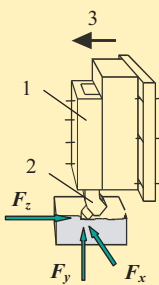
Z naměřených hodnot řezných odporů se rozpojitelost R vypočte podle vztahu (6):

$$R = \left(3 + \frac{\sum_{i=1}^n \phi F_{zi \min}}{\sum_{i=1}^n h_i} \right) \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \phi F_{zi \max}}{4n} \quad [\text{kN.m}^{-1}] \quad (6)$$

kde F_z – řezný odpor [N], $\phi F_{zi \min}$ – matematický průměr minimálních hodnot řezného odporu [N], $\phi F_{zi \max}$ – matematický průměr maximálních hodnot řezného odporu [N], ϕF_{zi} – střední hodnota řezných odporů [N], h_i – hloubka zabírky [mm], n – počet řezů.

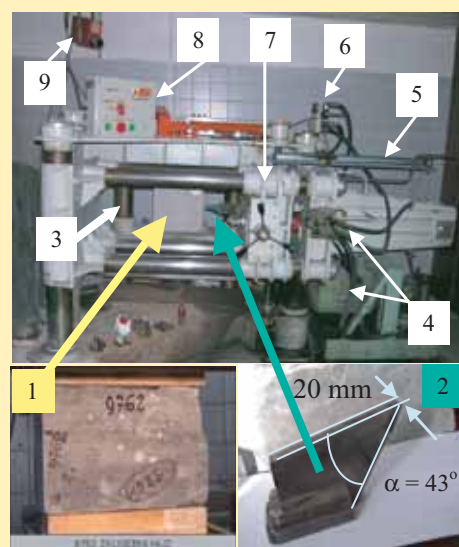
Při výskytu více typů hornin se celková rozpojitelost profilu ražby R_c vypočte podle vztahu (7):

$$R_c = \frac{\sum_{i=1}^m S_i \cdot R_i}{\sum_{i=1}^m S_i} \quad [\text{kN.m}^{-1}] \quad (7)$$



Obr. 15. Tříoslovkový dynamický piezoelektrický snímač řezných odporů 1 – snímač, 2 – držák s řezným nástrojem, 3 – směr pohybu řezného nástroje, F_z – řezný odpor [N], F_y – normálový odpor [N], F_x – boční odpor

Fig. 15 Three-component dynamic piezoelectric transducer of cutting resistances 1 – transducer, 2 – holder with cutting tool, 3 – direction of the cutting tool movement, F_z – cutting resistance [N], F_y – normal resistance [N], F_x – side resistance



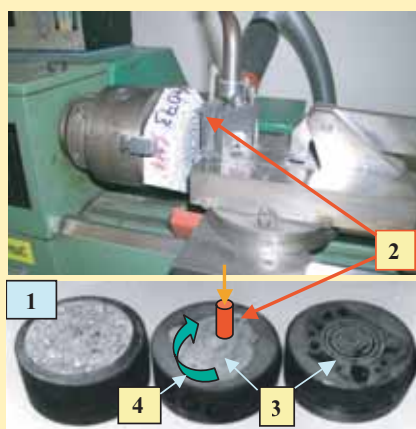
Obr. 14. Zkušební tlakový pluh 1 – zkušební horninový blok, 2 – zkušební řezný nástroj, 3 – hydraulický lis (3000 kN), 4 – hydraulický systém pro posun řezného nástroje, 5 – snímač dráhy, 6 – piezoelektrický snímač tlaku v hydraulickém systému, 7 – suport, 8 – ovládací panel, 9 – televizní kamera pro komunikaci s počítačovou jednotkou

Fig. 14 Laboratory testing plough 1 – testing rock block, 2 – testing cutting tool, 3 – hydraulic press (3000 kN), 4 – hydraulic system for moving the cutting tool, 5 – path transducer, 6 – piezoelectric transducer of pressure in hydraulic system, 7 – carriage, 8 – control panel, 9 – television camera for communication with the computer unit

(see Fig. 13). The workability calculation uses relevant values of minimum, maximum and mean values of cutting forces. Because 10 minimum values are zero or are found under the zero value, $\phi F_{z \min} = 0.0$ kN. The mean value, obtained by integration of the force curve, $\phi F_z = 0.79$ kN. Average value of maximum forces $\phi F_{i \max} = 2.2$ kN. Relevant workability R is then determined by the arithmetic mean of results achieved at measurements with several depths of sumping.

Measurement of workability is carried out in compliance with a methodological procedure (ON 441120), on oriented blocks of rock trimmed to rectangular shapes (length 300 mm, height and width 200 mm), fixed between jaws of a laboratory pressure plough (see Fig. 14). The laboratory pressure plough is equipped with a three-component dynamic piezoelectric transducer with a range F_z 0 – 30 kN, F_y, F_x 0 – 20 kN (see Fig. 15). The pressure plough is equipped for the measurement of higher-value cutting resistances with a force transducer of a range F_z (0 – 50 kN), built into the hydraulic circuit. The PC uses a multiple-function A/D card Advantech PCL-816 (16 bit, 16 channel, max. reading frequency 100 kHz) for data acquisition from the transducers. Communication between the laboratory pressure plough operator and the computer unit is secured via a video-camera. Passive resistances of the mechanical system are deducted in the case of the cutting resistance measurements carried out by means of the transducer built into the hydraulic circuit. A chisel-shaped test cutting tool with a cutting edge width $\beta = 20$ mm and a cutting edge angle $\alpha = 43^\circ$ is used for measurement and assessment of workability R .

Measurement and assessment of the influence of the shape of various tools, the influence of blunting and other parameters of the cutting process are carried out using points and cutting edges of various shapes.



Obr. 16. Abrasivometr 1 – skupina zkušebních vzorků, 2 – zkušební kolík (přítlak 100N), 3 – stopy po interaktivním procesu, 4 – směr otáčení

Fig. 16 Abrasiveness-meter 1 – group of test samples, 2 – testing bit (pressure 100N), 3 – traces of interactive process, 4 – direction of rotation

kde R_c je celková rozpojitelost profilu čelby [kN.m⁻¹], R_i – rozpojitelost i -té vrstvy hornin [kN.m⁻¹], S_i – plocha i -té vrstvy hornin v profilu čelby [m²], m – počet horninových vrstev.

4.2. MĚŘENÍ A HODNOCENÍ ABRAZIVNOSTI HORNIN

Abrazivnost horniny je její schopnost povrchově opotřebovat řezný nástroj v procesu řezání. Podstatou zkoušky je zjištění úbytku hmotnosti normalizovaného kovového roubíku při jeho pohybu po upraveném povrchu zkušebního horninového tělesa (obr. 16) s konstantní přítlačnou silou, vztaženého k celkové délce dráhy pohybu zkušebního roubíku. Měření abrazivnosti hornin se uskutečňuje na laboratorním abrazivometru podle metodického postupu (ON 44 1121). Z naměřených hodnot se abrazivnost F_v vypočte podle vztahu (8):

$$F_v = \frac{G}{L} \quad [\text{mg.m}^{-1}] \quad (8)$$

kde G je úbytek kovového roubíku [g], L – celková dráha pohybu kovového roubíku uskutečněná na pěti drahách různých poloměrů [m],

4.3 MĚŘENÍ A HODNOCENÍ STUPNĚ PORUŠENÍ HORNIN

Stupeň porušení hornin vyjadřuje podíl porušené části zkoumané délky vzorku nebo horninového masívu k jeho celistvé části, přičemž za celistvou se považuje neporušená část délky vzorku nebo horninového masívu.

Podstatou zkoušky je zjištění počtu a vzájemné vzdálenosti rozhodujících ploch nespojitosti ve stanovené délce vzorku horniny nebo v určité linii profilu ražby (obr. 17), jejich zařazení do zvolených délkových intervalů a výpočet stupně porušení podle vztahu (9):

$$SP=1-\frac{\left[\frac{\Delta l}{2} \sum_{i=1}^k f_i + \Delta l \sum_{i=1}^{k-1} f_{(i+1)} + l_k \cdot f_k + (l_{max} - l_k)100 - 100l_{max}\right]^2}{2 \cdot 10^4 \cdot l_{max}^2} \quad (9)$$

kde L je celková dráha pohybu kovového roubíku uskutečněná na pěti drahách různých poloměrů [m], l_x – vzdálenost mezi plochami nespojitostí [mm], Δl – zvolený třídící interval [mm], f_i – procentuální zastoupení i -té skupiny hodnot délek [%], l_{max} – největší naměřená vzájemná vzdálenost ploch nespojitostí [mm], l_k – kritická vzdálenost ploch nespojitostí [mm], f_k – procentuální zastoupení hodnot nadkritických délek [%].

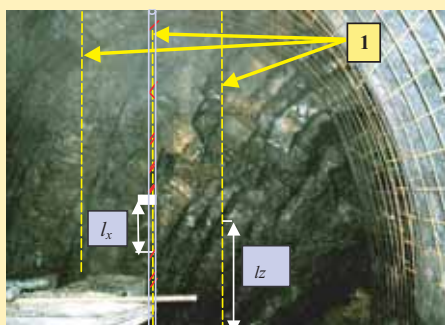
Měření se provádí délkovým měřítkem a řídí se metodickým postupem (ON 441123).

4.4 MĚŘENÍ A HODNOCENÍ MĚRNÉ ENERGIE

Měrná energie SE vyjadřuje velikost spotřebované energie na jednotku rozpojené horniny. Objem rozpojené horniny se zjišťuje vážením množství výplňové hmoty, kterou se naplní řezná drážka po měření řezných odporů horniny (obr. 18). Délka řezné drážky l_d je totožná s délkou dráhy, která byla stanovena pro hodnocení rozpojitelosti R počítačem. Při přípravě vzorku pro měření měrné energie je vymezena koncovými bariérami vytvořenými z plastického materiálu. Měrná energie SE se vypočte podle vztahu (10):

$$SE = \frac{F_z \cdot l_d}{V_d} \cdot \frac{F_z}{S_d} \quad [\text{MJ.m}^{-3}] \quad (10)$$

kde F_z je řezný odpor [N], l_d – délka řezné drážky [mm], V_d – objem řezné drážky ($V_d = S_d \cdot l_d$) [mm³], S_d – průřez řezné drážky [mm²].



Obr. 17 Měření a hodnocení stupně porušení v čelbě tunelu BLANKA městského okruhu Praha 1 – fiktivní linie jádrového vrtání, l_x – délky kompaktních částí horninového masívu, l_z – ztráta při fiktivním jádrovém vrtání

Fig. 17 Measurement and assessment of degree of fracturing at the face of the tunnel BLANKA on the city circle road Prague 1 – fictitious line of core drilling, l_x – lengths of compact parts of the rock mass, l_z – loss at fictive core drilling

Workability R is calculated from measured values of cutting resistances according to the relationship (6):

$$R = \left(3 + \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\phi F_{z_{i \max}}}{h_i}}{\sum_{i=1}^n \frac{\phi F_{z_i}}{h_i}} \right) \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\phi F_{z_{i \min}}}{h_i}}{4n} \quad [\text{kN.m}^{-1}] \quad (6)$$

where F_z – cutting resistance [N], $\phi F_{z_{i \min}}$ – arithmetical mean of minimum values of cutting resistance [N], $\phi F_{z_{i \max}}$ – arithmetical mean of maximum values of cutting resistance [N], ϕF_{z_i} – mean value of cutting resistances [N], h_i – sumping depth [mm], n – number of cuts.

In the case of more rock mass quality levels occurring within the excavated cross-section, the overall workability R_c is calculated according to the relationship (7):

$$R_c = \frac{\sum_{i=1}^m S_i \cdot R_i}{\sum_{i=1}^m S_i} \quad [\text{kN.m}^{-1}] \quad (7)$$

where R_c is overall workability of the face cross-section [kN.m⁻¹], R_i – workability of i th layer of rock [kN.m⁻¹], S_i – area of i th layer of rock within the face cross-section [m²], m – number of rock layers.

4.2 MEASUREMENT AND ASSESSMENT OF ROCK ABRASIVENESS

The abrasiveness of rock is the rock's capacity to wear down the surface of a cutting tool in the process of cutting. The principle of the test lies in the determination of the decrease in the weight of a standardised steel bit moving across the trimmed surface of a rock body being tested (see Fig. 16), under a constant thrust, relative to the total length of the path of the testing bit. The rock abrasiveness measurement is carried out using a laboratory abrasiveness-meter, in compliance with a methodological procedure (ON 44 1121). Abrasiveness F_v is calculated from the measured values according to the relationship (8):

$$F_v = \frac{G}{L} \quad [\text{mg.m}^{-1}] \quad (8)$$

where G is a decrease in the steel bit weight [g], L – total length of the path of the steel bit around five paths of different radii [m].

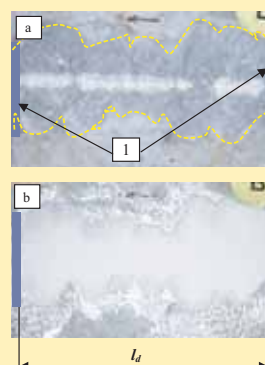
4.3 MEASUREMENT AND ASSESSMENT OF DEGREE OF ROCK FRACTURING

The degree of rock fracturing expresses the proportion of a fractured part of the length of the rock sample being tested relative to the solid part of the sample length (the unfractured part of the rock sample length is considered solid).

The test consists of identification of the number and density of discontinuity surfaces in the determined length of the rock sample or within a determined vertical line in the excavated cross-section (see Fig. 17), their distribution into the selected intervals of length, and calculation of the degree of fracturing according to the relation (9):

$$SP=1-\frac{\left[\frac{\Delta l}{2} \sum_{i=1}^k f_i + \Delta l \sum_{i=1}^{k-1} f_{(i+1)} + l_k \cdot f_k + (l_{max} - l_k)100 - 100l_{max}\right]^2}{2 \cdot 10^4 \cdot l_{max}^2} \quad (9)$$

where L is total length of the path of the metal bit moving around five paths of different radii [m], l_x – distance between discontinuity surfaces



Obr. 18 Zjišťování objemu rozpojené horniny řezné drážky a – řezná drážka bez výplně, b – řezná drážka s náplní zkušební výplňové hmoty, 1 – koncové bariéry vytvořené z plastického materiálu, l_d – délka drážky
Fig. 18 Determination of the volume of disintegrated rock in the ploughed groove a – ploughed groove without the fill, b – ploughed groove filled with filling material, 1 – end barriers made of plastic material, l_d – groove length

5. DEFINICE OBLASTI ŘEZATELNÝCH HORNIN

Dobývateľnosť hornin řeznými nástroji (jejich řezateľnosť) je funkcí více proměnných veličin, přičemž za nejvýznamnější se považují rozpojitelnost R , abrazivnost F_v , stupeň porušení S_p a spotřeba měřné energie SE . Jak ukázaly výzkumy a měření, oblast řezateľných hornin je omezena také spotřebou nožů S_p (obr. 19).

Za dobývateľné horniny řeznými nástroji bez asistence vodního paprsku lze považovat ty, jejichž rozpojitelnost $R \leq 700 \text{ kN.m}^{-1}$, abrazivnost $F_v \leq 3 \text{ mg.m}^{-1}$ a spotřeba nožů $S_p \leq 0,3 \text{ ks.m}^{-1}$. Řezáním hornin s asistencí vysokotlakých vodních paprsků lze očekávat podstatné rozšíření oblasti řezateľných hornin ($R \leq 1000 \text{ kN.m}^{-1}$, abrazivnost $F_v \leq 4 \text{ mg.m}^{-1}$). Jestliže budou vyvinuty výrazně abrazivnější, ale zároveň pevnější materiály pro břity řezných nástrojů, pak oblast řezateľných hornin bude větší a zahrne horniny s vyšší rozpojitelností i abrazivností.

Analýzy a porovnání výsledků výzkumu vedly také k definici přibližné limitní hodnoty spotřeby měřné energie SE . Za limitní lze v současné době považovat hodnotu spotřeby měřné energie menší než 12 MJ.m^{-3} .

Definováním oblasti dobývateľných hornin řeznými nástroji (oblasti řezateľných hornin) se dosáhlo toho, že lze na základě konkrétního metodického postupu odlišit horniny, které řezateľné jsou (a mohou být rozpojovány řeznými orgány razičích strojů) od těch, které efektivně řezateľné nejsou.

Výzkumné práce zahrnující definování rozhodujících vlastností hornin, sledování opotřeбенí řezných nástrojů, návrhy na zlepšení geometrie řezných nástrojů, návrhy na hodnocení rozmístění řezných nástrojů pomocí matematického modelování, matematické modelování napětově deformačního pole interaktivní soustavy HORNINA – ŘEZNÝ NÁSTROJ, hodnocení výkonnosti razičích strojů, určení oblasti řezateľných hornin a určení cest řešení problémů považuje autor za základní, nosné, kterými, jak se domnívá, lze přispět k prohloubení znalosti procesu rozpojování hornin řeznými nástroji.

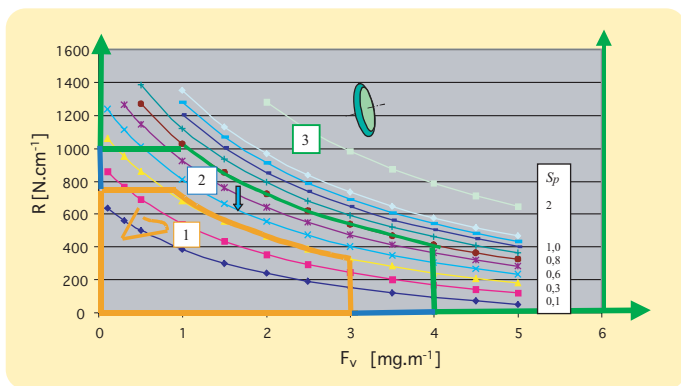
Definováním oblastí řezateľných hornin [9] se výrazněji a jasněji do popředí zájmu dostaly horniny řeznými nástroji dosud efektivně nerezateľné. Při jejich rozpojování se uplatňuje technologie s třací prací, valivými dlaty i netradiční způsoby rozpojování.

Vysokotlaký vodní paprsek se jeví jako vhodný prostředek (nástroj) pro rozšíření oblastí řezateľných hornin.

Výsledky, které ve výzkumu mechanismu porušení hornin vysokotlakým vodním paprskem byly získány, jsou nadstavbou výzkumu rozpojování hornin řeznými nástroji a jsou předmětem zájmu významných řešitelských kolektivů.

6. APLIKACE VÝSLEDKŮ MĚŘENÍ PRO STANOVENÍ ŘEZNÉHO VÝKONU, SMĚRNÉHO POSTUPU RAŽBY A MĚRNÉ SPOTŘEBY ŘEZNÝCH NÁSTROJŮ

Jako příklad je uvedeno stanovení řezného výkonu N , směrného postupu ražby p a měřné spotřeby řezných nástrojů S_p podle výsledků získaných měřeními rozhodujících technologických vlastností hornin odebraných z průzkumné štoly BLANKA v Praze.



Obr. 19 Oblast řezateľných hornin 1 – oblast řezateľných hornin bez asistence vodních paprsků, 2 – oblast řezateľných hornin s asistencí vysokotlakých vodních paprsků, 3 – oblast rozpojitelných hornin valivými dlaty, S_p – měřná spotřeba řezných nástrojů, R – rozpojitelnost, F_v – abrazivnost

Fig. 19 Range of cuttable rocks 1 – Range of rocks cuttable without assistance by water jets, 2 – Range of rocks cuttable with assistance by high-pressure water jets, 3 – Range of rocks workable with disc cutters, S_p – specific consumption of cutting tools, R – workability, F_v – abrasiveness

[mm], D_l – selected classification interval [mm], f_i – percental share of the i th group of values of lengths [%], l_{max} – the largest measured distance between weakness surfaces [mm], l_k – critical distance of weakness surfaces [mm], f_k – percental share of lengths exceeding critical values [%].

The measurement is carried out with a length-measuring instrument, according to a measurement procedure (ON 441123).

4.4 MEASUREMENT AND ASSESSMENT OF SPECIFIC POWER CONSUMPTION

Specific power consumption SE expresses the volume of power consumed per unit of disintegrated rock. The volume of disintegrated rock is determined by weighing the filling material used for filling the ploughed groove carried out after measurement of cutting resistances of the rock (see Fig. 18). The length of the ploughed groove l_d is identical with the length of the path specified for the assessment of workability R by the computer. This length is fixed in the phase of the sample preparation for measurement of the specific power consumption by end barriers made of a plastic material. Specific power consumption SE is calculated according to the relationship [10]:

$$SE = \frac{F_z \cdot l_d}{V_d} = \frac{F_z}{S_d} \left[MJ \cdot m^{-3} \right] \quad (10)$$

where F_z is cutting resistance [N], l_d – length of the cut groove [mm], V_d – volume of the ploughed groove ($V_d = S_d \cdot l_d$) [mm³], S_d – cross-section area of the ploughed groove [mm²].

5. DEFINITION OF THE RANGE OF CUTTABLE ROCKS

Excavatability of rock with cutting tools (cuttability) is a function of more variable quantities. The most important are considered to be: workability R , abrasiveness F_v , degree of fracturing SP , and specific power consumption SE . The research and measurements have proved that the area of cuttable rock is also limited by consumption of cutters S_p (see Fig. 19).

The rock can be considered excavatable with cutting tools without assistance of a water jet if the workability $R \leq 700 \text{ kN.m}^{-1}$, abrasiveness $F_v \leq 3 \text{ mg.m}^{-1}$, and consumption of cutters $S_p \leq 0,3 \text{ ks.m}^{-1}$. The method of cutting rock assisted by water jets is expected to extend the ranges of cuttable rocks ($R \leq 1000 \text{ kN.m}^{-1}$, abrasiveness $F_v \leq 4 \text{ mg.m}^{-1}$). If significantly more abrasion-proof materials with a higher strength are developed for cutting edges of cutting tools, the range of cuttable rock will be even wider, and will cover rocks with higher values of workability and abrasiveness.

Analyses and comparisons of research results led to a definition of an approximate limiting value of specific power consumption SE . Specific power consumption lower than 12 MJ.m^{-3} can be today considered as the limit.

It has been achieved by the act of defining the range of rock excavatable with cutting tools (range of cuttable rock) that, using a specific method, cuttable rocks (workable with cutterheads mounted on roadheaders) can be distinguished from those effectively uncuttable.

Cases of research work covering definitions of crucial properties of rock, monitoring of wear of cutting tools, proposals for improvement of geometry of cutting tools, proposals for assessment of configuration of cutting tools by means of mathematical modelling, the mathematical modelling of the stress-strain field of the interactive ROCK – CUTTING TOOL system, assessment of efficiency of cutting machines, determination of the range of cuttable rocks and specification of ways of solving problems, are considered by the author as basic activities, capable of broadening the knowledge of the process of rock disintegration with cutting tools.

By defining the range of cuttable rock [9], the rocks that have not been effectively cuttable with cutting tools till now have become a focal point of deep interest. They are disintegrated using techniques comprising drill – blast techniques, disc cutters, even non-traditional disintegration methods. A high-pressure water jet appears to be suitable means (tool) of increasing of the cuttable rock range.

The results that have been achieved in the research in the mechanism of breaking rock with high-pressure water jet are a superstructure of the research in rock disintegration with cutting tools, and they are a subject of interest of renowned research teams.

Typ horniny Rock Type	Číslo vzorku ÚGN UGN sample No.	Staničení Chainage [m]	Rozpojitelnost Workability R [kJ.m ⁻¹]	Abrázivnost Abrasive-ness Fv [mg.m ⁻¹]
Prachovec Siltstone	9493	7411	182	0,9
Pískovec Sandstone	9605	7357	837	4,0-12,0

Tab. 1 Hodnoty vybraných technologických vlastností hornin odebraných z průzkumné štoly BLANKA v Praze

Table 1 Values of selected technological properties of rock samples taken from the exploratory gallery BLANKA in Prague

Ve staničení 7411 m byly odebrány bloky prachovce a ve staničení 7357 bloky pískovce. Měřením a hodnocením vzorků hornin v laboratořích UGN AV ČR Ostrava byly získány následující hodnoty rozpojitelnosti a abrazivnosti (tab. 1).

Výpočty (obr. 20) dokazují, že při řezání uvedených hornin budou hodnoty prognózního řezného výkonu, směrného postupu ražby a měrné spotřeby řezných nástrojů velmi odlišné (tab. 2). Pro příklad je brán do úvahy razicí stroj AM-100. Při řezání prachovce daných vlastností je možno očekávat řezný výkon $N = 55,2 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$, směrný postup ražby $p = 5,0 \text{ m} \cdot 24 \text{ h}^{-1}$ a spotřebu řezných nástrojů $S_p = 0,024 \text{ ks} \cdot \text{m}^3$ (0,024 kusů řezných nástrojů na jeden kubický metr rozpojené horniny). Při řezání pískovce daných vlastností jsou výsledky méně příznivé ($N = 12 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$, $p = 2,8 \text{ m} \cdot 24 \text{ h}^{-1}$, $S_p = 2,8 \text{ ks} \cdot \text{m}^{-3}$).

7. POROVNÁNÍ VÝPOČETNÍCH A PROVOZNÍCH VÝSLEDKŮ

Výsledky získané výpočetním postupem (prognózní výsledky) byly konfrontovány s výsledky dosaženými následně v praxi (obr. 21). Křivka výpočetních výsledků N a provozních výsledků N' mají shodný charakter. S růstem celkové rozpojitelnosti profilu ražby R_c klesá rozpojovací výkon podle exponenciální závislosti. Při rozpojitelnosti přibližně $R_c = 240 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ se obě křivky protínají. V pásmu hornin (A) o rozpojitelnosti $R_c < 240 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ byly provozní řezné výkony větší než výpočetní a naopak v pásmu hornin (B) o rozpojitelnosti $R_c > 240 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$ byly provozní řezné výkony menší.

Vysvětlení lze spatřovat v tom, že kromě nepřesností v definování vstupních údajů výpočtu se na rozdílech hodnot podílí také „lidský

6. APPLICATION OF RESULTS OF MEASUREMENTS TO DETERMINATION OF DISINTEGRATION RATE, EXCAVATION ADVANCE RATE, AND SPECIFIC CONSUMPTION OF CUTTING TOOLS

Presented as an example is the determination of the disintegration rate N , excavation advance rate p and specific consumption of cutting tools S_p based on the results obtained by measurement of crucial technological properties of rock samples taken from the exploratory gallery in Prague. Samples of siltstone were taken at chainage 7411 m, and sandstone blocks at chainage 7357. The following values of workability and abrasiveness (see Table 1) were obtained by measurement and assessment of the rock samples in UGN AV CR Ostrava laboratories.

Calculations (see Fig. 20) prove that the values of the prognosis-based disintegration rate, excavation advance rate and specific consumption of cutting tools will significantly differ at cutting the above-mentioned rock types (see Table 2). A cutter boom machine AM-100 is taken into consideration for the purpose of this instance. For cutting of siltstone of the above mentioned properties, we can anticipate disintegration rate $N = 55.2 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$, excavation advance rate $p = 5.0 \text{ m} \cdot 24 \text{ h}^{-1}$, and consumption of cutting tools $S_p = 0.024 \text{ pcs} \cdot \text{m}^3$ (0.024 pieces of cutting tools per one cube meter of disintegrated rock). The results are slightly less favourable in the case of cutting sandstone ($N = 12 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$, $p = 2.8 \text{ m} \cdot 24 \text{ h}^{-1}$, $S_p = 2.8 \text{ pcs} \cdot \text{m}^{-3}$).

7. COMPARISON OF CALCULATED AND OPERATIONAL RESULTS

Results obtained by the calculation method (prognosis-based results) were compared with results achieved subsequently on the site (see Fig. 21). The character of the curve of calculated results N and operational results N' is identical. Disintegration rate drops exponentially with the growth of the value of general workability of the excavated cross section R_c . At the workability approximately $R_c = 240 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, the two curves intersect each other. Operational disintegration rates were higher than the calculated ones within the range of rocks (A) with the workability value $R_c < 240 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$, and conversely, operational disintegration rates were lower in the range of rocks (B) with the workability value $R_c > 240 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-1}$.

Explanation can be seen in the fact that, in addition to inaccuracies in defining the input data used in the calculation, a human factor also contributes to the differences. Regarding the range (A), which can be classified as a range of very good overall workability of the excavated cross section, favourable disintegration rates were achieved without

S_p - vzorec (formula) (3)

PRACHOVEC (SILTSTONE) (7411m):

$$S_p = \frac{1}{12} \ln \left(1,23 - \frac{(182 + 200)(0,9 + 2)}{5410} \right) = 0,024 \text{ [ks} \cdot \text{m}^{-3}]$$

PÍSKOVEC (SANDSTONE) (7357m):

$$S_p = \frac{1}{0,9} \ln \left(1,23 - \frac{(837 + 200)(4 + 2)}{5410} \right) = 2,8 \text{ ks} \cdot \text{m}^{-3}$$

N - vzorec (formula) (1)

PRACHOVEC (SILTSTONE) (7411):

$$N_{AM100} = \frac{10045}{1,0 \cdot 182} = 55,2 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$$

PÍSKOVEC (SANDSTONE) (7357m):

$$N_{AM100} = \frac{10045}{1,0 \cdot 837} = 12,0 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1}$$

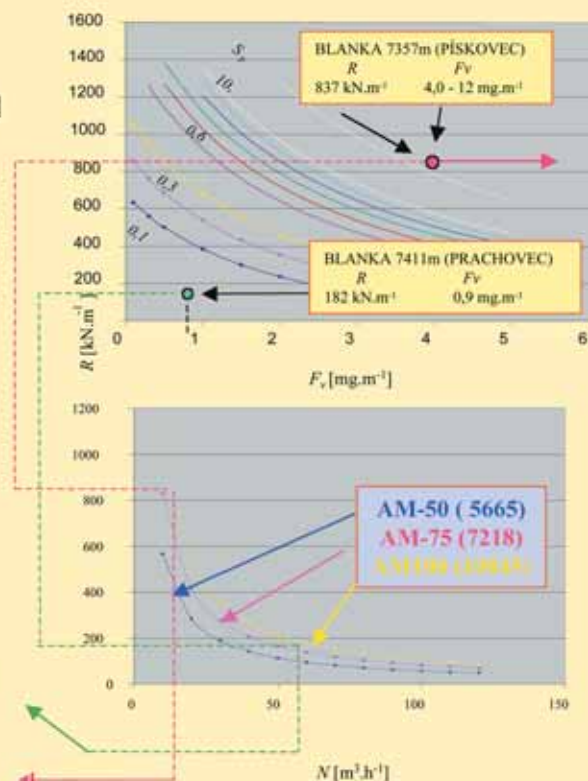
p - vzorec (formula) (2)

PRACHOVEC (7411):

$$p_{AM100} = \frac{55,2(1440 - 600) \cdot 0,9}{60 \cdot 30 + 0,9 + 55,2(15 + 120)} = 5,0 \text{ m} \cdot 24 \text{ h}^{-1}$$

PÍSKOVEC (7357):

$$p_{AM100} = \frac{12,0(1440 - 600) \cdot 1,0}{60 \cdot 30 + 1,0 + 12,0(30 + 120)} = 2,8 \text{ m} \cdot 24 \text{ h}^{-1}$$



Obr. 20

Prognózní řezný výkon stroje, směrný postup ražby a měrná spotřeba řezných nástrojů

S_p – měrná spotřeba řezných nástrojů,

N – řezný výkon,

p – směrný postup ražby

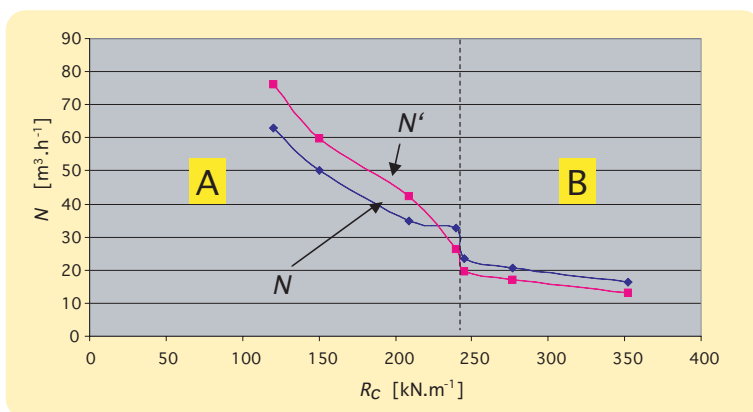
Fig. 20

Prognosis of cutting rate of a machine, excavation advance rate and specific consumption of cutting tools

S_p – specific consumption of cutting tools,

N – cutting rate,

p – excavation advance rate



Obr. 21 Závislost řezných výkonů vypočtených N a zjištěných měřením v provozu N' na celkové rozpojitelosti profilu ražby R_c
 A – oblast celkové rozpojitelosti profilu ražby $R_c < 240 \text{ kN.m}^{-1}$,
 B – oblast celkové rozpojitelosti profilu ražby $R_c > 240 \text{ kN.m}^{-1}$)

Fig. 21 Dependence of calculated cutting rates N and rates measured on the site N' on general workability of the excavation face R_c
 A – range of general workability of the excavation face $R_c < 240 \text{ kN.m}^{-1}$, B – range of general workability of the excavation face $R_c > 240 \text{ kN.m}^{-1}$)

faktor“. V oblasti (A), kterou lze klasifikovat jako pásmo velmi dobré celkové rozpojitelosti profilu ražby, byly dosahovány příznivé rozpojovací výkony bez vyšších nároků na údržbu stroje – ztrátové časy proto nebyly velké. Tento stav přispíval k vytváření příznivého pracovního klimatu. Pracovníci byli dobře finančně oceňováni a jejich zájem byl snižovat prostoje a dosahovat trvale dobrých pracovních výsledků.

V hůře rozpojitelných horninách byly rozpojovací výkony menší, opotřebení řezných nástrojů probíhalo rychleji, nároky na údržbu a časové ztráty byly vyšší. Vyskytovaly se i vážnější poruchy na stroji. Osádky ztrácely zájem o snižování prostojů, o dosažení přijatelných výsledků. Objevovaly se tendence proti technologii strojního řezání.

Jak vyplývá z uvedeného, úspěšnost technologie strojního řezání pomocí řezných orgánů razicích strojů je závislá na celé řadě faktorů, zejména pak na vlastnostech hornin, výkonnosti stroje a angažovanosti osádky. Uvedené faktory je proto třeba již v předvýrobní etapě pečlivě analyzovat a posoudit, zda s daným typem razicího stroje lze dosáhnout potřebné technicko-provozní výsledky.

8. ZÁVĚR

Předložený článek dokumentuje způsob měření a hodnocení rozhodujících technologických vlastností hornin pro odborné posouzení možnosti nasazení a efektivního provozování řezných orgánů razicích strojů. Využíváním uvedeného postupu lze vhodně doplnit rozhodovací proces, přispět k omezení případů nevhodně zvoleného způsobu ražení, a tím i k dosažení příznivějších hospodářských výsledků investora. Využíváním uvedeného postupu se také rozšiřuje banka informací, nutná k tomu, aby se výzkumný proces mohl dále zdokonalovat. Přispěje se tak k dosažení potřebných cílů investora i výzkumné základny.

DODATEK

Předmětný článek byl vypracován s podporou grantového projektu GAAV ČR A 308 6201. **PROF. ING. JAROSLAV VAŠEK, DrSc.,**
 Ústav geoniky AVČR, e-mail: vasek@ugn.cas.cz

higher demand for maintenance of the machine; therefore the downtime was not excessively long. This condition contributed to development of a positive working climate. The workers were well financially motivated, and it was their own concern to reduce down-times and reach continually good work results.

The disintegration rates in worse workable rock were lower, cutting tools wore down faster, maintenance requirements and losses due to downtimes were higher. Also more serious defects of the machine occurred. The crews lost interest in reducing downtimes and achieving acceptable results. Even tendencies against the mechanical cutting technology appeared.

As follows from the above text, success of the mechanical cutting technology using cutterheads of cutter boom machines depends on a number of factors, above all rock properties, efficiency of machines, and engagement of crews. The above-mentioned factors have therefore been carefully analysed, and an assessment must be made whether the required technical-operational results can be achieved with the given machine type.

8. CONCLUSION

The presented paper documents a method of measurement and assessment of critical technological properties of rocks for the purpose of application and effective work of cutterheads of roadheaders. Application of this method can be suitably added to the decision-making process. It can contribute to diminishing the number of events of improperly selected excavation method, thus to reaching more favourable client's economic results. As a result of utilisation of this method, also the database of information needed for the research process to become perfect extends. It will help in achieving the objectives of both the client and the research base.

NOTE

This paper was prepared with support of the project grant A 3086201 of the GAAV CR. **PROF. ING. JAROSLAV VAŠEK, DrSc.,**
 Ústav geoniky AVČR, e-mail: vasek@ugn.cas.cz

LITERATURA / REFERENCES

- [1] Grace, R. (1989): Interpreting the Function of Tools: The qualification and computerisation of microwear analysis. *B.A.R. international series 474*, 1-98.
- [2] Vašek, J. (2000): Rozpojování hornin řeznými nástroji a vodním paprskem. *Zpráva ÚGN AV ČR Ostrava*, 1-116.
- [3] Vašek, J. (1992): Theoretical Evaluation of Pick Tips Assisted by High Pressure Water Jets. *Proc. Of the Int Conf. On Jet Cutting Technology*, St. Andrew, Scotland, Kluwer Academic Publishers, London, pp.123-133.
- [4] Galjae, A. A., Polujanskij, S. A.: (1972) Osnovy termomechanického razrušeniya gornych porod. *Izd. "Naukovaja Lumka"*, 1-292 s.
- [5] Gert/Horst Schumacher (1992): Anatomia pre stomatológov. *Vydavateľstvo OSVETA (přeloženo z německého originálu: J. A. Barth „Anatomie fur Stomatologen“)*
- [6] Vašek J., Dlouhý, J. (1976): Beurteilung der Leistung der Streckenvortriebsmaschine AM-50. *Glückauf – Forschung*, No. 2, pp. 45-50.
- [7] Vašek, J. (1977): K problematice rozpojování hornin razicími kombajnny – část I (Hodnocení vlastností hornin pro potřeby jejich strojního rozpojování při ražení dlouhých důlních a podpovrchových inženýrských děl) – část II (Vývoj razicích kombajnů), část III (Využití poznatků o vlastnostech hornin při výpočtu rozpojovacího výkonu). *UHLÍ č. 7 str. 271 - 280, UHLÍ č. 8 str. 326 – 334, UHLÍ č. 9 str. 369 – 376.*
- [8] Vašek, J. (1990): Research on high pressure water jets for rock cutting in the mining industry of Czechoslovakia. *Proc. of the 14th WORLD MINING CONGRESS Beijing CHINA*, pp. 449-455 (vydáno v angličtině, němčině, francouzštině, španělštině, ruštině a čínštině).
- [9] Vašek, J. (1996): Problems of cutting picks hard rock disintegration. *Proc. of Int. Conf. Mine Planning and Equipment Selection, Sao Paulo, (Balkema, Rotterdam)*, pp. 445-449.

TUNEL BÔRIK THE BÔRIK TUNNEL

JÁN KUŠNÍR

ÚVOD

Navrhovaná stavba tunela je súčasťou základného diaľničného ťahu D1 v Slovenskej republike prebiehajúceho po trase Bratislava – Žilina – Prešov – Košice – hranica s Ukrajinou. Po dobudovaní bude predmetný úsek diaľnice súčasťou európskej cesty E 50, ktorá prechádza z Francúzska cez Nemecko, Čechy, Slovensko, Ukrajinu a Rumunsko, ďalej na juh.

Trasa úseku diaľnice D1 medzi Mengusovcami a Jánovcami leží na území Prešovského kraja a prevažne okresu Poprad. Navrhovaná diaľnica prechádza vo veľkej miere nezastavaným územím, ktoré je väčšinou poľnohospodárskou pôdou, menej lesom. Horský masív Bôrik prekonáva diaľnica tunelom s rovnomenným názvom.

Tunelové riešenie skracuje trasu diaľničného úseku oproti povrchovému riešeniu – obchádzaním horského masívu zo severnej strany o viac ako 3600 m a z južnej strany o cca 3500 m. Ďalej umožňuje bezkolízne vedenie diaľničnej trasy urbanizovaným prostredím a chránenou krajinnou oblasťou TANAP. Tunelové riešenie predstavuje najmenší zásah do prírodného prostredia a teda zároveň plní významnú ekologickú funkciu – ochranu krajinného prostredia.

VŠEOBECNE

Tunel Bôrik je situovaný v rovnomerne zalesnenom horskom chrbte, ktorý je najsevernejším výbežkom Kozích chrbtov. V okolí sa nachádza mierne zvlnený až rovný reliéf Popradskej kotliny. Portály tunela sa nachádzajú v úpätných častiach chrbta Bôrika, ktorý má dĺžku 2,5 km, šírku 0,7–1,1 km, max. výšku 922,1 m a prevýšenie v trase tunela 120 m. Juhozápadné svahy nad západným portálom majú sklon 20°, vyššie k hrebeňu 30°. Severovýchodné svahy nad východným portálom majú sklony 10 – 18°. Väčšia časť Popradskej kotliny v predpolí Vysokých Tatier patrí do chladnej klimatickej oblasti, mierne chladného okrsku. Priemerná ročná teplota vzduchu je 5,8 °C (Poprad) s priemernými januárovými teplotami -5 až -6 °C a júlovými 12–16 °C. Z klimaticko-geografického členenia patrí územie k typu chladnej kotlinovej klímy. Úhrn zrážok je 600 – 700 mm ročne, pričom v chladnom polroku sú zrážky pod 300 mm. Trvanie snehovej pokrývky je 160 – 180 dní. Priemerná max. výška snehovej pokrývky je 50 cm.

Tunel je projektovaný pre diaľničnú dopravu s dvomi tunelovými rúrami, každá pre jeden smer dopravy. Prierezy tunelových rúr sú riešené v súlade s požiadavkami kladenými na tunely v západnej Európe. Dĺžka tunelových rúr je 999 m, resp. 993 m. Smerovo je trasa vedená v dvoch protichodných oblúkoch prepojených prechodnicou. Výškovo prebiehajú obe rúry prevažne v stálom sklone, -0,92 % v ľavej tunelovej rúre, resp. -1,05 % v pravej tunelovej rúre. Pričný sklon vozoviek sa mení od -3 % do 3 % v závislosti na smerovom vedení. Podľa typu výstavby sa ľavá tunelová rúra skladá z portálového úseku 17,40 m dlhého v otvorenom výkope, z 943 m razenej časti a 39 m druhého portálového úseku v otvorenom výkope. Pravá tunelová rúra je zložená obdobne s dĺžkami úsekov 15 m, 929 m a 49 m. Vzhľadom na celkovú dĺžku tunela bolo potrebné navrhnuť tri priečne prepojenia, tunelový vodovod s hydrantmi a pozdĺžne vetranie tunela.

INŽINIERSKO-GEOLOGICKÉ POMERY

V trase tunela mimo portálových úsekov sú zastúpené prevažne dolomity chočského príkrovu a lunzské ťvitité bridlice. Očakávajú sa porušené a drvené dolomity a bridlice s hustou sieťou tektonických puklín, prípadne až mylonitizovaný úsek v ohraničujúcom zlome na konci úseku. V portálových úsekoch tunela, hlavne v úseku západného portálu, sa nachádzajú kvartérne sedimenty charakteru zemín (glacifluviálne a deluviálne sedimenty) značnej hrúbky (až 21 m nad niveletou). V ose tunela to predstavuje dĺžku cca 60–70 m. Na východnom portáli sa nachádzajú deluviálne sedimenty o hrúbke do 1–5 m.

Podľa zistení sa dá očakávať, že v trase tunela budú zastúpené 2 systémy tektonických zlomov. Prvý z nich je súbežný s okrajovými zlomami masívu Bôrika, v trase tunela sa dajú očakávať v západnej tretine a v okolí východného portálu. Predpokladá sa, že budú mať charakter zón drvených dolomitov s šírkou max. 1–2 m, len výnimočne s brekciovitou-ťvititou výplňou.

INTRODUCTION

The proposed tunnel construction is part of the basic highway route D1 in the Slovakian Republic, running from Bratislava, through Žilina, Prešov and Košice to the Ukrainian frontiers. After completion the highway section in question will become part of the European route E50 passing from France, through Germany, Czechia, Slovakia, Ukraine and Romania further to the south.

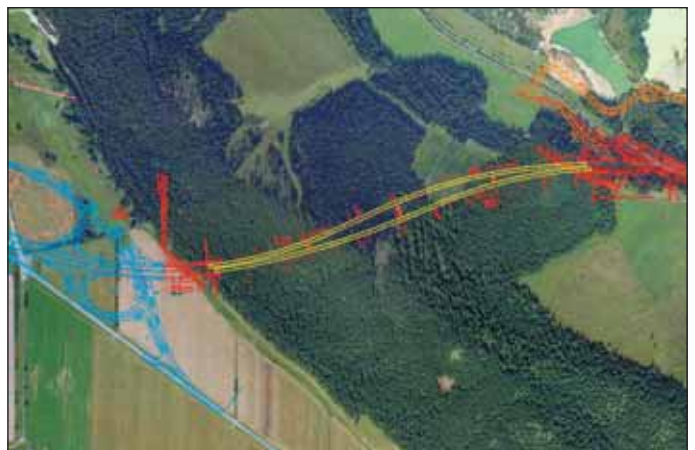
The D1 highway section between Mengusovce and Jánovce lies in the area of the Prešov region, mostly in the Poprad district. Prevailing part of the proposed highway passes through an undeveloped area, mostly fields or forested land. The highway crosses the mountain massif Bôrik via a tunnel of the same name.

Compared with a surface solution with the road bypassing the mountain massif on the north or south, the tunnel solution cuts the highway route by over 3,600 and about 3,500 m respectively. In addition, this solution allows the alignment to pass the urbanised environment and the TANAP conservation area without any collision. The tunnel solution means the lowest environmental impact; therefore it fulfils a significant role in terms of environmental protection.

IN GENERAL

The Bôrik tunnel is situated in a uniformly forested area of a mountain ridge, which is the northernmost spur of the Kozí Chrbty mountain ridge. Moderately undulated topography of the Poprad basin is found in the surroundings. The tunnel portals are situated in foothill parts of the Bôrik ridge. The ridge is 2.5 km long, 0.7 – 1.1 km wide, maximally 922.1 m high, and the difference between the altitudes of the portal locations amounts to 120 m. The south-western slopes incline at an angle of 20° above the west portal, and 30° closer to the crest. The north-eastern slopes incline at 10 – 18° above the east portal. Major part of the Poprad basin in the foreland of the High Tatras Mountains belongs to a cold-climate area of a moderately cold region. The mean annual air temperature is 5.8 °C (Poprad), with average January temperatures of -5 °C to -6 °C and July temperatures of 12 – 16 °C. In terms of climatic-geographical classification, this region belongs to a cold basin climate type. The annual precipitation total amounts to 600 – 700 mm, while less than 300 mm is recorded in the cold half of the year. The snow cover stays for 160 – 180 days. The average maximum snow cover thickness is 50 cm.

The tunnel is designed for highway traffic through two un-directional tunnel tubes. The tunnel cross sections are solved in accordance with requirements applied to tunnels in Western Europe. The tunnel tubes are 999 m and 993 m long. The horizontal alignment of the tunnel consists of two reverse curves interconnected by a transition curve. The gradient of both tubes is mostly uniform, i.e. -0.92 % for the left tube and -1.05 % for the right tube. The crossfall of the roadways varies from -3 % to 3 %, depending on the shape of the horizontal alignment. Regarding the construction type, the left tunnel tube consists of a 17.4 m long cut-and-cover portal section, 943 m long mined section and the other cut-and-cover portal section, 39 m long. The right tunnel tube is composed similarly, with the respective sections 15 m, 929 m and 49 m long.



Obr. 1 Tunel Bôrik – situácia v ortofotomape
Fig. 1 The Bôrik tunnel – situation in orthophoto map

Druhý systém je priečný na prvý, predpokladá sa, že bude mať charakter jednotlivých zlomov alebo úsekov s rôznym stupňom drvenia dolomitov. V prípade prechodu zlomov cez lunzské ílovité bridlice, výplň zlomov môže byť brekciovitovo-ílovitá. V trase tunela a jeho okolí sa nevyskytujú žiadne geodynamické javy (svahové deformácie – zosuvy, splazy).

HYDROGEOLOGICKÉ POMERY

Dominantné zastúpenie (viac ako 80%) v trase tunela a jeho okolí majú dolomity chočského príkrovu. Tento komplex sa vyznačuje krasovo-puklinovou priepustnosťou. Predpokladá sa, že v strede masívu bude trvalá hladina podzemných vôd pod niveletou tunela. Prienik podzemných vôd do výrubu tunela v celom úseku dolomitov mimo zlomových zón bude minimálny, na úrovni 1 l.s^{-1} vo forme rozptýleného odkvapu. Miera zavodnenia horniny je suchá. Pri prechode do nadložia vrstvy ílovitých bridlíc (lunz) je možné očakávať narazenie podzemnej vody (sústredený prítok) pod hydrostatickým tlakom s odhadnutou výdatnosťou $1-2 \text{ l.s}^{-1}$, avšak s rýchlym poklesom do minima. Miera zavodnenia horniny v nadloží je suchá až mokrá. Hladina podzemnej vody sa tu (km 0,7-0,87) môže nachádzať blízko (1–2 m) nad úrovňou stropu tunela, avšak po otvorení horninového masívu tunelovou rúrou sa predpokladá jej zníženie. Úroveň hladiny podzemných vôd je závislá od klimatických vplyvov (maximum v jarňoch mesiacoch), od stavu krasových ciest (ponory) a hydrogeologického režimu v okolí. Predpokladá sa, že celková výdatnosť drénovaných vôd bude v rozmedzí $1-3 \text{ l.s}^{-1}$. Eluviálne, deluviálne a glaci-fluviálne sedimenty na svahoch Bôrika s ohľadom na ich zloženie sú priepustné, avšak nie sú zvodnené, pretože dolomitové podložie má krasovopuklinovú priepustnosť a pôsobí ako drén. Hladina podzemnej vody je podľa údajov z vrtov v priestoroch portálov hlboko pod ich niveletou.

RAZENIE A VYSTROJENIE VÝRUBU

Technológia výstavby tunela je rozdelená na budovanie hĺbeného tunela v otvorenej stavebnej jame a razenie tunela vrtno-trhavinovým spôsobom. Razenie sa v priečnom reze delí prevažne na dve časti, kalotu a štrосу, resp. v niektorých úsekoch na tri časti, kde sa razí aj dno. Hĺbené úseky sú navrhnuté na oboch portáloch tunela. Ich výstavba bude prebiehať až po vyrazení razenej časti tunelov. Z dôvodu blízkeho smerového vedenia trasy diaľnice v priortálových úsekoch, ktoré sa nemohlo rozšíriť, je vzájomná vzdialenosť oboch tunelových rúr veľmi malá. Tak vznikol problém stabilizácie zvláštny vyrazenie oboch tunelových rúr vedľa seba. Vzájomná vzdialenosť tunelov (okrajov) na západnom portáli je cca 1,20 m a postupne sa zväčšuje. Podobný stav je aj na portáli východnom. Riešenie bolo navrhnuté stredovým železobetónovým pilierom, ktorý je vybudovaný od začiatku razeneho tunela až po vzájomnú vzdialenosť tunelov cca 3,50 m, čo postačuje pre stabilitu horninového prostredia pri razení tunelov nezávisle na sebe. V úseku, kde bude pilier, sa musia obe rúry raziť súčasne, resp. s minimálnym odstupom, aby teleso piliera bolo nadloží zatažované centricky. Samotnému razeniu tunelov tak bude predchádzať vyrazenie pilierovej štólne, zo západu 120 m dlhej a z východu 61 m dlhej.

PILIEROVÁ ŠTÔLNA – ZÁPADNÝ PORTÁL

Pre prítomnosť pilótovej steny medzi tunelovými rúrami a z dôvodu odsadenia čelných svahov oboch rúr o cca 10 m, na ktorých sa začne razenie, sa postup razenia pilierovej štólne rozdelil na tri fázy. V prvej fáze sa začne raziť v mieste začiatku razenia pravej tunelovej rúry v pomocnej osi, ktorá



Obr. 2 Vizualizácia východného portálu tunela
Fig. 2 Visualisation of the east portal

The aggregated length of the tunnel required the construction of three cross passages, and installation of a tunnel water main with hydrants, and a longitudinal ventilation system.

ENGINEERING GEOLOGICAL (EG) CONDITIONS

Apart from the portal sections, the tunnel route passes mostly through the Choč Nappe Dolomites and the Lunz Shales. Fractured to broken dolomites and clayey shales with a dense network of tectonic fissures are expected, even a mylonised section at the bounding fault at the end of the section. Soil-like Quaternary sediments (fluvioglacial and diluvial) of significant thickness (up to 21 m above the tunnel alignment level) are found in the portal sections, mainly in the west portal section. This represents a length of about 60 – 70 m. Diluvial sediments up to 1 – 5 m thick are found at the east portal.

According to the investigation, 2 systems of faults can be expected along the tunnel route. The first system runs in parallel with the marginal faults of the Bôrik massif. The faults can be expected to be encountered in the western third of the tunnel route and in the vicinity of the east portal. There is an assumption that they will have a character of zones of broken dolomites maximally 1 – 2 m wide, only exceptionally with brecciated-clayey filling. The other system is transversal to the first. It is assumed to have a character of individual faults or sections with various degrees of the dolomite crushing. In the case of the faults crossing the Lunz Shales, the filling of the faults can be brecciated-clayey. No geodynamical effects (slope deformations, i.e. slope sliding, tongues) occur along the tunnel route.

HYDROGEOLOGICAL (HG) CONDITIONS

The Choč Nappe Dolomites dominate along the tunnel route (over 80 %). This mass is characterized by karstic-fissure permeability. Presumably, the groundwater standing level in the middle of the massif will be under the tunnel alignment. Groundwater seepage into the tunnel excavation in the entire section passing through the dolomites (excepting the fault zones) will be minimal, less than 1 l.s^{-1} , in a form of scattered dripping. The degree of the rock saturation is classified as “dry”. At the moment of the excavation entering the layer above the Lunz Shales layer, groundwater will be presumably tapped (a concentrated inflow, under hydrostatic pressure), with estimated yield of $1 - 2 \text{ l.s}^{-1}$, dropping rapidly to a minimum value. The degree of saturation of the rock in the overburden is classified as “dry to wet”. In this section (km 0.7 – 0.87), the water table can be found close (1 – 2 m) above the tunnel roof, but its lowering is anticipated once the rock massif is opened by the tunnel tube. The water table level depends on climatic effects (the maximum level is in the spring months), on the condition of the karstic paths (ponores), and the hydrogeological regime in the neighborhood. The aggregated yield of the drained water is expected to amount to $1 - 3 \text{ l.s}^{-1}$. Due to their composition, the eluvial, diluvial and fluvioglacial sediments on the Bôrik slopes are permeable, but they are not saturated because the karstic dolomite base drain them. The water table level identified by drilling at the portals is deep under their level.

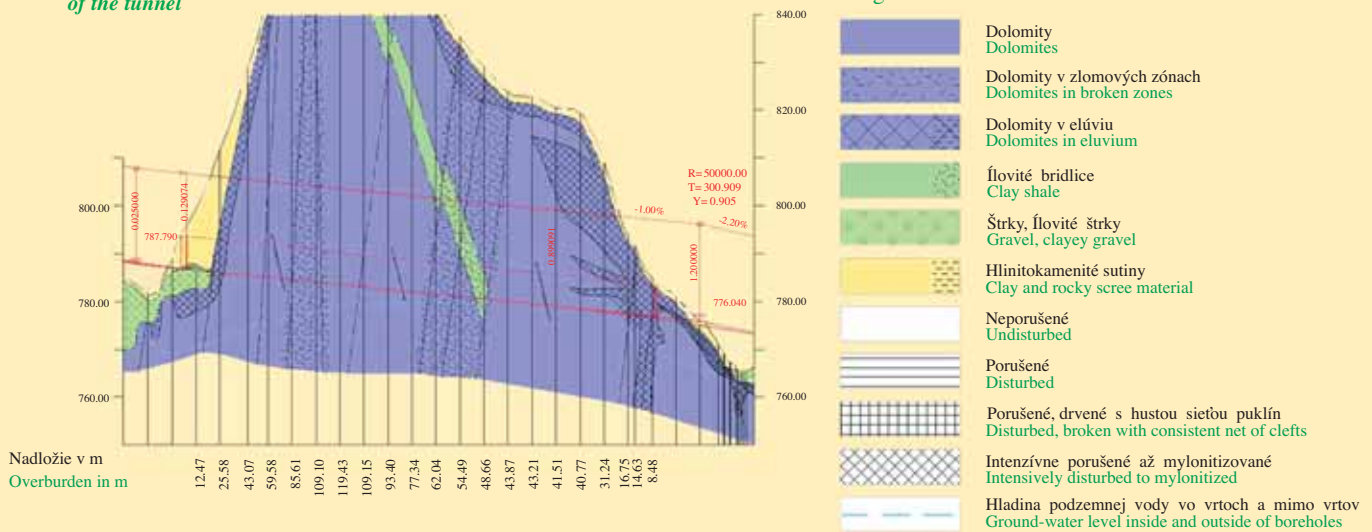
EXCAVATION AND SUPPORT

In terms of construction methods, the tunnel is divided into cut-and-cover sections and a mined section driven by drill-and-blast (employing mostly a top heading and bench excavation sequence, in some sections also an invert). The cut-and-cover sections are designed at both tunnel portals. They will be constructed when the excavation of the mined section of the tunnel tubes has been completed. The distance between the tunnel tubes is very small owing to the narrow space between the individual carriageways within the overall highway alignment, which could not be widened. This gave rise to a stability problem connected with the excavation of the two parallel tubes. The distance between the edges of the tunnel tubes at the west portal is about 1.20 m, and it increases gradually. A similar condition exists at the east portal. The construction of a central reinforced concrete pillar designed for a section starting from the mined tunnel's beginning to the point where the distance between the bodies of the tunnel tubes reaches roughly 3.50 m was the solution. The pillar provides sufficient stability of the rock mass during the independent excavation of the tunnel tubes. Both tunnel tubes will have to be excavated concurrently or with minimum staggering of the faces in the section containing the concrete pillar, so that the loading of the overburden acts on the pillar symmetrically. The excavation of the tunnel tubes will be preceded by the excavation of galleries for casting of the pillar (“pillar galleries”, at a length of 120 m from the west and 61 m from the east).

THE PILLAR GALLERY – WEST PORTAL

Because of the presence of a pile wall between the tunnel tubes, and because of the staggering by roughly 10 m of the slopes on the centres of the tunnel tubes where the excavation is to start, the excavation of the pillar gallery was divided into three phases. In the first phase, the excavation will start at the point of the beginning of the right tunnel tube, along an auxiliary axis of 30° to the gallery axis. This excavation phase is 14.36 m long. The 9.58 m long second phase excavation will start on the gallery axis. The third phase, 11 m long, will combine the excavation work process

Obr. 3 Pozdĺžny geologický profil tunela
Fig. 3 Longitudinal geological section
of the tunnel



zvíera s osou štólne 30° uhol. Dĺžka fázy je 14,36 m. Druhá fáza sa začne raziť v osi štólne v dĺžke 9,58 m. Tretia fáza zjednotí postup razenia s postupom budovania stredového piliera. Jej dĺžka je 11 m. Razenie štólne od západu bude prebiehať v dvoch vystrojovacích triedach. Šesť etáp bude razených vo vystrojovacej triede (ďalej len VT) VT VI pod mikropilótoým dáždnikom a šesť etáp vo VT v pod ocelovými ihlami. Vystrojovacia trieda VI je tvorená mikropilótoým dáždnikom z ocelových rúr vrtaných pod uhlom 5° (Ø 133/10 mm, dĺžka je závislá na dĺžke fázy), primárnym ostením zo striekaného betónu (h=250 mm), priehradovými nosníkmi (h=149 mm, 2xØ22/Ø32 mm) a ocelovými sieťami (100/100/Ø8 mm). Vystrojovacia trieda V je tvorená ocelovými ihlami (Ø38/15 mm, l=4 m), primárnym ostením zo striekaného betónu (h=250 mm), priehradovými nosníkmi (h=149 mm, 2xØ22/Ø32 mm) a ocelovými sieťami (100/100/Ø8 mm). V priečnom reze bude profil rozdelený na kalotu a štrosu. Raziť sa začne pod vopred vybudovaným zárodkom.

PILIEROVÁ ŠTÓLNA – VÝCHODNÝ PORTÁL

Štôlna na východnom portáli sa začne raziť medzi tunelovými rúrami v osi diaľnice. Raziť sa bude v šiestich etapách. Prvá etapa bude pod mikropilótoým dáždnikom a ďalších päť pod ihlami. Mikropilótoým dáždnikom bude pozostávať z ocelových rúr Ø 133/10 mm dĺžky 15 m vrtaných rovnobežne so štôlnou. Vystrojovacia trieda V je tvorená ocelovými ihlami (Ø38/15 mm, l=4 m), primárnym ostením zo striekaného betónu (h=250 mm), priehradovými nosníkmi (h=149 mm, 2xØ22/Ø32 mm) a ocelovými sieťami (100/100/Ø8 mm). V priečnom reze bude profil rozdelený na kalotu a štrosu. Raziť sa začne pod vopred vybudovaným zárodkom.

TELESO STREDOVÉHO PILIERA

Teleso stredového piliera sa vybuduje betonážou späťne od čela vyrazených pilierových štôlní po portály tunelov. Použitý bude rýchlotuhnúci betón. Betonáž bude prebiehať v montovanom debnení po etapách. Je potrebné, aby sa betón dokonale zhutnil, špeciálne vo vrchnej časti ponornými hadicovými vibrátormi. Do konštrukcie piliera budú zapustené požiarne a čistiace výklenky. Pre tieto je potrebné v ich mieste vynechať výstuž a vytvoriť niku v debnení. V úseku tunela, kde sa bude pilier nachádzať, jeho konštrukcia bude nahradzovať v konštrukcii tunela primárne ostenie. Po vybetónovaní pilierov sa môže začať raziť hlavný tunel. Zo statického hľadiska po dodržaní podmienok postupu razenia bude pilier pôsobiť ako centricky zaťažovaný stĺp tlakom vytvoreným z nadložia.

STREDOVÝ PILIER A RAZENIE HLAVNÉHO TUNELA

Po dobudovaní stredového piliera sa môže na oboch portáloch začať s razením hlavného tunela. Na západnom portáli je potrebné, aby sa prvá začala raziť ľavá tunelová rúra až po úroveň pravej tunelovej rúry, čo je cca 10 m. Potom sa obe rúry musia raziť súčasne, resp. s minimálnym odstupom. Na východnom portáli sa razenie začne súčasne. Ako prvá sa začne raziť kalota až po úroveň konca pilierovej štólne, resp. vybudovaného piliera. Potom sa môže prejsť na razenie štrosy a dna. Teleso piliera tvorí v hlavnom tuneli primárne ostenie, na ktoré sa dobetónuje kontinuálnou betonážou pomocou debniaceho vozňa sekundárne ostenie tunela.

with the construction of the central pillar. Two support classes will be applied for the excavation of the gallery from the west. The support class VI (SC VI) with the installation of pipe canopy pre-support will take place in six steps, and SC V with the installation of steel spiling bars also in six steps. The support class VI comprises steel pipes (Ø 133/10 mm, the length depending on the length of the phase) installed in boreholes drilled at an angle of 5°, shotcrete primary lining (t=205 mm), lattice girders (t=149 mm, 2xØ22/Ø32 mm), and steel mesh (100/100/Ø8 mm). The support class V comprises steel pile bars (Ø38/15 mm, l=4 m), shotcrete primary lining (t=250 mm), lattice girders (t=149 mm, 2xØ22/Ø32 mm), and steel mesh (100/100/Ø8 mm). The excavated cross section will be divided into top heading and bench. The excavation work will commence under the protection provided by a pre-constructed "pre-portal structure".

THE PILLAR GALLERY – EAST PORTAL

At the east portal, the gallery excavation will start between the tunnel tubes, on the project centre line. The excavation will be divided into six phases. The first phase categorised as support class SC VI will be carried out under the pipe canopy pre-support, and the other five phases in SC V, under the spiles. The pipe canopy pre-support will consist of 15 m long steel pipes Ø 133/10 mm installed in holes drilled in parallel with the gallery. The support class V comprises steel pile bars (Ø38/15 mm, l=4 m), shotcrete primary lining (t=250 mm), lattice girders (t=149 mm, 2xØ22/Ø32 mm), and steel mesh (100/100/Ø8 mm). The excavated cross section will be divided into top heading and bench. The excavation work will commence under the protection provided by a pre-constructed "pre-portal structure".

THE CENTRAL PILLAR BODY

The body of the central pillar is constructed using rapid-set concrete, by progressive casting, back from the faces of the excavated galleries toward the tunnel portals. Prefabricated formwork will be used for the concrete casting. The concrete must be perfectly compacted, especially at the top (with submersible flexible shaft vibrators). There will be fire emergency and cleaning recesses provided in the pillar structure. This requires gaps to be left in concrete reinforcement, and formwork of niches to be installed. The primary lining of the tunnel tubes in the section that the pillar will be built in, will be replaced by the pillar structure. The excavation of the main tunnel can start when the pillars have been completed. In terms of structural analysis, the pillar will act as a column centrally loaded by a pressure developed by the overburden.

THE CENTRAL PILLAR AND EXCAVATION OF THE MAIN TUNNEL

The excavation of the main tunnel can start at both portals when the central pillar is finished. It is necessary for the west portal site to start the excavation of the left tunnel tube first, proceeding to the beginning of the right tube, i.e. about 10 m. Then the two tunnel tubes must be driven simultaneously or with a minimal staggering of the faces. At the east portal, the excavation of the two tunnel tubes will start concurrently. The top heading excavation will be the first operation. It will proceed up to the end of the pillar gallery (i.e. the end of the pillar). Then the bench and invert excavation can take place. The body of the pillar forms the primary lining of the main tunnel. The secondary lining will be attached to the pillar by continual casting, using a travelling formwork.

TUNELOVÉ RÚRY

Tunelové rúry sa budú raziť z obidvoch portálov po staničenie prerážky, ktoré je definované koncom západného stredového piliera (cca 120 m od západného portálu). Od východného portálu sa budú raziť dve samostatné tunelové rúry priečne prepojené tromi únikovými chodbami. Od západu sa budú raziť obe tunelové rúry v celom úseku stredového piliera.

Na základe IG a HG prieskumu sa razenie tunela začlenilo do deviatich vstrojovacích tried podľa SIA 198 a ÖNORM 2203. V projekte sú použité vstrojovacie triedy (VT) II, III, IV, IV.B (so zníženou spodnou klenbou), IV-P (P = stredový pilier), V, V-P, VI a VI-P.

Postup z východného portálu: priportálové úseky sa budú raziť pod ochranným dáždnikom zhotoveným z mikropilót. Čelba sa spevní horninovými kotvami. Raziť sa začne spod vopred vybudovaného zárodku z ocelových nosníkov, výstužných zväraných sietí a striekaného betónu s razením kaloty v oboch tunelových rúrach. S cieľom čo najskôr uzatvoriť profil spodnou klenbou sa z technologického hľadiska v prípustnej vzdialenosti vyrazí lavica a následne aj dno tunela. Po prvej etape razenia pod mikropilótovým dáždnikom sa bude ďalej raziť vo VT V-P pod ihlami. Obe tunelové rúry sa musia raziť z dôvodu stability stredového piliera súčasne, resp. s odstupom max. jedného záberu až po koniec telesa stredového piliera. Následne je možné postupovať v oboch rúrach nezávisle až po bod prerážky.

Postup zo západného portálu: raziť sa začne spod vopred vybudovaného zárodku z ocelových nosníkov, výstužných zväraných sietí a striekaného betónu. Celý úsek pri západnom portáli bude razený v deluviálnych sedimentoch. Ako prvá sa pod mikropilótovým dáždnikom vyrazí kalota ľavej (v smere razenia) tunelovej rúry až po úroveň začiatku razenia kaloty v pravej rúre. Následne sa budú raziť obe rúry z dôvodu stability stredového piliera súčasne, resp. s odstupom max. jedného záberu až po koniec telesa stredového piliera. Potom je možné postupovať v oboch rúrach nezávisle až po bod prerážky. S cieľom čo najskôr uzatvoriť profil spodnou klenbou sa z technologického hľadiska v prípustnej vzdialenosti vyrazí lavica a následne aj dno tunela. Od začiatku sa bude v piatich etapách raziť vo VT VI a VI-P pod mikropilótovým dáždnikom, ďalej vo VT V-P pod ihlami a VT IV-P a IV s použitím horninových kotiev.

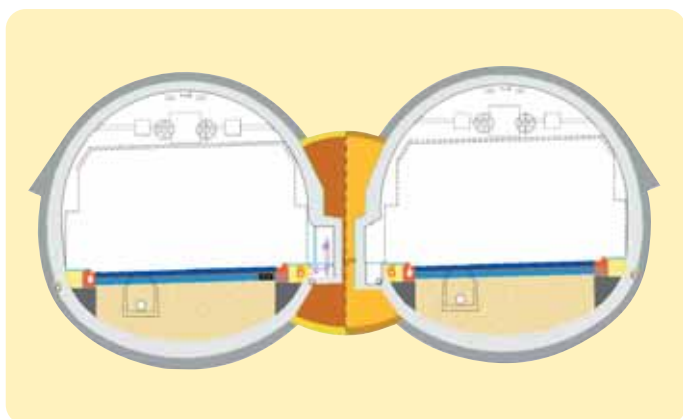
Po zhodnotení vlastností horninového masívu v trase tunela Bôrik je rúbina vytážená z tunela v objeme až 97,45 % využiteľná na budovanie násypu diaľnice.

DEFINITÍVNE OSTENIE

Sekundárne – definitívne ostenie je dimenzované na zataženie od vlastnej tiaže, tj. predpokladá sa spoľahlivosť primárneho ostenia v období požadovanej životnosti tunela. Ak by sa počas výstavby zistila prítomnosť podzemnej vody (agresívnej na betón), bude potrebné sekundárne ostenie nadimenzovať na prenos celého zataženia horniny. Hrúbka ostenia z prostého betónu je závislá od typu priečného rezu a pohybuje sa od 30 do 55 cm v klenbe a od 54 do 65 cm v dne a oporách. V dôsledku razenia pod mikropilótovým dáždnikom dosiahla hrúbka definitívneho ostenia v niektorých miestach až 1,35 m.

Statická výstuž sekundárneho ostenia sa navrhuje do všetkých blokov, kde sú výklenky, zárodky únikových chodieb, miesta na inštaláciu technologických zariadení a do blokov na styku hlbeného tunela s razeným. Konštrukčná výstuž je navrhnutá do blokov sekundárneho ostenia, kde sarazilo pod mikropilótovým dáždnikom.

Definitívne ostenie bude vyhotovené do posuvného ocelového debneňa, uloženého na vopred realizovaných pätkových oporách. Betonáž



Obr. 4 Vzorový priečny rez pilierom
Fig. 4 Typical cross section through the pillar

TUNNEL TUBES

The tunnel tubes will be driven from both portals up to the chainage where the breakthrough will take place, which is determined by the end of the western central pillar (about 120 m from the west portal). Two independent tunnel tubes will be driven from the east portal, interconnected by three escape adits. From the west, both tunnel tubes will be driven along the section containing the central pillar.

Based on the EG and HG investigation, the tunnel excavation was divided into nine support classes according to SIA 198 and ÖNORM 2203. The design utilises support classes (SC) II, III, IV.B (with a lowered invert), IV-P (P = central pillar), V, V-P, VI and VI-P.

The procedure applied starting from the east portal: The portal sections will be driven under the protection provided by the pipe pre-support. The face will be reinforced by rock anchors. The excavation will commence from the pre-constructed "pre-portal structure" (steel beams, welded mesh and shotcrete), with the top heading excavation proceeding in both tunnel tubes. The bench and bottom will be excavated at the closest distances possible with respect to technology, with the aim of closing the profile by the invert as soon as possible. The first phase of excavation under the pipe canopy pre-support will be succeeded by class V-P excavation under the spiling umbrella. For the reason of the stability of the central pillar, both tunnel tubes must be driven simultaneously, or with the faces staggering by a maximum one excavation round, up to the end of the central pillar's body. After that the excavation can proceed in both tubes independently up to the breakthrough point.

The sequence of work from the west portal: The excavation will commence from the pre-constructed "pre-portal structure" space created from steel beams, welded mesh and shotcrete. The whole section at the west portal will be driven through diluvial sediments. The top heading of the left tunnel tube (viewed in the direction of excavation) will be excavated first, under the pipe canopy pre-support, up to the point where the top heading excavation of the right tube is to start. Then, for the reason of maintaining the stability of the central pillar, both tunnel tubes must be driven simultaneously, or with the faces staggering by a maximum one excavation round, up to the end of the central pillar's body. After that the excavation can proceed in both tubes independently up to the breakthrough point. The bench and bottom will be excavated at the closest distances possible with respect to technology, with the aim of closing the profile by the invert as soon as possible. From the beginning the excavation will be carried out in five phases, in SC VI and VI-P under the pipe canopy pre-support, then in SC V-P under the spiling umbrella, and SC IV-P and IV where rock anchors will be used.

According to the assessment of properties of the rock to be encountered along the Bôrik tunnel alignment, up to 97.45 % of muck is suitable for the construction of the highway embankments.

FINAL LINING

The secondary – final lining is designed for loading by its own weight, which means that the primary lining is expected to remain reliable for the entire design life of the tunnel. If the presence of ground water (with a corrosive effect on concrete) is identified in the course of the construction, the secondary lining will have to be re-designed to be able to carry the whole loading by the rock mass. The thickness of the non-reinforced concrete lining depends on the cross-section type. It varies from 30 to 55 cm at the crown, and from 54 to 65 cm at the bottom and the sidewalls. As a result of the excavation carried out under the pipe canopy pre-support, the thickness of the final lining reached 1.35 m in some places.

Reinforcement determined by a structural analysis is used for all blocks of the secondary lining containing niches, cross passage openings, spaces for installation of equipment, and blocks at the contact of the cut-and cover tunnel with the mined tunnel. The inner surface of the secondary lining must be plain and smooth. The structure and colour shade of the surface is designed to provide an average degree of remission (back reflection of light). This means that the surfaces will be neither reflective (to prevent the surface reflection) nor absorbing (prevent excessive absorption of light). The scale of colours will consist of various degrees of grey. The colour of the roadway and walkways will be that of natural concrete. The sidewalls will be the light grey colour of RAL – 7035, the ceiling the dark-grey RAL – 7043. Second fixings will be accentuated by relevant signal colours.

SAFETY AND OPERATIONAL CONSTRUCTION WORK

The safety and operational construction work comprises emergency laybys, fire point niches (for hydrants), SOS niches, cleaning niches and escape corridors. The recesses/niches are excavated in all main geological formations. All recesses/niches will be excavated subsequently, when the excavation of the tunnel tubes is complete. They will be made of reinforced concrete.

The emergency call niches (SOS niches) are designed on the right sides of the tunnel tubes (viewed in the direction of traffic) at intervals of about 125 m. Total num-

bude vykonávaná po úsekoch rovnej dĺžky – 10 m. V ostení budú zabudované chráničky a priechodky z PE, resp. výklenky pre technologické zariadenia tunela. Vnútorňa plocha sekundárneho ostenia musí byť rovná a hladká. Štruktúra povrchu a farebnosť je navrhnutá so stredným stupňom remisie (spätý odraz lúčov), to znamená, že povrchy nebudú ani reflexné – aby nedošlo k zrkadleniu povrchu, ani absorbčné – aby nedošlo k prílišnému pohlcovaniu svetla. Farebná škála bude pozostávať z rôznych stupňov šedej. Vozovka a chodníky budú mať prirodzenú farbu betónu. Bočné steny budú svetlošedej farby RAL – 7035, strop tmavošedej farby RAL – 7043. Kompletizačné prvky budú akcentované príslušnými signálnymi farbami.

BEZPEČNOSTNÉ A PREVÁDZKOVÉ STAVEBNÉ ÚPRAVY

Bezpečnostné a prevádzkové stavebné úpravy v tuneli zahŕňajú núdzové zálivy, protipožiarne výklenky (umiestnenie hydrantov), SOS výklenky, čistiace výklenky a únikové chodby. Výklenky sa razia vo všetkých rozhodujúcich geologických formáciách. Všetky výklenky sa budú raziť dodatočne až po prerazení tunelových rúr a realizované budú zo železobetónu.

Výklenky tiesňového volania (SOS výklenky) sú navrhnuté v smere jazdy po pravej strane oboch tunelov vo vzájomnej osovej vzdialenosti cca 125 m. Celkový počet v oboch tuneloch – $2 \times 7 = 14$ ks. Svetlé rozmery výklenkov sú: šírka 1,70 m – hĺbka 1,05 m – výška 2,80 m.

Protipožiarne výklenky (PV) sú navrhnuté v smere jazdy po ľavej strane oboch tunelov vo vzájomnej osovej vzdialenosti cca 80 m. Celkový počet v oboch tuneloch – $2 \times 11 = 22$ ks. Svetlé rozmery výklenkov sú: šírka – 1,70 m – hĺbka 0,95 m – výška 1,95 m.

Čistiace výklenky sú súčasťou drenážneho odvodnenia tunela. Čistiace výklenky sú navrhnuté po cca 50 m na oboch stranách vozovky, vždy v mieste revíznej šachty. Celkový počet výklenkov v oboch tuneloch je 94 ks (LT 46, PT 48). Svetlé rozmery výklenkov sú: šírka 1,05 m – hĺbka 0,80 m – výška 2,30 m.

V oboch tunelových rúrach je navrhnutý obojstranný núdzový záliv. Dĺžka zálivu je 40 m. V strede núdzových zálivov vyúsťuje prejazdna spojovacia chodba. V priestore núdzových zálivov je použitá vystrojovacia trieda VT III. Priečny rez je oproti normálnemu zvýšený. Delí sa na sedem častí, tri v kalote, tri v štrose a dno. Postup razenia je od začiatku po koniec v smere razenia tunela od východného portálu. Primárne ostenie je vystužené sietami a priehradovými nosníkmi. Zároveň je potrebné vystužiť čelné steny núdzového zálivu pri prechode z normálneho prierezu do rozšíreného.

V tuneli sú dve únikové chodby pre chodcov (dĺžky 12,2 a 17,4 m) a jedna pre vozidlá (dĺžka 27,8 m). Priečny rez únikových chodieb má podkovovitý tvar. Dno chodby bude tvorené spodnou klenbou alebo doskou z monolitického betónu – podľa IG a HG pomerov v danom úseku. Konštrukcia únikovej chodby bude tvorená primárnym a sekundárnym ostentím s medzifahlou hydroizolačnou vrstvou. Technológia razenia únikových chodieb bude v zhode s technológiou razenia tunela v príslušnom úseku. Raziť sa bude plným prierezom. Výrub chodby sa po vyrazení zastreje stabilizačnou vrstvou striekaného betónu, osadia sa siete, kotvy a ostenie sa dostreje na projektovanú hrúbku. Následne sa pomocou posuvného debnenia vybuduje sekundárne ostenie.

IZOLÁCIA A ODVODNENIE TUNELA

Izolácia

Hydroizolácia tunela je navrhnutá ako medzifahlá, z PE fólie hrúbky min. 2 mm, s ochrannou signálnou vrstvou na líčnej strane. Je uvažovaná po celej dĺžke tunela, v priečnom smere je navrhnutá po celom obvode okrem dna. Táto fólia bude prichytená pritavením na nastrelené terče z PE. Na strane primárneho ostenia bude fólia chránená proti poškodeniu geotextíliou. V úsekoch prítokov a priesakov vody do tunela zistených pri razení je navrhnutá nopová izolácia alebo drenážny kompozit.

Ochrana únikovej chodby pred vodou z horninového masívu je zabezpečená plošnou izoláciou z PE, fólie hrúbky min. 2 mm osadenej po celom obvode klenby únikovej chodby, z ktorej je voda zvedená do drenážneho potrubia ϕ 150 mm.

Odvod drenážnych vôd z tunela

Drenážne perforované potrubie z PVC DN 200 mm bude vedené na oboch pätách opôr tunela v priestore medzi konštrukciou primárneho a sekundárneho ostenia, osadené vo filtračnom betóne. Každých cca 50 m budú čistiace výklenky a z nich bude drenážna voda zvedená priečnym prepojením do hlavného odvodnenia.

Drenážne potrubie únikovej chodby, umiestnené v oboch pätách klenby, je vedené po celej dĺžke chodby a je napojené na čistiacu šachtu drenážneho odvodnenia tunela. Drenáž medzifahlej izolácie je z PVC rúry DN 150

ber in both tunnels: $2 \times 7 = 14$ pieces. Net dimensions of the niche: 1.70 m wide, 1.05 m deep and 2.80 m high.

The fire point niches are designed on the left side of the tunnel tubes (in the direction of traffic) at intervals about 80 m. Total number in both tunnels: $2 \times 11 = 22$ pieces. Net dimensions of the niche: 1.70 m wide, 0.95 m deep and 1.95 m high.

The cleaning niches are parts of the tunnel drainage system. The cleaning niches are designed at intervals about 50 m, on both sides of the roadway, at the points of inspection manholes. Total number of the niches in both tunnels: 94 pieces (LTT 46, RTT 48). Net dimensions of the niche: 1.05 m wide, 0.80 m deep and 2.30 m high.

One 40 m-long double-sided emergency layby is designed for each tunnel tube. A vehicular sized cross-passage is connected to the centre of each emergency layby. The support class SC III is applied to the locations of the emergency laybys. The cross-section is higher compared to the standard cross-section. It is divided into seven parts, i.e. three in the top heading, three in the bench, and the invert. The excavation will start at the east portal and continue up to the other end of the tunnel. The primary lining is reinforced with welded mesh and lattice girders. At the same time, the front walls of the emergency layby must be reinforced at the transition from the standard cross-section to the enlarged section.

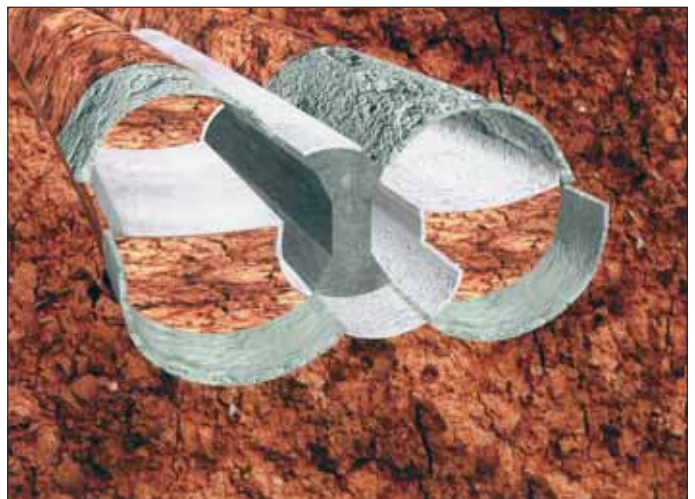
There are two pedestrian escape corridors (12.2m and 17.4m long) and one for vehicles (27.8 m long) in the tunnel. The escape corridors are a horseshoe shape. The floor of the corridor will be an inverted arch or a slab from in-situ concrete – depending on the engineering geological and hydrogeological conditions in the particular section. The structure of the corridor will consist of primary and secondary liners with an intermediate waterproofing layer. The excavation technique to be applied to the escape corridors will be identical with the tunnel excavation technique relevant to the respective tunnel section. The full-face excavation procedure will be utilised. The excavated ground surface will be stabilised with shotcrete, mesh and anchors will be installed then, and the shotcrete layer will be completed to the full thickness required for the primary lining. The secondary lining will be cast subsequently, using a travelling formwork.

TUNNEL WATERPROOFING AND DRAINAGE

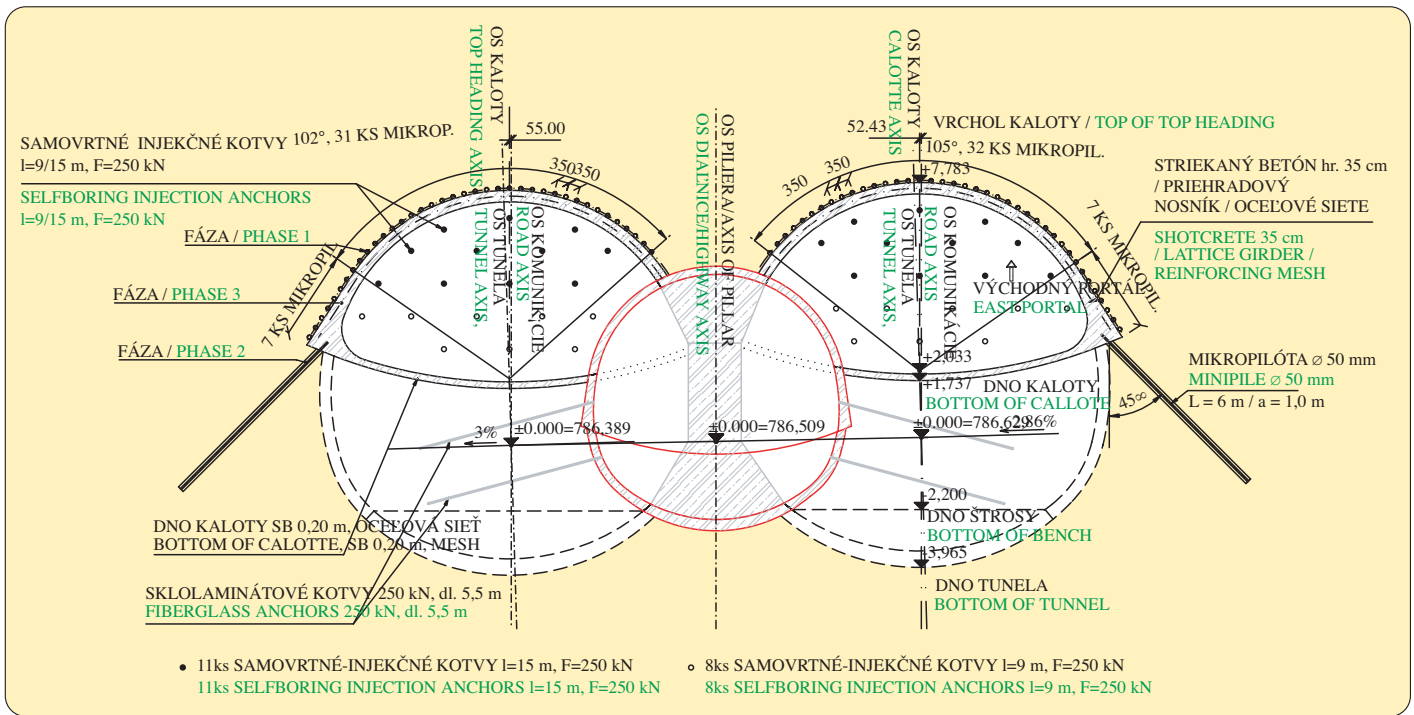
Tunnel waterproofing

The tunnel waterproofing is designed as an intermediate system consisting of a PE membrane with a minimum thickness of 2 mm, provided with a protective signal layer on the internal surface. The membrane is designed along the full length of the tunnel; in the cross-section it will cover completely the circumference, with the exception of the floor. It will be fixed by welding to PE fixation blanks shot into the primary lining. Geotextile will protect the membrane against damage from the primary lining side. Dimple pattern membrane or a drainage composite will be used in the sections of inflows and seepage of water into the tunnel identified during the excavation.

The escape gallery will be protected against water from the rock mass by a system consisting of a PE membrane with a minimum thickness of 2 mm enveloping fully the gallery structure. The water is diverted to a 150 mm diameter drain.



Obr. 5 3D model stredového piliera
Fig. 5 3D model of the central pillar



Obr. 6 Priečný rez tunelom s vstrojovacími prvami
 Fig. 6 Cross section through the tunnel with support elements

pozdĺžne ryhované, perforované po obvode. Sklon potrubia rešpektuje pozdĺžny sklon chodby.

Odvod oplachových vôd z tunela

Odvedenie oplachových vôd, prípadne odvedenie vôd pri likvidácii požiaru je vedené štrbinovým žlabovým obrubníkom. Jednotlivé prefabrikáty budú spájané vodotesne, nitrilovou pryžou. Súčasťou objektu je prevedenie vody prepojavacím potrubím (obetónovaným) do protiahlého sifónu pri zmene priečneho sklonu. Štrbinové žlabové obrubníkové prefabrikáty sú umiestnené v oboch tunelových rúrach vždy na jednej strane vozovky, vo väzbe na jej priečny sklon. Dĺžka betónových prefabrikátov vodotesne spájaných je 4 m. Vo východnej aj západnej tunelovej rúre sú žlabové betónové prefabrikáty typovo zhodné. V trase žlabov sú umiestnené sifónové šachty každých cca 50 m. Spoj medzi žlabom a sifónom musí byť realizovaný vodotesne. Štrbinové žlaby sú na východnom portáli ukončené vpustom a zaústené sú do stoky.

VNÚTORNÉ KONŠTRUKCIE

Vnútorne konštrukcie tunela tvoria vozovka a núdzové chodníky. Vozovka je v každej tunelovej rúre široká 7,50 m a skladá sa z nasledujúcich vrstiev:

- dvojrstvový cementobetónový kryt s rozptýlenou výstužou hrúbky 220 mm,
- asfaltom obalované kamenivo hrúbky 50 mm,
- cementová stabilizácia 250 mm,
- geotextília,
- drenážna a protimrazová vrstva hrúbky min 400 mm.

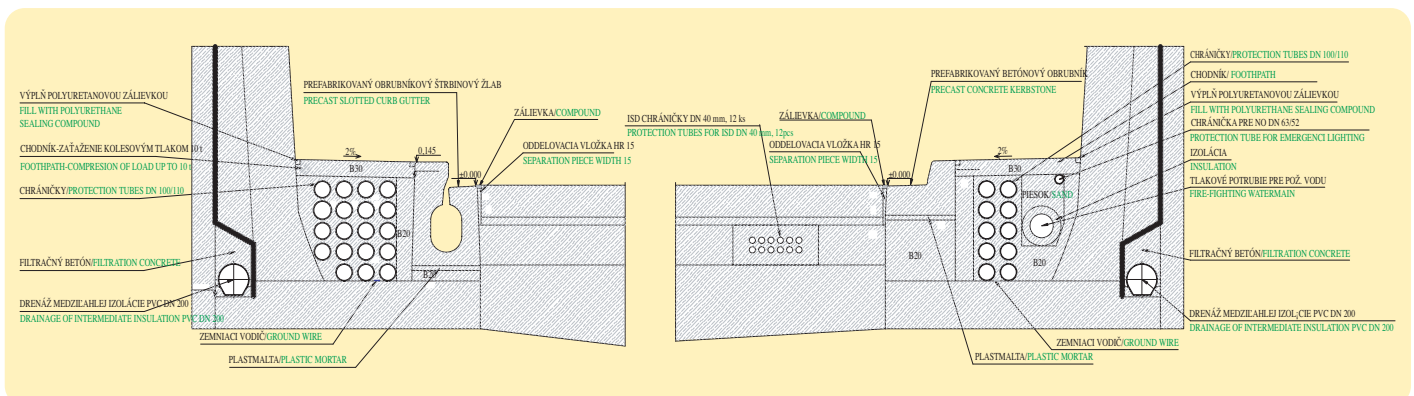
Diversion of drainage water from the tunnel

The perforated PVC DN 200 mm drainage will be installed on either side of the tunnel, at the footing of the sidewalls, in a space between the primary and secondary liners. It will rest in pervious no-fines concrete. Drainage water will be directed from cleaning niches, provided every 50 m to the main drain.

The pipeline draining the escape gallery is placed along both footings. It runs along the full length of the gallery, and is connected to the tunnel drainage inspection shaft. The intermediate waterproofing is drained by a longitudinally grooved, perforated PVC pipe, DN 150 mm. The gradient of the pipeline respects the gradient of the gallery.

Diversion of rinsing water from the tunnel

Rinsing water or water used for fighting a fire is diverted through a slotted drain-kerb. Individual precast elements will be joined with nitrile rubber to ensure watertightness. Parts of the structure are transversal pipelines encased in concrete. They divert the water to the intercepting trap on the opposite side in each point where the roadway crossfall changes its direction. The precast slot drain-kerbs are installed in both tunnel tubes, only along one side of the roadway (depending on the crossfall). The precast concrete elements are 4 m long. The types of the precast concrete drainage elements used in the WTT and ETT are identical. Intercepting traps are placed along the drainage every 50 m. The joint between the drain and the trap must be watertight. The slot drains terminate at the east portal through an inlet structure and discharge to a sewer.



Obr. 7 Priečný rez núdzovými chodníkmi
 Fig. 7 Cross section through emergency walkways

Pri betonáži bude povrch dosky zarovňovaný a betón vibračne zhutňovaný pomocou vybračných zariadení. Dvojvrstvový cementobetónový kryt s rozptýlenou výstužou bude nutné realizovať naraz, to znamená že obidve vrstvy sa budú nanášať súčasne a s minimálnym odstupom. Do cementového krytu budú narezané dilatčné škáry ktorých hĺbka bude dosahovať 1/4 až 1/3 hrúbky dosky. Vzdialenosť medzi dilatčnými škármi by nemala presiahnuť hodnotu 50x hrúbku dosky. Pracovné denné škáry doplnkovou výstužou zabezpečia prenos zatáženia na dosku.

Núdzové chodníky sú umiestnené obojstranne a majú šírku min. 80 cm. Od vozovky sú oddelené železobetónovým obrubníkom hrúbky 18 cm, resp. štrbinovým odvodňovacím žlabom, ktoré sú uložené do maltového lôžka na základových pásoch. Konštrukciu chodníka tvorí železobetónová doska hrúbky 10 cm, osadená na telese káblových chráničiek, resp. na stienkach rigola tlakového potrubia. Dostredný sklon chodníkov je 2%. Rozšírené konce špár pri hornom povrchu chodníka sú vyliate polyuretánovou zálievkou, ktorá zabráňuje zatekaniu vody pri čistení povrchu tunela. Pod chodníkmi sú vedené káble v káblových chráničkách a každých 50 m, resp. pri každom výklenku sú vybudované káblové šachty.

TECHNOLOGICKÉ VYBAVENIE TUNELA

Medzi technologické vybavenie tunela patrí napájanie tunela elektrickou energiou, bezpečnostné zariadenia tunela, centrálny riadiaci systém, elektropožiarna signalizácia, osvetlenie a vetranie tunela.

Pre napájanie tunela elektrickou energiou budú slúžiť dva objekty rozvodne a trafostanice na oboch portáloch tunela. Tu budú privedené vedenia vysokého napätia a transformované suchými transformátormi na požadované napätie. Rozvádzačmi budú napájané jednotlivé technologické celky. Celým tunelom bude vedený kábel vysokého napätia, ktorý prepojí obe rozvodne a zabezpečí napájanie v prípade výpadku dodávky napätia z ktorejkoľvek strany.

Medzi bezpečnostné zariadenia patria SOS skrine (v každej rúre 7 skríň vo vzájomnej vzdialenosti 125 m), uzavretý TV okruh pre monitoring premávky v tuneli a na portáloch (v každej rúre 7 stacionárnych kamier a dve na portáloch), rádiové spojenie a oznamovacie prenosové okruhy.

Centrálny riadiaci systém zahŕňa riadiaci systém tunela a dispečerské pracovisko v SÚD Mengusovce, meranie fyzikálnych veličín (meranie priechodnosti ovzdušia, koncentrácie CO, rýchlosti a smeru prúdenia vzduchu, intenzity vonkajšieho osvetlenia, hmla a námrazy), meranie výšky vozidiel (pevnými zábranami na portáloch umiestnených na diaľnici smerom k tunelu a na pripájacích vetvách posledných križovatiek pred tunelom) a dopravné značenie a signalizáciu ako na portáloch, tak v tuneli (semafory, navádzacia pruhová signalizácia, premenlivé značenie, pevné značenie horizontálne a vertikálne).

Elektropožiarna signalizácia pozostáva z líniového kábelového hlásiča po celej dĺžke tunelových rúr, z ručných tlačidlových hlásičov umiestnených v spojovacích chodbách a pri SOS výklenkoch a automatických hlásičov, ktoré sú umiestnené v portálových objektoch rozvodne a trafostanice.

Medzi osvetlenie tunela patrí osvetlenie tunelových rúr, ktoré je riešené ako priebežné po celej dĺžke tunela a na oboch koncoch tunela s adaptáciami pásmami pre akomodáciu zraku vodičov, osvetlenie spojovacích chodieb stropnými žiarivkovými svetidlami, núdzové osvetlenie pre prípad požiaru tvorené bodovými svetidlami 0,8 m nad chodníkom každých cca 20 m a náhradné osvetlenie pre prípad výpadku elektrickej energie.

Vetranie tunela budú zabezpečovať 4 dvojice prúdových axiálnych ventilátorov v každej rúre. Vždy dve dvojice budú umiestnené v blízkosti portálov. Priemer navrhnutých ventilátorov je f 1200 mm a elektrický príkon 30 kW.

ZÁVER

Tento príspevok zachytáva tunel Bôrik vo fáze projekcie. Trasa diaľnice, na ktorej sa tunel Bôrik nachádza, nadväzuje na predošlý úsek diaľnice D1 Važec – Mengusovce, ktorý je vo výstavbe. V súvislosti s realizáciou tejto stavby je potrebné poznamenať, že postup výstavby je limitovaný prísunom finančných prostriedkov, a tým je priebeh stavebných prác veľmi pomalý. V harmonograme odovzdávania diaľničných stavieb do užívania do roku 2006, ktorý je prílohou Uzniesenia vlády SR č. 523/2003 zo dňa 26. júna 2003, stavba D1 Važec – Mengusovce nie je uvedená. Výstavba a následné sprevádzkovanie úseku diaľnice D1 Mengusovce – Jánovce s tunelom Bôrik je bezprostredne závislé na dokončení predchádzajúceho úseku diaľnice a z toho dôvodu dnes nevieme určiť, kedy sa so samostatnou výstavbou tunela v skutočnosti začne. Napriek tomu sa po tuneloch Branisko, Horelica a Sitina stane tunel Bôrik štvrtým diaľničným tunelom na území Slovenska a svojou celkovou náročnosťou je výzvou pre tunelárskych staviteľov.

ING. JÁN KUŠNÍR, INFRAPROJEKT, s. r. o.,
e-mail: jkusnir@stonline.sk, infraprojekt@stonline.sk

INTERNAL STRUCTURES

Internal tunnel structures comprise the roadway and emergency walkways.

The roadway is 7.50 m wide in either tunnel tube. It consists of the following courses:

- double-layer fibre reinforced concrete pavement, 220 mm thick
- asphalt-coated aggregates, 50 mm thick
- cement stabilised soil, 250 mm
- drainage and frost blanket course, min. 400 mm.

The surface of the slab will be levelled and the concrete compacted with vibrating equipment. The double-layer fibre reinforced concrete pavement will have to be build in one pass. This means that both layers will be spread concurrently, with a minimum staggering. Expansion joints will be sawn into the concrete pavement slab, to a depth of 1/4 to 1/3 of its thickness. The expansion joint spacing should not exceed a value of 50 times the slab thickness. The transfer of loads in day joints will be secured by additional reinforcement.

The minimum 80 cm wide emergency walkways run along either side. They are separated from the roadway by 18 cm thick reinforced concrete curbs, or by the slot drains, which are placed in mortar bed on foundation strips. The walkway structure consists of a 10 cm thick reinforced concrete slab mounted on top of the cable duct (or on the walls of the concrete duct housing the fire water main). The walkways are 2 % superelevated. The widened ends of joints at the upper surface of the walkway are filled with a polyurethane compound, preventing water from entering the joint when the tunnel surface is washed. There are cables under the walkways. They are installed in ducts, with cable manholes every 50 m or at each niche.

TUNNEL EQUIPMENT

The tunnel equipment comprises the power supply system, safety equipment, central control system, fire alarm and detection system, tunnel lighting and ventilation.

There will be a distribution substation and transformer station designed to supply power for the tunnel at both portals. High voltage will be supplied to those places and transformed by dry transformers to the required voltage. Individual equipment sets will be supplied from switchboards. A high voltage cable interconnecting the two distribution substations will pass through the tunnel to ensure power supply in case of failure of supply from either side.

The safety equipment comprises SOS boxes (7 boxes in each tube, 125 m apart), closed-circuit TV for surveillance of traffic in the tunnel and at the portals (each tube contains 7 stationary cameras and two cameras at the portals), radio communication and announcement transmission circuits.

The central control system consists of the tunnel control system and a supervisors' station in the SÚD Mengusovce (the Highway Maintenance Centre), measurement of physical quantities (smoke opacity, CO concentration, air flow velocity and direction, intensity of external lighting, fog and rime), measurement of vehicle height (by fix barriers installed at portals, positioned on the highway in the direction toward the tunnel, and on approaching ramps at the last intersections before the tunnel), and road signalling both at the portals and the tunnel (traffic light signals, traffic lane guidance signals, variable traffic signs, fix road markings and traffic signs).

The fire alarm and detection system comprises a heat sensor cable leading along the whole length of the tunnel tubes, manual call points installed in the cross passages and at the SOS niches, and automatic fire detectors installed in the distribution substations and transformer stations at the portals.

The tunnel lighting consists of the lighting in tunnel tubes (linear lighting along the whole length of the tunnel tube) plus the lighting in threshold and transition zones at the tunnel ends allowing the driver's sight to adjust, lighting in cross passages with fluorescent ceiling luminaires, emergency lighting in case of a fire (point source fixtures 0.8 m above the walkway, every 20 m) and stand-by lighting in case of a power supply failure.

The tunnel ventilation will be secured by 4 pairs of axial jet fans in each tube (two pairs near each portal). The diameter of the fans will be of 1,200 mm, and electric input 30 kW.

CONCLUSION

This paper describes the tunnel Bôrik in the design phase. The highway route that the Bôrik tunnel is found on is connected to the previous highway section D1 from Važec to Mengusovce, which is under construction. It should be noted in the context of this construction that the construction progress is limited by the supply of financial means. Therefore also the progress of the construction work is very slow.

The construction of the D1 highway section Mengusovce - Jánovce is not contained in the programme of projects to be put into service by 2006 (the appendix to the SR Government Decree No. 523/2003 Coll. of 26 June 2003). The construction and the following operation of the D1 highway section Mengusovce – Jánovce with the tunnel Bôrik depends directly on the completion of the previous highway section; therefore, as of today, we cannot say when the construction of the tunnel will start. Despite this fact, the tunnel Bôrik is going to become the fourth highway tunnel built in Slovakia, after the Branisko, Horelica and Sitina tunnels. Owing to its complexity, it is a great challenge for the tunnellers.

ING. JÁN KUŠNÍR, INFRAPROJEKT, s. r. o.,
e-mail: jkusnir@stonline.sk, infraprojekt@stonline.sk

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA A TUNELY STAVBY 513 SILNIČNÍHO OKRUHU KOLEM PRAHY

EXPLORATION GALLERY AND TUNNELS OF THE PRAGUE CIRCLE ROAD, CONSTRUCTION LOT 513

RADAN BOHMAN, OTAKAR HASÍK, JIŘÍ KRAJÍČEK,
PAVEL STOULIL, PETR VITÁSEK

ÚVOD

Praha, hlavní město České republiky, je stále více dopravně zatěžována.

Jedním ze zásadních řešení je dostavba vnějšího (tzv. Pražského) okruhu kolem Prahy a v dnešní době, po vstupu do Evropské unie, jde hlavně o odklonění dálniční dopravy v jižní části Prahy. Trasa v této jihozápadní části okruhu je vedena z dálnice D1 povrchovým úsekem stavby 512 přes inženýrsky náročnou stavbu 513 Lahovice–Vestec (délka 8,300 km, z toho délka mostů 0,450 km, délka v tunelech 2,007 km) na stavbu 514 Lahovice–Slivenec (délka 6,031 km, z toho délka mostů 3,423 km, délka v tunelech 1,640 km). U tunelů se převážně jedná o ražené tunely při přechodu chráněného území a národní přírodní památky s velkým převýšením.

NÁVRH PRŮŘEZU, UMÍSTĚNÍ A ZPŮSOB ZAJIŠTĚNÍ PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Při přípravě výstavby velkých tunelových staveb je možno ověřit předpokládané horninové poměry vyražením průzkumné štoly. V případě stavby 513 obvodní báňský úřad nařídil provedení podrobného geologického průzkumu průzkumnou štolou.

Základní směrové a výškové poměry štoly vyplývají z trasy budoucích tunelů. Je však otázkou, zda vyrazit štolu v celé délce budoucích tunelů, nebo jen ve zpravidla nejobtížnějších partiích u portálů. V případě stavby 513 bylo rozhodnuto provést štolu v celé délce, protože rozhraní hornin se očekávalo ve střední části, kde má být navíc umístěna větrací šachta. Zároveň bude takto štola využitelná při ražbě velkých tunelů pro větrání, odvodnění a eventuálně pro další obsluhu ražeb.

Dalším problémem je umístění portálů štoly, které se neshodují s polohou ražených portálů tunelů. V našem případě jsou portály posunuty až do míst hloubených portálů tunelu z důvodu plochy zařízení staveniště limitované výkupem pozemků, přístupem na ně a zpožděním přeložky frekventované komunikace Komořanská. Štola je tedy v Cholupicích delší asi o 56 m a v Komořanech dokonce o 175 m než budoucí tunely.

Další důležité rozhodnutí se týká tvaru štoly, jejího umístění v profilu budoucího tunelu a způsobu zajištění. Bylo zvykem z ekonomických důvodů navrhovat pokud možno co nejmenší profil. Ten vyžaduje zcela odlišný způsob zajištění, těžby a dopravy rubaniny než budoucí tunel. I v případě stavby 513 byla původně štola takto navržena. Finanční prostředky jsou omezeny o to více, že štola je budována z vlastních zdrojů investora, zatímco na velké tunely bude přispíváno z financí EU.

Přesto se projektantům podařilo změnit návrh příčného řezu i jeho umístění. Štola byla navržena „moderně“ již jako díleč výrub velkého tunelu, jako střední část kaloty. Způsob ražby a zajištění většího profilu jsou shodné jako u velkých tunelů. Při zahájení prací na prováděcí dokumentaci byla poloha posunuta těsně nad ostění budoucích tunelů, protože nebylo možno určit technologickou třídu NRTM pro budoucí tunely shodně jako pro štolu.

Takto navržená štola umožňuje zjistit to, co nelze zjistit ostatními druhy podrobného geologického průzkumu: stabilitu nevystrojeného výrubu v čase, délky záběrů, tvoreni nadvýlomů, skutečné deformace, poruchové zóny, skutečné přítoky vody s pozitivním částečným odvodněním pro budoucí ražbu, účinnost kotvení a jehlování a další podrobnosti. Rovněž je možno v předstihu z profilu štoly provádět v poruchových zónách sanační a doplňková opatření pro ražbu velkého tunelu.

Toto všechno zjistíme již ve štolě poměrně přesně, ale přesto nejjistější výsledky skutečného chování výrubu získáme ze skutečného tvaru 1:1. Proto byl již do projektu pro výběr zhotovitele začleněn „pokusný výrub“, 30 m dlouhý úsek s výrubem na plný profil kaloty tunelu. Zde byly taky změněny skutečné deformace i poklesy na povrchu.

GEOLOGICKÉ POMĚRY ZJIŠTĚNÉ PRŮZKUMNOU ŠTOLOU A PŘEDPOKLAD PRO VELKÉ TUNELY

Geologické poměry

Portálový úsek budoucích silničních tunelů bude hlouben v souvrství fluvialních uloženin, které lze charakterizovat jako střídání poloh písku s příměsí

INTRODUCTION

Prague, the capital city of the Czech Republic, is increasingly loaded by traffic.

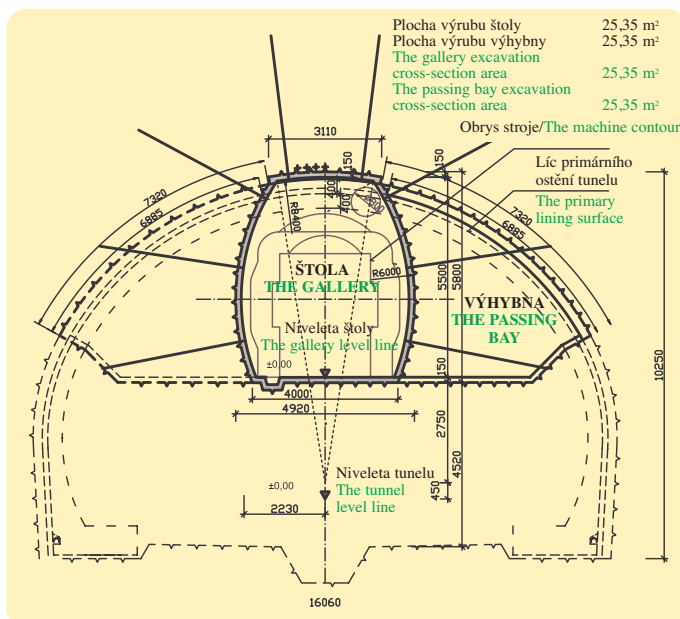
One of the principal solutions is the completion of the ring road around Prague (so called Prague Ring Road). Currently, after the entry to the European Union, the main task is to divert the highway traffic in the southern part of Prague. The alignment of this south-western part of the circle road leads from the D1 highway via the at-grade section of the Construction Lot 512, via the construction lot 513 Lahovice – Vestec (a section difficult in civil engineering terms, 8,300 km long, out of that 3,423 km on bridges, 1,640 km in tunnels). Mining methods prevail in the construction of the tunnels passing the conservation area and the National Natural Monument, with a significant difference in elevation.

EXPLORATION GALLERY: CROSS-SECTION, Position and support design

Actual geological conditions of large tunnel constructions can be verified in the planning phase by driving an exploration gallery. Regarding the construction lot 513, the Regional Bureau of Mines ordered that a detailed geological investigation be carried out by means of an exploration gallery.

The basic horizontal and vertical alignment of the gallery follows from the alignment of the future tunnels. It is however disputable whether the gallery is to be driven along the whole length of the future tunnels, or in the usually most difficult portal sections. It was decided in the case of the construction lot 513 that the gallery is to be driven along the whole tunnel length because the interface of the rock types was expected in the middle part (where, in addition, a ventilation shaft is to be located). At the same time, this gallery will be usable during the excavation of the large tunnels for ventilation, drainage and possibly other tunnelling operations.

Another problem is the location of the gallery portals, which does not have to be necessarily identical with the location of the mined tunnel portals. In our case, the portals are really shifted up to the points found in a pit excavated in a manner satisfying the available site for the construction facilities, which is limited by the acquisition of land, access to the site, and the diversion of the



Obr. 1 Štola a výhybna v tunelu – příčný profil

Fig. 1 The gallery and passing bay in the tunnel – cross section

jemnozrné zeminy a lokální příměsi a šterku s polohami jílovitého písku obvykle s křížovým zvrstvením.

Od staničení cca 165 m pozvolně přechází kvartérní pokryv do předkvartérního podloží. Pro prostředí letenského souvrství je charakteristický flyšový vývoj sedimentace, kdy se střídají vrstvy křemenců a prachových břidlic. Orientace vrstevních ploch, jakožto hlavního systému diskontinuit, je proměnlivá. Kromě vrstevnatosti jsou v horninovém masívu ještě další systémy diskontinuit (puklin) převážně kolmých k vrstevním plochám. Interval ploch nespojnosti je převážně 60–200 mm.

Tektonické porušení masívu se projevuje ve dvou základních systémech. V jednom případě se jedná o porušení směrné, kdy dochází k proklouzávání na vrstevních plochách. Druhý systém je subvertikální, projevující se obvykle podrcením o mocnosti 1 až 15 cm. Podle tohoto systému poruch dochází rovněž k ohybu vrstevních ploch. Lokálně dochází vlivem tektonických poruch k rozdělení horninového masívu na kry (bloky), které jsou vůči sobě pootočené, a tím je změněna původní orientace vrstev. Na puklinách, na kterých došlo k pohybu, jsou tenké povlaky jílu a horninové drti.

Generálně lze definovat dvě orientace strmých vrstevních ploch. Převládající je $290 - 320^\circ / 85 - 90^\circ$, druhá méně častá orientace je $120 - 130^\circ / 85 - 90^\circ$. Úzké poruchové zóny (směrné a příčné) jsou charakteristické ohlázovými zvlněnými plochami. Celková četnost ohlázů v masívu je poměrně značná.

V rámci průzkumu byla geofyzikálními metodami indikována cca 50 m mocná tektonicky porušená zóna (staničení cca 599 m až 647 m). V průzkumné štolě byla poruchová zóna zastížena až ve staničení cca 669 m a ražba v ní průběžně pokračovala do staničení cca 711 m. Tato zóna je charakterizována velkým množstvím ohlázových ploch různé orientace. Na ohlázových plochách jsou většinou jílové povlaky – tenký film. Hornina byla silně stlačena, proklouzána a při manipulaci s rubaninou snadno docházelo k rozpadu na malé úlomky. Nepříznivé geotechnické poměry měly za následek i posun výhybny VV4 hlouběji do masívu.

Hydrogeologické poměry

V přístupové štolě nebyla zastížena podzemní voda, výrub byl suchý. Od staničení cca 259 m lze výrub charakterizovat jako vlhký až mokrý, tzn. přítoky v řádu 10^{-4} až 10^{-3} l/s. Lokálně v místech výtužných rámu docházelo k občasnému okapávání primárním ostěním ze stříkaného betonu.

Při průchodu štoly pod dnem rokle s protékající vodotečí byl zaznamenán zvýšený průsak do průzkumného díla. Vzhledem k orientaci tektonického porušení a vrstevnatosti však k tomu nedošlo v místě křížení obou os, ale hlouběji v masívu.

Maximální přítok byl zaznamenán ve staničení 711 m, kdy byla ražbou přetáta výrazná puklina. Z otevřených diskontinuit $355/85^\circ$ a $25/70^\circ$ byl zaznamenán výtok cca 5 l/s (kategorie zvodnění – velmi silný přítok). Nejvyšší celkové výtoky z průzkumné štoly činily 12 – 15 l/s.

K výronům podzemní vody dochází podél tektonicky predisponovaných ploch (zlomy, tektonicky oživené mezivrstevní spáry, apod.). Tyto plošné prvky jsou zvodnělé a dochází po nich k pohybu podzemních vod. Zvodnělá plocha není v celém svém rozsahu pro vodu stejně propustná, a proto dochází k bodovým výtokům. Největší vydatnosti je dosaženo při otevření zvodnělé zóny čelbou, popřípadě vrtem. Vydatnost pak postupně klesá v závislosti na vyprazdňování statických zásob. K ustálení přítoků pak dochází v průběhu prvních měsíců.

GEOTECHNICKÝ MONITORING A BEZPEČNOSTNÍ MĚŘENÍ

Vzhledem k tomu, že v předmětném prostoru je minimální zástavba, geotechnický monitoring se koncentroval na geologické sledování vlastní ražby průzkumné štoly a konvergenční měření na pětibodových profilech.

MĚŘENÍ DEFORMACE PRIMÁRNÍHO OSTĚNÍ – KONVERGENCE

Projekttem byly definovány varovné stavy průzkumné štoly takto:

- ve třídách NRTM 5 = 50 mm
- ve třídách NRTM 4 (štolá) = 35 mm
- ve třídách NRTM 4 (výhybny, pokusný výrub) = 50 mm
- ve třídách NRTM 3 a 2 (štolá) = 25 mm
- ve třídách NRTM 3 a 2 (výhybny, pokusný výrub) = 30 mm

V průběhu měření byly zaznamenány pouze čtyři konvergenční profily, u nichž došlo ke krátkodobému překročení varovného stavu. V profilech umístěných v prostoru pokusného výrubu zůstaly naměřené deformace pod úrovní 25 % varovného stavu.

Maximální pohyb v rámci konvergenčních měření zaznamenal profil č. 26 ve staničení cca 702 m od počátku štoly. V tomto profilu došlo k nezvykle rychlému a zároveň velkému nárůstu deformací. První den byly hodnoty sedání a příčných posunů jednotlivých bodů v rozmezí 5 až 12 mm, což představuje více než trojnásobné překročení varovného stavu. Druhý den dosáhly hodnoty sedání a příčných posunů 7 až 17 mm, což je více než dvojnásobek varovného stavu. Konečná hodnota posunů v ustáleném stavu zde činila ve

busy road Komořanská. The gallery in Cholupice is therefore longer than the future tunnels roughly by 56 m, and even by 175 m longer in Komořany.

Another important decision is **the shape of the gallery, its position within the cross section of the future tunnel, and the support system**. The cross-section design used to be as small as possible, for economic reasons. This solution requires entirely different system of support, excavation and hauling of muck than the future tunnel. Also, the gallery for the construction lot 513 had originally been designed in this manner. The financial means are even more limited due to the fact that the gallery is built from client's own funds, while large tunnels will be constructed with contributions from the EU funds.

Despite that, the designer managed to change the design and position of the cross section. The gallery was designed in a modern way, i.e. as a partial excavation of the large tunnel, at the centre of top heading. The excavation and support method utilised for this smaller profile is identical with the method used for large tunnels. When the work on the detailed design started, the position was shifted just over the lining of the future tunnels, because the NATM technological class for the future tunnels could not be determined identically with the class for the gallery.

The gallery designed in this way allows determination of things that cannot be determined by the other means of geological investigation: stability of unsupported excavation with time, round lengths, tendency to overbreaking, real deformations, weakness zones, actual inflows (with a partial draining effect positive for the future excavation), efficiency of anchoring and forepoling, and other details. It is also possible in advance to carry out the improvement and other measures in the weakness zones for the excavation of the large tunnel.

All of the above mentioned data can be determined in the gallery relatively exactly. Despite this fact, the most reliable information on the real behaviour of the excavation can be obtained on a real shape 1 : 1. For that reason a 30 m long "trial excavation" section was incorporated into the design, with the excavated cross section covering the full face of the tunnel top heading. The real deformations and ground surface settlement were also measured in this section.

GEOLOGICAL CONDITIONS DETERMINED BY THE EXPLORATION GALLERY, AND EXPECTATION FOR LARGE TUNNELS

Geological conditions

The portal section of the future tunnels will be dug in fluvial deposit measures, which can be characterised as alternation of sand layers with an addition of fine grained loam and a local addition, and gravel with interbeds of clay usually with cross bedding.

The Quaternary nappe passes slowly to a Pre/Quaternary bedrock roughly from chainage 165 m. A characteristic feature of the environment consisting of Letna Shale measures is the flysch mode of sedimentation, with alternation of quartzite and silty shale layers. Orientation of bedding planes, which are the main discontinuity system, varies. Apart from the bedding planes there are other discontinuity (fissure) systems in the rock mass, mostly perpendicular to the bedding planes. The spacing of the discontinuity surfaces of 60 – 200 mm prevails.

Tectonic disturbance of the mass is apparent in two basic systems. In one case it is a directional disturbance with fracturing along the bedding planes. The other system is sub-vertical, with the fracturing thickness varying from 1 to 15 cm. The bedding planes along this fault system are bent. Locally, the rock massif is divided into blocks along this fault system. The blocks are rotated against each other, therefore the orientation of the original layers is changed. Thin clay and detritus coats cover the fissures along which the movement occurred.

In general, two orientations of the steep bedding planes can be defined. The orientation $290 - 320^\circ / 85 - 90^\circ$ prevails, the other less frequent orientation is $120 - 130^\circ / 85 - 90^\circ$. Narrow weakness zones (directional and transversal) are characterised by polished undulated surfaces. The total frequency of the polishes in the mass is relatively high.

Using geophysical methods, the investigation identified an about 50 m wide tectonically disturbed zone (chainage about 599 m to 647m). The exploration gallery encountered this zone later, at chainage of about 669 m, and the excavation through this zone continued up to chainage of about 711 m. This zone is characterised by a significant amount of polished bedding planes of differing orientation. Thin films of clay coats are usually found on the polished surfaces. The rock was intensively squeezed, fragmented, and it easily disintegrated to small pieces during the muck handling. The unfavourable geotechnical conditions also resulted in the shifting of the passing bay VV4 deeper into the massif.

Hydrogeological conditions

Ground water was not encountered in the access adit. From chainage about 259 m, the excavation can be characterised as wet to dry, i.e. inflows in the order of 10^{-4} to 10^{-3} l/s. Sporadic dripping through shotcrete primary lining occurred locally, at the lattice arches locations.

svislém směru 30 mm (směrem dolů) a v příčném směru 35 mm (směrem dovnitř). Maximální hodnoty pohybu vykazaly vždy spodní body profilu.

Příčinou byly extrémně nepříznivé geologické a z nich vyplývající geotechnické podmínky. Horninové prostředí bylo tvořeno tektonicky silně porušenou, stlačenou, drobně úlomkovitě rozpadavou horninou s mnoha různě orientovanými ohlazovými plochami s tektonickým jímlem, což ve svém důsledku vedlo k „plastickému“ chování masívu. Okolní výrubu se deformovalo společně se svorníkovou výztuží. Operativním doplněním dalších svorníků se podařilo nepříznivý pohyb podchytit a postupně stabilizovat.

Geotechnické poměry

Předpokládáme, že komentář k zastíženým geotechnickým poměrům bude předmětem článku v některém z dalších čísel časopisu. Na tomto místě uvádíme pouze některé obecné závěry:

- horninový masív je ve větší míře postižen tektonickým porušením – bylo zastíženo větší množstvím tektonicky porušených zón, než předpokládaly závěry předchozí etapy průzkumu; kromě toho je horninový masív prostoupen sítí diskontinuit s ohlazi, tedy se sníženou smykovou pevností (vrstevní plochy i pukliny), křížení jednotlivých systémů diskontinuit podporuje tvorbu nadvýkonů;
- ražbu průzkumné štoly byl odvodněn horninový masív budoucího třípruhového silničního tunelu a částečně nad dvoupruhovým tunelem.

PROVÁDĚNÍ PRŮZKUMNÉ ŠTOLY

Komplex objektů průzkumné štoly stavba 513 Lahovice–Vestec realizuje Subterra, a. s., při ražbě se postupuje dle zásad Nové rakouské tunelovací metody (NRTM).

V době zahájení ražby průzkumné štoly byla situace velice složitá, co se týká všech potřebných povolení. Vlastní štoly bylo možno provádět na základě povolení OBÚ s oznámením Geofond. Pro zařízení staveniště a přípojky inženýrských sítí však musí být vydáno územní rozhodnutí a stavební povolení. Při zahájení ražby průzkumné štoly však bylo projednávání těchto povolení v samých počátcích, a to z důvodů odvolávání se „ekologických aktivit“. Proto po dohodě s investorem stavby – Ředitelstvím silnic a dálnic bylo navrženo následující řešení:

Na území Komořan, kde měla být zahájena dovrchní ražba, provést úpravu štoly, a to prodloužením o 59 m, a tím posunutím portálu před silnicí Komořanskou, která se následně podejde ražbou. Všechna média byla v úvodu, před schválením přípojek, nahrazena mobilními zdroji. Práce byly přesto zahájeny 30. dubna 2003.

Na území Cholupic však muselo dojít nejdříve ke všem řízením, a teprve po naplnění stavebního zákona mohly být práce zahájeny, a to až v květnu 2004. Do dnešního dne však není územní rozhodnutí na všechny objekty.

PORTÁL KOMOŘANY

Zajištění portálu sestávalo ze dvou čtveřic pilot \varnothing 750 mm sprážených železobetonovou kotvenou převázkou v hlavách pilot následně zajištěnou čtyřmi kusy 14 m dlouhých pramencových kotev. Po tomto zajištění došlo k postupnému hloubení portálu při současném zajišťování kolmých stěn v čele a 1,4:1 na bocích stříkaným betonem tl. 200 mm, vyztuženým dvěma polohami ocelových sítí 150x150/6 mm a přikotvením zemními hřebíky. Následně po ovloubení bylo provedeno nad budoucí klenbou přístupového tunelu a pod vozovkou



Obr. 2 Zahájení ražeb z portálu Komořany
Fig. 2 Commencement of excavation from the Komořany portal

Increased leakage into the exploration works was recorded during the passage of the gallery under a stream flowing at the bottom of a ravine. Because of the orientation of the tectonic disturbance and the bedding, this effect took place deeper in the massif, not at the crossing of the two axes.

The maximum inflow was recorded at chainage 711 m, where a significant fissure crossed the excavation route. The discharge of about 5 l/s from open discontinuities 355/85° and 25/70° was recorded (saturation category - very strong inflow). The highest aggregated inflows from the gallery amounted to 12 – 15 l/s. Seepage of ground water occurs along tectonically pre-disposed surfaces (faults, tectonically activated interlayer joints, etc.). These planar elements are saturated, and ground water moves along. A saturated discontinuity is not permeable uniformly within the whole extent, therefore point leaks occur. The highest yield is achieved when the saturated zone is opened by the heading or a borehole. Subsequently the yield drops with the natural underground source emptying. The inflow rates steadied during the first months.

GEOTECHNICAL MONITORING AND SAFETY MEASUREMENTS

Because the area of the operations is developed only minimally, the geotechnical monitoring was focused on geological observation of the exploration gallery excavation and convergence measurements at five/point stations.

MEASUREMENTS OF DEFORMATIONS OF THE PRIMARY LINING – CONVERGENCE

The design defined the warning states of the exploration gallery as follows:

-in NATM classes 5	= 50 mm
-in NATM classes 4 (the gallery)	= 35 mm
-in NATM classes 4 (passing bays, trial excavation)	= 50 mm
-in NATM 3 and 2 (the gallery)	= 25 mm
-in NATM 3 and 2 (passing bays, trial excavation)	= 30 mm

Only four convergence measurement stations were recorded during the measurements, where the warning level was exceeded for a short time. Regarding the stations located in the space of the trial excavation, the convergences remained under 25% of the warning level.

The maximum movement determined by the convergence measurement was recorded at the station #26, at chainage about 702 m from the beginning of the gallery. An unusually rapid and significant displacement occurred at this station. On the first day the values of settlement were within 5 to 12 mm, which means more than three times exceeded warning level. On the second day the settlement and transversal displacement values and lateral displacements of the individual points reached 7 and 17 mm respectively, i.e. more than twice the warning level. The final value of vertical and lateral displacements in the stabilised condition amounted to 30 mm (downward) and 35 mm (to the interior) respectively. The maximum values of the movement were recorded at bottom points of the measurement station.

The reason was extremely unfavourable geological and associated geotechnical conditions. The geology consisted of heavily faulted, compressed rock mass, disintegrating to small-size fragments, intensively slickensided, with the tectonic clay in the joints. This resulted in the “plastic” behaviour of the massif. The tunnel neighbourhood deformed together with the rockbolt support. The movement was stabilised by operative additions of rockbolts.

GEOTECHNICAL CONDITIONS

We expect that the comments on the geology encountered will be a topic of another article, which will be published in another issue of this magazine. We present here only some general conclusions:

- the rock mass is in a larger extent affected by faulting – a larger number of fault zones were encountered than expected by the conclusions of the previous exploration phase; in addition, the rock mass is penetrated by a network of slickensided discontinuities (bedding planes and fissures), therefore the strength is reduced, the crossing of the individual systems of discontinuities causes more overbreaks
- the excavation of the exploration gallery removed water from the rock massif of the future three-lane road tunnel, and partially from above the two-lane tunnel.

EXCAVATION OF THE EXPLORATION GALLERY

The set of structures forming the exploration gallery, construction lot 513 Lahovice – Vestec, is realised by Subterra a.s., using the New Austrian Tunneling Method (NATM) for the excavation. The situation at the commencement of the exploration gallery was very difficult regarding all required approvals. The gallery could be started after obtaining an approval from the Regional Bureau of Mines and noticing the Geofond. But a planning permission and building permission is required for the site facilities and connections of utility networks. Negotiations about these approvals, however, began at the time of commencement of the work on the exploration gallery, due to appeals by



Obr. 3 Průzkumná štola
Fig. 3 The exploration gallery

zajištění klenby 27 sloupy tryskové injektáže \varnothing 600 mm délky 15 m ve sklonu 2° doplněné v horní části 7 ks injektovaných mikropilot \varnothing 108/16 mm. Předem vytvořená klenba působila spolehlivě a zcela eliminovala poklesy vozovky.

Dne 2. června 2003 byla zahájena vlastní ražba o celkové délce 1909 m.

PŘÍSTUPOVÁ ŠTOLA

Přístupová štola v délce 175 m s maximálním stoupáním 7,844 % byla ražena v horizontálním členění na dvě lávky se spodní uzavřenou klenbou – raženo v kvartérních horninách (nesoudržné písky). Profil byl stanoven na bezpečný průjezd výkonné mechanizace, která se předpokládala na nasazení ražby průzkumné štoly. Světla výška 4700 mm se stálým poloměrem líce ostění kruhové klenby 2650 mm. Ostění je tvořeno stříkaným betonem tl. 200 mm se dvěma polohami sítí 150x150/6/6 mm a důlní TH výztuže K21. Strop byl zajišťován po vyražení úseku pod deštníkem z tryskové injektáže předražáním pažnic Union.

Práce na přístupovém tunelu byly ukončeny 5. září 2003 a 6. září 2003 byla zahájena ražba průzkumné štoly s plochou výrubu 26,5 m² se stoupáním 3,985 %.

PRŮZKUMNÁ ŠTOLA

Geometrie příčného řezu štoly je patrna z obrázku 1. Před zahájením ražeb byl ještě diskutován tvar a počet výhyben sloužících k nakládání horniny a míjení strojů. Původně navržený tvar byl zamítnut a po zralé úvaze v součinnosti s projektantem a po schválení investorem byl do realizační dokumentace navržen tvar části kaloty celého třípruhu, a to vždy délky 20 m v pravé části po směru ražby a 4 m v levé části uprostřed výhybny. Toto řešení je zároveň úsporou pro budoucí tunel. Po propočítání optimálních přepravních časů, při kterém bylo uvažováno s co nejefektivnějším využitím nakladače s co nejkratší dobou prostoje, byla zvolena jako neoptimálnější vzdálenost výhyben 160–200 m, z čehož byl určen celkový počet výhyben na devět. Při určování polohy jednotlivých výhyben byla samozřejmě vzata v úvahu i předpokládaná geologie, proto také vzdálenost výhyben není konstantní. Při vlastním postupu ražby se potom rozmístění a počet jednotlivých výhyben projeví jako správné řešení, neboť při odtěžování rubaniny docházelo k minimálním prostojům jak nakladače, tak i nákladních vozidel. V pořadí ražby třetí výhybna byla navržena zároveň jako zkušební kalota třípruhového tunelu v délce 30 m a profilu 61,3 m². Zde také proběhl největší počet zkoušek prostředí ve štole a v bezprostředním okolí budoucího tunelu. V délkách výhyben nejsou započteny náběhové části při změně profilů. Rovněž byla schválena změna typu kotev na hydraulicky upínané, které bezprostředně po zabudování spolupůsobí s horninou.

Průzkumná štola byla ražena "klasickou" technologií rozpojování horniny za pomoci trhacích prací.

Mechanizace použita při ražbě:

- pro vrtné práce (vrtání čelby a otvorů pro svorníky) ROCKET BOOMER L352
- pro nakládku rubaniny VOLVO L 120 D
- pro odvoz rubaniny na mezideponii 2x TATRA 815
- pro dovoz suché betonové směsi 2x TATRA 815 MIX
- pro dočišťování čelby nakladač JCB 4CX se sbíjecím kladivem
- pro stříkání betonu MEYCO 60 se směšovačem ALIVA 503
- pro montáž výztuže a stříkání betonu plošina PP 10
- ventilátor Korfmann 1200-450/450

environmental groups. For that reason the client, the Directorate of Roads and Highways, agreed with the following solution:

The gallery design was changed in the area of Komořany, where the uphill excavation was to start. Its length was increased by 59 m so that the portal was shifted before the road Komořanská, which could be passed under by the excavation subsequently. All media were, during the approval period, replaced by mobile sources. Despite this fact, the work started on 30 April 2003.

The work in the area of Cholupice could not be started until May 2004, after all procedures had been completed and the Building Law satisfied. The planning permissions, however, have not been issued for all of the structures yet.

THE KOMOŘANY PORTAL

The portal support consisted of two groups of four \varnothing 750 mm piles interconnected by a reinforced concrete waler at the heads of the piles, and secured subsequently by four 14 m long stranded anchors. When this support had been completed, the progressive excavation of the portal started, with concurrent supporting of vertical walls at the face and 1.4:1 slopes on the sides by 200 mm thick shotcrete reinforced with two layers of welded mesh 150x150/6 mm and soil nails. When the excavation had been finished, 27 jet grouted columns \varnothing 600 mm, 15 m long, rising 2° formed a pre-vault above the future access tunnel and under the roadway, complemented at the upper part by 7 pcs of grouted micro-piles \varnothing 108/16mm. The pre-vault worked reliably, and completely eliminated the sinking of the road.

The excavation, at a total length of 1909 m, started on 2 June 2003.

THE ACCESS ADIT

The 175 m long access adit, with a maximal rise of 7.844 %, was driven using a horizontal sequence of two benches and a closed invert, through Quaternary ground (incohesive sands). The profile was designed to allow safe passage of efficient equipment, which was planned for the excavation of the exploration gallery: the vertical clearance of 4700 mm, circular vault with a constant diameter of 2650 mm. The lining consists of 200 mm thick shotcrete, two layers of mesh 150x150/6/6 mm, and TH colliery arches K21. The roof was supported, after the excavation under the jet grouted pre-vault, by forepoiling (UNION sheet piles). The work on the access adit was completed on 5 September 2003, and the work on the exploration gallery with the excavated area of 26.5 m² and rising 3.985 % started on 6 September 2003.

THE EXPLORATION GALLERY

The geometry of the cross-section is shown in the picture 1. The geometry and number of passing bays was discussed before the start of the excavation operations. The originally designed geometry was rejected and, after careful consideration and in collaboration with the designer and with the client's permission, the geometry of a part of the top heading of the whole three-lane tunnel, always 20 m long in the right part (viewed in the direction of the excavation) and 4 m in the left part in the middle of the passing bay. This solution is in the same time a saving for the future tunnel. A distance between the passing bays was chosen by calculating optimal transport times, considering the most efficient utilisation of the loader with as short downtime as possible. The distance of 160 – 200 m was found optimal, which determined the required number of nine passing bays. The anticipated geology was also taken into consideration in the process of determination of the locations for the passing bays. For that reason the distance between the bays is not constant. The positions and number of the passing bays proved correct in the course of the excavation. Minimum downtimes of the loader and dump trucks occurred in the muck loading and hauling process. The third passing bay was designed to be also usable as a trial top heading of the three-lane tunnel, at a length of 30 m, with a cross section of 61.3 m². This was the place where the majority of testing of the environment in the gallery and in the closest vicinity of the future tunnel was carried out. The lengths of the transition sections between the different cross sections are not contained in the lengths of the passing bays. The type of anchors was also changed to hydraulically activated rock bolts, which act immediately after activation in the process of the rock mass deformation. The exploration gallery was driven using the conventional drill and blast method.

The equipment set used for the excavation:

- ROCKET BOOMER L352 for drilling (the face drilling and boreholes for rockbolts)
- VOLVO L 120D for loading of muck
- 2x TATRA 815 for muck removal to the intermediate stockpile
- 2x TATRA 815 MIX for supply of dry concrete mix
- JCB 4CX loader with impact breaker for scaling
- MEYCO 60 with ALIVA 503 mixer for application of shotcrete
- PP 10 hoisting platform for installation of reinforcement and application of shotcrete
- Korfmann 1200-450/450 fan

Individual elements of the primary lining designed by the designer: sprayed concrete C20/25, lattice arches, welded mesh and rock bolts 3 – 4 m long.



Obr. 4 Přechod z pokusného výrubu do průzkumné štoly
Fig. 4 The transition from the trial excavation to the exploration gallery

Jednotlivé prvky primární obezdívky byly projektantem navrženy ze stříkaného betonu C20/25, výztužných příhradových oblouků (ramenátů), svařovaných sítí a horninových svorníků délky 3 – 4 m.

Třídy ražby se určovaly podle skutečně zastižených horninových poměrů před každým postupem přímo na místě ve shodě mezi stavebním dozorem investora a vedoucím pracovníkem stavby, na základě hodnocení horninových poměrů geologem. Určení technologické třídy se písemně zaznamenávalo do záběrových listů a do listů primární dokumentace čelby štoly. Při změně horninových poměrů se měnila příslušně třída ražby. Při zvýšení třídy, tj. při zhoršení poměrů, se zvyšoval stupeň vystrojení ihned po rozhodnutí; při snížení třídy ražby, tj. při zlepšení poměrů, se omezoval stupeň vystrojení až v následujícím záběru. Třída ražby se vždy snižovala až po ověření zlepšených horninových poměrů dvěma následnými záběry.

DOVRCHNÍ RAŽBA

Vlastní ražba průzkumné štoly začala ve třídě NRTM 5a (dle předpokladu) v rytmu šest postupů v kalotě s následným uzavřením protiklenby. Z důvodu možné devastace primární obezdívky v protiklenbě při odtěžování odpalu se dvě poslední protiklenby směrem od čelby neuzavíraly.

Po přechodu ražeb do třídy NRTM 4 docházelo k opětovnému porušování 150 mm tlusté vybetonované počvy štoly způsobené pojezdem těžkých mechanismů. Proto bylo na návrh zhotovitele a po několika opravách od betonáže počvy upuštěno a nahrazeno šterkováním. K tomuto řešení se však definitivně přistoupilo až po ověření stability výrubu, kdy vývoj konvergencí byl velmi příznivý a nevykazoval žádné nárůsty deformací ve srovnání se stavem, kdy se počva betonovala.

Ražba probíhala bez výraznějších komplikací až do vzdálenosti 680 m od portálu. V těchto místech byly při ražbě zastiženy zhoršené a velice často se měnící geologické poměry se zvýšeným přítokem podzemních vod. Vzhledem k tomu byla výhybna č. 4 posunuta o 35 m vpřed po směru ražby, kde se dle prognózy měly podmínky zlepšit. Geologické poměry se ve staničení 724 m od portálu skutečně zlepšily a i přítok vod se zmenšil, proto bylo rozhodnuto o započítání ražby výhybny (jazýčkem na vahách pro toto rozhodnutí byla i již neúměrně dlouhá vzdálenost od výhybny č. 3). Po začátku ražby této výhybny však došlo k dramatickému a nepředpokládanému zvýšení přítoku podzemních vod, a to zejména z přístropí, které dosáhlo hodnoty až 12 l/sec. Přítékající voda způsobila značné komplikace zejména při stříkání betonu. Aby bylo možné vůbec provádět nástřik primární obezdívky, muselo se přistoupit k četným opatřením jako např. instalaci podélních svodů vod, instalaci DELTA fólií atp. Přes tato opatření však docházelo vlivem přítékající vody k značným problémům při aplikaci nástřiku zejména ve stropě a velkému spadu stříkaného betonu. Nakonec byly po konzultacích s investorem, hydrogeologem a projektantem provedeny firmou Zakládání staveb 20 m dlouhé odvodňovací vrty pod úklonem 20° dovrchně. Ni toto opatření však nebylo příliš účinné, neboť sklon vrstev horniny neumožňoval lokalizovat směr přítoku vody a docházelo k takovým paradoxům, že odvodňovací vrt byl téměř suchý a 20 cm od něj se při navrtání otvorů pro svorníky objevil přítok o vydatnosti několika l/sec. Problémy s přítékajícími podzemními vodami tak postupně ustávaly až s postupem ražby, kdy docházelo k postupnému vyprazdňování uzavřeného puklinového systému a horninového prostředí, a tím i zmenšování přítoku až na současných 3 – 5 l/sec. Přítok se však již ke konci ražby nevyskytoval přímo na čelbě, nýbrž se jedná o jednotlivé drobné přítoky vesměs z počvy.



Obr. 5 Pokusný výrub na šířku kaloty silničního tunelu a průzkumná štola
Fig. 5 Trial excavation with a width of the road tunnel's calotte, and the exploration gallery

Excavation classes were determined according to actually encountered rock conditions, before each advance, directly on the site, as agreed between client's supervisor and contractor's site manager, based on an assessment carried out by the geologist. The determined classes were recorded in writing in Round Sheets and sheets of primary documentation of the gallery's excavation face. The excavation class was changed with changing rock conditions. When the conditions worsened, the class was higher and the support degree increased immediately after the decision; when the conditions improved and the excavation class was lowered, the support degree was reduced subsequently, in the next round. The excavation class was always lowered only after verification of the improved rock conditions by two subsequent rounds.

UPHILL EXCAVATION

The excavation of the exploration gallery started in NATM class 5a (as expected), in a sequence of 6 rounds in the top heading followed by the closing of the invert. Because of a possibility of damage of the primary lining in the invert during loading of muck, the last two inverts (viewed in the direction from the face) were not closed.

When the excavation got to NATM class 4, the 150 mm thick concrete invert was repeatedly damaged by the movement of heavy equipment. For that reason, at the proposal of the contractor, the concrete invert was omitted after several repairs, and replaced by gravel. This solution was adopted after verification of stability of the excavation, where the development of convergences was very favourable and, compared with the state of the concrete invert upon casting, no increase in deformations appeared.

The excavation continued without significant complications up to a distance of 680 m from the portal. Deteriorated and frequently changing geological conditions with increased inflow of groundwater were encountered in this location. For this reason the passing bay #4 was shifted by 35 m ahead, in the direction of the excavation, where improved conditions were anticipated. The geological conditions really improved and groundwater inflow rate sunk at chainage 724 m from the portal, therefore the decision was made to start the excavation of the passing bay (the fact that the distance from the previous passing bay #3 was already too long contributed to this decision). Although, a dramatic and unexpected increase in the groundwater inflow, above all from the roof, reaching 12 litre/sec, occurred after the commencement of the excavation of this passing bay. The water caused serious complications, above all during the application of shotcrete. To make the application of primary lining possible, it was necessary to implement numerous measures, e.g. installation of a longitudinal collecting system, installation of DELTA membranes, etc. Despite those measures, seeping water caused serious problems and a large volume of rebound during the application of shotcrete, specially in the roof. Eventually, after consultations with the client, hydrogeologist and designer, the sub-contractor Zakládání Staveb carried out 20 m long drainage boreholes, inclined upwards at 20°. Even this measure was not much of a success because the inclination of the rock layers did not allow the direction of the water inflow to be located. Paradoxical situations occurred when the drainage borehole was nearly dry and a flow of several litre/sec appeared in a borehole drilled for a rock bolt at a distance of 20 cm from the drainage hole. The problems with groundwater inflows diminished gradually with the excavation face advance, where the inflow dropped gradually to the current rate of 3 – 5 litre/sec. At the end of the excavation, groundwater seeped rather from individual spots at the bottom, not from the face.

An extraction ventilation system is designed for the ventilation of the works, using the Ø 1200 mm Korfmann 1200-450/450 fan. To save reinforced ducts, the fan was progressively shifted in the course of the construction, each time when the

Měsíc Month	Rok Year	Měsíční postup [m] Monthly progress [m]	Počet prac. dnů Number of working days	Ražba výhybny [m] Passing bay excavation [m]	Ražba štoly [m] Gallery excavation [m]	Průměrný denní postup [m]/Average daily progress [m]			Třída NRTM NATM class
						celkově/In total	výhybna/Passing bay	štola/Gallery	
VI	2003	62,8	29		62,8	2,17		2,17	5a/5b
VII	2003	66,4	31		66,4	2,14		2,14	5b
VIII	2003	40,1	31		40,1	1,29		1,29	5a/5b
IX	2003	50,8	30		50,8	1,69		1,69	5a/4
X	2003	51,5	29	21,4	30,1	1,78	1,53	2,00	4
XI	2003	91,5	30		91,5	3,05		3,05	4
XII	2003	40,4	20	18,0	22,4	2,02	1,38	3,20	4
I	2004	81,0	26	3,0	78,0	3,12	1,50	3,25	4/4b
II	2004	72,0	29	13,5	58,5	2,48	1,23	3,25	4
III	2004	64,5	28	18,0	46,5	2,30	1,29	3,32	4
IV	2004	90,0	30		90,0	3,00		3,00	4
V	2004	49,0	25	22,0	27,0	1,96	1,57	2,45	4
VI	2004	86,5	30		86,5	2,88		2,88	3/4
VII	2004	66,0	29	22,0	44,0	2,28	2,00	2,44	3
VIII	2004	93,3	31		93,3	3,01		3,01	3
IX	2004	90,0	30	12,0	78,0	3,00	2,00	3,25	3
X	2004	76,2	31	10,0	66,2	2,46	2,00	2,55	3
XI	2004	88,0	30		88,0	2,93		2,93	3/4
XII	2004	51,5	22	21,0	30,5	2,34	1,62	3,39	4
I	2005	102,0	29		102,0	3,52		3,52	4
II	2005	98,0	28		103,5	3,96		3,50	4
CELKEM/TOTAL		1511,50	598	160,9	1356,1	2,54			

prístupová štola – ražba v kvartérních horninách – písky – raženo na dvě lávky z toho 12 m pod silnicí
access adit – excavation through Quaternary rock – sands – excavation with two benches, 12 m out of that under a road

ražba průzkumné štoly
excavation of the exploration gallery

ražba kaloty v celém profilu třípruhového tunelu
top heading excavation within the three-lane tunnel's cross section

ražba rozrážky k větracímu vrtu délky 20 m – není v součtu ražby
excavation of the adit to the ventilation bore hole 20 m long – not contained in the excavation total

5 2004

přítoky vody nad 10 l/s + předvrtý
water inflows over 10 l/s + preliminary boreholes

Tabulka 1 Průměrné postupy dovrchní ražby
Table 1 Average advance rates of the uphill excavation

Větrání celého díla je navrženo jako sací Ø 1200 mm ventilátorem Korfmann 1200-450/450. Ten byl v průběhu výstavby postupně přemísťován vždy po vyražení jednotlivých výhyben z důvodu úspory vyztužených luten. Ve výhybně č. 6 byla vyražena 20 m dlouhá rozrážka k větracímu vrtu Nouzov. Svislá délka vrtu je 38 m s výpažnicí Ø 820 mm tl. 10 mm. Vrt byl proveden firmou Zakládání staveb z povrchu za použití vrtací soupravy Bauer. Následně byl ventilátor přemístěn do této rozrážky a lutnový tah napojen na větrací vrt.

Z běžných provozních problémů v průběhu výstavby bylo potřeba vyřešit i úbytek provozního tlaku v přívodu vody napojeného na běžný vodovodní řad přivedený do zařízení staveniště, protože výškové převýšení postupně narůstá a na konci února ve vzdálenosti cca 1500 m od portálu činilo přes 64 m. Z tohoto důvodu bylo nutno postupně umístit do jednotlivých výhyben celkově tři přečerpávací stanice.

Celkové měsíční postupy na dovrchní ražbě jsou přehledně uspořádány do tabulky 1.

ÚPADNÍ RAŽBA

Zahájení úpadní ražby bylo od počátku provázáno velkými problémy legislativního rázu. Tím došlo k velmi výraznému zpoždění vůči původně navrženému harmonogramu. Jedním z největších problémů bylo vyřešení odvodu podzemních vod ze zařízení staveniště, a to jak po stránce projekční, tak následně i po stránce legislativní. Původní RDS byla navržena na podstatně menší možné přítoky podzemních vod. Po zkušenech z dovrchní ražby bylo nutno vypracovat řešení na návrhové přítoky až 10 l/sec. Největší zpoždění však přineslo až vyřizování změn stavebního povolení a povolení nakládání s vodami. Veškerá anabáze se zajišťováním všech dokladů potřebných pro vydání výše zmíněných povolení vyžádala námět na samostatný článek. Lze jen na závěr konstatovat, že všechna tato povolení byla v co nejkratší možné době zajištěna, avšak před nabytím právní moci došlo k odvolání se ekologického hnutí Merlin, což ve svém důsledku znamenalo možnost zahájit čerpání vod až 22. 2. 2005. Práce na vlastní stavební jámě a zařízení staveniště tak mohla být zahájena jen za předpokladu **odvážení čerpaných vod cisternami** do ZS Komořany!!

Úpadní ražba z předzářezu Cholutického portálu byla zahájena až po vyhloubení svahované stavební jámy o rozměrech 140x65x10 m zajištěné stříkaným betonem se svařovanou sítí. Pro přístup k vlastnímu portálu byla

excavation of the particular passing bay had been completed. A 20 m long adit was excavated from the passing bay #6 to the ventilation shaft Nouzov. The vertical length of the shaft is of 38 m, a Ø 820 mm casing pipe with the wall thickness of 10 mm was used. The shaft was carried out by Zakládání staveb using the raise boring set Bauer. Subsequently, the fan was shifted to this adit, and the ventilation duct was connected to the ventilation shaft. Out of the common operational problems encountered in the course of the work, it was also necessary to solve the drop in the operational pressure in the water supply pipeline, which was connected to the public water main leading to the site facility. The reason was the fact that the difference in elevations gradually grew, achieving over 64 m at the end of February, at a distance of about 1500 m from the portal. For that reason three booster pump stations had to be gradually installed in the particular passing bays.

Total monthly advances of the uphill excavation are shown in the enclosed table.

DOWNHILL EXCAVATION

The commencement of the downhill excavation was inhibited with legislative problems since the very beginning. The problems resulted in a significant delay to the originally approved schedule. One of the most serious problems to be solved was the removal of groundwater from the site facility, both in terms of the design and legislation. The original final design allowed for much smaller possible groundwater inflows. The experience gained from the uphill excavation induced a necessity for a new solution, with design inflows up to 10 litre/sec. The longest delay, however, was due to the negotiations regarding changes in the building permit and the water management permission. The anabasis about the process of obtaining all documents required for the issuance of the above-mentioned approvals could be sufficient to become a topic of an independent paper. To conclude, it can be stated that all of those approvals were ensured in the shortest possible time, but the environmental group Merlin managed to submit an appeal before the approvals could be put into action. As a result, groundwater pumping could start as late as 22/2/2005. For that reason the work on the construction pit and site facility could commence only under a condition of **transportation of pumped water by water bowsers** to the site facility Komořany!!

The downhill excavation from the pre-cut at the Cholutice portal started after the excavation of the sloped construction pit with dimensions 140x65x10 m, supported by shotcrete and welded mesh. A ramp falling at a gradient of 12 % was provided to allow access to the portal. The front wall

zvolena sjízdná rampa ve sklonu 12 %. Čelní a boční stěna portálového svahu byly provedeny ve sklonu 2:1 a zajištěny tyčovými SN kotvami délky 4 m v rastru 1,5x2 m a svařovanou sítí se sříkaným betonem C20/25 tl. 100 mm.

Pro zajištění nadloží vlastní ražby byl proveden mikropilotový deštník z perforovaných ocelových trubek \varnothing 70/6 mm délky 12 m s roztečí 300 mm ve vzdálenosti 200 mm od rubu výstroje štoly, injektovaných nízkotlakou injektáží. Mikropiloty byly vrtány z postupně prohlubované pracovní úrovně zářezu. Následně byly konce pilot zafixovány do ŽLB límce.

Ražba postupovala pod ochranou deštníku cyklicky po záběrech 1 m podle postupu třídy NRTM 5a, ovšem bez předhánění jehel. Asi 1,5 m od konce tohoto deštníku pak přešla ražba na postup s předháněním jehel podle příslušné třídy NRTM 5a. Vzhledem k silně navětralým břidlicím v nadloží štoly bylo při další ražbě nutno s důsledným předháněním jehel pokračovat až do vzdálenosti 69 m od portálu, kde hornina přešla do třídy NRTM 4.

Následovala ražba výhybny č. 9, která byla oproti RDS z důvodu zastížené geologie začleněna opět do NRTM 5a. Vzhledem ke stále se vyskytujícím silně navětralým břidlicím bylo pro úvodních 6 m výhybny po dohodě s projektantem zvoleno vertikální členění výrubu s provizorní pomocnou příhradovou výztuží na straně rozšíření výrubu. Po vyražení šesti metrů bylo provedeno zajištění čela výrubu a ražba pokračovala od počátku výhybny postupným rozšiřováním výhybny s plněním provizorní výztuže a zabudováním definitivní primární obezdvíky. Po rozšíření prvních šesti metrů na plný profil pokračovala další ražba již v celém profilu najednou.

ZHODNOCENÍ

Celkově lze dosavadní průběh ražby průzkumné štoly hodnotit pozitivně. Spolupráce projektanta, zhotovitele geomonitoringu a zhotovitele vlastních ražeb byla na velmi dobré úrovni bez jakýchkoli konfliktních situací. Zhotovitel ražeb přistupoval k dodržování technologické kázně svědomitě, čehož důkazem je i to, že byly zaznamenány pouze čtyři varovné stavy.

Při ražbě se názorně ukázalo, jak důležité je provádění průzkumných štol před zahájením stavby vlastního velkého silničního tunelu. Pro přístupovou štolu délky 175 m se předpokládané geologické poměry potvrdily, což však není z hlediska ražby silničního tunelu podstatné, neboť se tato část bude provádět ve vyhloubené stavební jámě.

V průzkumné štolě je na základě skutečně zjištěných geologických poměrů nutné upravit závěry geologického průzkumu zejména s ohledem na předpokládaný rozsah tříd NRTM:

- předpoklad geologického průzkumu – NRTM 2 a 3 v rozsahu 1227 m, NRTM 5a a 4 v rozsahu 507 m
- skutečnost – NRTM 2 a 3 v rozsahu 390 m, NRTM 5a a 4 v rozsahu 1344 m

V případě neprovedení průzkumné štoly by se tak při určování způsobu zajištění primárního ostění a technologie ražeb vycházelo z odlišných předpokladů než od skutečně zastížených geologických podmínek, což by zcela určitě přineslo při ražbách silničního tunelu nemalé komplikace.

ZÁVĚR

Dílo bylo proraženo 29. 3. 2005. Z délky 1909,70 m bylo vyraženo dovrchně 1610,10 m a úpadně 299,20 m. Na místě je tedy otázka, jak to vypadá s hlavní stavbou 513, jejíž průzkumná štola bude brzy dokončena, ale i stavbami 512 a 514, které jsou součástí výstavby jihozápadní části Pražského okruhu? Zdá se že dobře. Celkem 20 miliard korun, které jsou potřeba na tuto jihozápadní část Pražského okruhu mezi Slivencem a dálnicí D1, vláda zajistila půjčkou 310 milionů eur (10 miliard korun) od Evropské investiční banky a druhou polovinu částky poskytne Státní fond dopravní infrastruktury. Stavba 514, která je v přípravě nejdále, a stavba 513 mají platné ÚR. Stavba 513 s podmínkou současného zprovoznění staveb 513 a 512. Žádosti investora o stavební povolení a příprava soutěžních podmínek na dodávku stavby proběhnou během prvního pololetí roku 2005. Ve druhém pololetí očekáváme vyhlášení soutěží. Předpoklad zahájení stavby jihozápadní části Pražského okruhu je konec roku 2005. Tato stavba, která spojí dálnici D1 s dálnicí D5 a výrazně tak odlehčí dopravě na přetížené Jižní spojce, by měla být dokončena začátkem roku 2009, těšme se.

ING. OTAKAR HASÍK, METROPROJEKT Praha, a. s.,
e-mail: hasik@metroprojekt.cz
ING. PETR VITÁSEK, GeoTec GS, a. s.,
ING. JIŘÍ KRAJÍČEK, e-mail: jkrajicek@subterra.cz,
ING. RADAN BOHMAN, e-mail: rbhman@subterra.cz,
ING. PAVEL STOULIL, e-mail: pstouil@subterra.cz,
SUBTERRA, a. s.

and side wall of the portal slope were carried out at 2:1, and secured by 4 m long SN rod anchors at a grid 1.5x2 m and welded mesh with sprayed concrete C20/25, 100 mm thick.

An pipe umbrella consisting of perforated steel pipes \varnothing 70/6 mm, 12 m long, at 300 mm spacing, at a distance of 200 mm from the external surface of the excavation support, injected using a low-pressure grouting procedure. The drilling for the canopy was carried out from progressively deepened working level of the open cut. Subsequently, the ends of the pipes were fixed in an RC collar. The excavation was carried out under the protection by the umbrella canopy, in cycles, with rounds 1.0 m long, according to the procedure designed for the NATM class 5a, but without forepoling. Approximately from the end of this umbrella, the excavation started to use the forepoling according to the procedure designed for the NATM class 5a. Because of heavily weathered shales found in the overburden, the application of the forepoling had to continue, up to a distance of 69 m from the portal where the rock changed to the NATM class 4. The excavation of the passing bay #9 followed, through rock categorised due to the encountered geology again as NATM class 5a, differently than the design. As approved by the designer, a vertical excavation sequence with temporary additional lattice girders on the side of the excavation enlargement was chosen for the initial 6 m of the passing bay because of the continuing occurrence of heavily weathered shales. When six metres of the excavation had been completed, the excavation face was supported and the excavation continued from the beginning of the passing bay, in steps, by widening of the passing bay, with drawing off the temporary support and installation of permanent primary support. When the initial six metres had been enlarged to the full profile, the excavation continued within the full face in one pass.

EVALUATION

On the whole, the previous course of the excavation of the exploration gallery can be evaluated positively. The co-operation of the client, the geomonitoring contractor and the excavation contractor was at a very good level, without any conflict situation. Excavation contractor's attitude toward maintaining technological discipline was excellent. The proof is also the fact that the warning states were recorded only four times.

It was proven clearly during the excavation how important the driving of exploration galleries before the commencement of a construction of a large road tunnel is. Regarding the 175 m long access adit, the anticipated geological conditions were confirmed; this fact, however, is not important in terms of the excavation of the road tunnel because this tunnel section will be built in an open cut.

The conclusions of the geological investigation have to be modified on the basis of the actual geological conditions determined during the documentation of the exploration gallery, above all regarding the anticipated distribution of the NATM classes:

- anticipation according the geological investigation – NATM classes 2 and 3 within a 1227 m portion, NATM classes 5a and 4 within a 507 m portion.
- reality – NATM classes 2 and 3 within 390 m portion, NATM classes 5a and 4 within 1344 m portion.

In the case that the exploration gallery had not been carried out, the assumptions applied to the determination of the primary support and excavation procedures would have differed from the encountered geology. This would certainly have caused serious complications during the future excavation of the road tunnel.

CONCLUSION

The date of the gallery breakthrough was the 23rd of March, 2005. Now is the time to ask about the main Construction Lot 513, whose exploration gallery is going to be finished soon, and the of the Prague Circle Road? They seem to be fine. The twenty billion Czech crowns required construction lots 512 and 514, which are parts of the project of the south-western section for this south-western section of the Prague Circle Road between Slivenec and the D1 highway have been secured by the government in a form of a 310 million Euro (10 billion CZK) loan from the European Investment Bank. The other half of this amount will be provided by the State Fund for Transport Infrastructure. The construction lot 514, whose preparation has advanced most of all, and the construction lot 513, have been issued valid planning permissions. The construction lot 513 under a condition of putting the lots 513 and 514 into service in the same time. Client's applications for the building permits and preparation of tender conditions for the construction works will take place during the first half of 2005. In the second half of the year, we expect invitations to tenders. The commencement of the construction of the south-western section of the Prague Ring Road is anticipated at the end of 2005. This construction, which will interconnect the D1 highway with the D5 highway and will significantly relieve traffic along the overburdened Southern Connection Road, should be finished at the beginning of 2009. Let us look forward to it.

ING. OTAKAR HASÍK, METROPROJEKT Praha, a. s.,
e-mail: hasik@metroprojekt.cz
ING. PETR VITÁSEK, GeoTec GS, a. s.,
ING. JIŘÍ KRAJÍČEK, e-mail: jkrajicek@subterra.cz,
ING. RADAN BOHMAN, e-mail: rbhman@subterra.cz,
ING. PAVEL STOULIL, e-mail: pstouil@subterra.cz, SUBTERRA, a. s.

GEOTECHNICKÝ MONITORING NA TUNELU PANENSKÁ V KRUŠNÝCH HORÁCH

GEOTECHNICAL MONITORING OF THE PANENSKÁ TUNNEL CONSTRUCTION IN THE KRUŠNÉ MOUNTAINS

PAVEL GAJDOŠ, ONDŘEJ KOSTOHRYZ

ÚVOD

V České republice pokračuje výstavba dálnice D8 Praha – Ústí nad Labem – státní hranice ČR/SRN, která je součástí IV. Evropského multimodálního dopravního koridoru Berlín – Drážďany – Praha – Bratislava – Győr – Budapešť – Craiova – Sofie – Plovdiv – Istanbul. Součástí dálnice D8 jsou tunely Panenská, situované v úseku Knínice – státní hranice zhruba na 92. až 94. kilometru z Prahy, kde dálnice překonává hřeben Krušných hor. Na německé straně se dálnice D8 napojuje na budovanou dálnici A17.

Razicí práce byly ukončeny. Stavba tunelů pokračuje pokládáním hydroizolace a betonáží sekundárního ostění.

ÚČASTNÍCI VÝSTAVBY

Investor: Ředitelství silnic a dálnic ČR, závod Praha
Technický dozor investora: TDS RSD Trmice
Zhotovitel stavby: Metrostav a. s., divize 5, Praha
Generální projektant: Valbek, spol. s r. o., Liberec
Projektant ražby a primárního ostění: Tubes, spol. s r. o., Praha
Zhotovitel geomonitoringu: Stavební geologie
– GEOTECHNIKA, a. s., Praha

PARAMETRY TUNELU

Jedná se o dva jednosměrné dvoupruhové tunelové trubky. Délka ražené části levé (západní) tunelové trouby (LTT) je dle realizační dokumentace stavby 1994 m, délka pravé (východní) tunelové (PTT) trouby je 1977 m. Osová vzdálenost obou trubusů činí 21 m, trubky jsou propojeny celkem devíti tunelovými propojkami ve vzdálenosti 200 m. V obou trubkách je po 3 nouzových zálivech o délce 40 m. Výška nadloží se pohybuje od 10 m do 80 m, podélný sklon je cca 3,2 %. Příčný průřez jedné tunelové trouby je 84 až 98 m², v nouzových zálivech 123 až 127 m².

RAŽBY

Ražba byla prováděna Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) s horizontálním členěním výrubu na kalotu a jádro. Do vzdálenosti 20 m od obou portálů byl profil tunelu uzavřen spodní klenbou. Na základě v předstihu provedeného geotechnického průzkumu a geotechnického monitoringu průzkumných štol ražených do 150 m od obou portálů bylo pro ražbu tunelů realizačním projektem definováno 7 technologických tříd NRTM (1, 2.1, 2.2, 3, 4.1, 4.2 a 5), které se od sebe navzájem lišily délkou záběru, tloušťkou stříkaného betonu, počtem Kari sítí, počtem a roztečí radiálních kotev apod. Ražba tunelů byla, z důvodu špatného přístupu k jižnímu portálu a s ohledem na skutečnost, že je s vytěženou rubaninou uvažováno do násypů v úseku dálnice směrem ke státní hranici, vedena převážně úpadně ze severního portálu. V závěru ražby se uplatnila protiražba z jižního portálu.

Dílčí čelba	Zahájení ražby	Zahájení protiražby	Ukončení ražby	Délka ražby
kalota LTT	1. 9. 2003	18. 8. 2004	2. 11. 2004	cca 14 měsíců
kalota PTT	1. 11. 2004	8. 7. 2004	14. 1. 2005	cca 14,5 měsíce
jádro LTT	1. 12. 2004	–	25. 1. 2005	cca 14 měsíců
jádro PTT	26. 2. 2004	–	14. 3. 2005	cca 12,5 měsíce

Tab. 1 Délčí termíny ražby

Dokončení výstavby tunelů se předpokládá v listopadu 2006. Po dokončení půjde o první dálniční a nejdelší silniční tunel v České republice.

GEOLOGICKÉ POMĚRY

Tunel Panenská je situován ve vrcholové partii východní části Krušných hor. Území je budováno regionálně metamorfovanými horninami, zastoupenými

INTRODUCTION

The construction of the D8 highway from Prague via Ústí n. L. to the CR/FRG state border is in progress in the Czech Republic. The highway is part of the 4th European multi-modal traffic corridor connecting Berlin – Dresden - Prague – Bratislava - Győr – Budapest – Craiova - Sofia – Plovdiv - Istanbul. Part of the D8 highway is a twin-tube tunnel Panenská situated within the Knínice – state border section roughly at km 92 to 94 (measured from Prague), where the highway crosses the ridge of the Krušné Mountains. The D8 highway will join the A17 highway, which is under construction on the German side of the border.

The tunnel excavation operations have been finished. The tunnel construction is continuing by installation of the waterproofing membrane and casting of the final liner.

PARTIES OF THE PROJECT

Client: Ředitelství silnic a dálnic ČR, závod Praha
(Directorate of Roads and Motorways of the CR, Plant Prague)
Resident Engineer: TDS RSD Trmice
Construction Contractor: Metrostav a. s., Division 5, Prague
Principal Design Engineer: Valbek, spol. s r. o., Liberec
Designer for Excavation and Primary Lining: Tubes, spol. s r. o., Prague
Geomonitoring contractor: Stavební geologie
– GEOTECHNIKA, a. s., Prague

TUNNEL PARAMETERS

The tunnel consists of two uni-directional double-lane tubes. According to the detailed design, the length of the left (western) tunnel tube (LTT) amounts to 1994 m, while the right (eastern) tube (RTT) is 1977 m long. The tubes are spaced at 21 m on centres; nine cross passages interconnect the tubes at intervals of 200 m. Each tube contains 3 emergency bays with a length of 40 m. The overburden thickness varies between 10 m and 80 m; the longitudinal gradient is about 3.2 %. The cross-section area of one tube is of 84 to 98 m² (123 to 127 m² at the emergency bays).

TUNNEL EXCAVATION

The excavation was carried out using the New Austrian Tunnelling Method (NATM) with a horizontal sequence of the operations, i.e. the top heading and bench. The tunnel profile was closed by an invert up to a distance of 20 m from both portals. There were 7 NATM support classes (1, 2.1, 2.2, 3, 4.1, 4.2 and 5) defined by the detailed design on the basis of the geotechnical investigation and geotechnical monitoring carried out in advance, in the exploration galleries driven up to a distance of 150 m from both portals. The classes differed in the round length, shotcrete thickness, number of welded mesh layers, number and spacing of radial anchors, etc. Because of difficult access to the south portal and due to the fact that the muck was to be planned to be disposed to the embankments of the highway section in the direction toward the state border, the excavation of the tunnel tubes was carried out from the north portal, mostly downhill. The excavation from the opposite direction took place at the end of the tunnel excavation work.

Excavation sequence	Excavation commencement date	Opposite direction excavation commencement date	Excavation completion date	Excavation duration
LTT top heading	1/9/2003	18/8/2004	2/11/2004	approx. 14 months
RTT top heading	1/11/2004	8/7/2004	14/1/2005	approx. 14.5 months
LTT bench	1/12/2004	-	25/1/2005	approx. 14 months
RTT bench	26/2/2004	-	14/3/2005	approx. 12.5 months

Table 1 Partial milestones of the excavation



Obr. 1 Pohled na severní portál
Fig. 1 A view of the north portal

převážně biotitickými a muskovit-biotitickými ortorulami s ložními polohami a vložkami dvojslídých pararul, kvarcitických rul, amfibolitů a usměrněných metapegmatitů a metaaplitů. Součástí sekvence ortorul jsou tělesa stejného složení, ale prakticky bez zjevného usměrnění. Jedná se o metagranodiority a metagranity. Z mladších hornin (variského stáří) jsou zastoupena především žilná tělesa granitových porfyrů, méně pak žíly lamprophyru a porfyrů. Z povrchových, platformních jednotek se vyskytují tektonicko-denudační reliktu svrchní křídy. Krystalinikum je poměrně intenzivně tektonicky porušeno, a to především poruchami tzv. špičáckého a krušnohorského směru.

Z hydrogeologického hlediska představuje krystalinikum obecně území relativně chudé na výskyt významnějších zásob podzemních vod. Je zde vyvinut pouze nepříliš vydatný, nesouvislý puklinový horizont a málo vydatné, avšak lokálně využívané zvodnění puklinovo-průlínového charakteru v pískovcích reliktní báze křídy.

GEOMONITORING

Nedílnou součástí ražby tunelů NRTM je komplexní geotechnický monitoring. Na tunelech Panenská jsou naplní geomonitoringu tato měření a sledování:

- geotechnické sledování ražeb
- hydrogeologické sledování
- konvergenční měření
- měření poklesů povrchu terénu
- extenzometrické měření
- měření napětí v primárním ostění
- měření napětí na kontaktu hornina – primární ostění
- geodetické měření portálů
- měření tvaru primárního a sekundárního ostění
- seismické a akustické měření
- geofyzikální měření
- pasportizace objektů na povrchu

Vybrané metody byly sdruženy do 3 profilů situovaných v oblasti severního portálu v blízkosti osady Panenská asi 500 m od severního portálu a v oblasti jižního portálu.

GEOTECHNICKÉ SLEDOVÁNÍ RAŽEB

V průběhu výstavby tunelů Panenská zajišťovala Stavební geologie – Geotechnika nepřetržitou geologickou službu, jejímž primárním úkolem bylo geotechnické sledování ražeb. Na základě odborného zhodnocení kvality dílčích výrubů a s přihlédnutím k výsledkům a trendům geotechnických měření byl usměrňován další postup razících prací (délka záběru, vstrojovací třída, lokálně byla navržena i dílčí technická opatření – jehlování přístropí, stabilizace čelby apod.). Zastížené geologické poměry a další faktory významné pro geotechnické vyhodnocení ražeb (strukturní a tektonické jevy, lokalizace konvergenčních a sdružených profilů, místa se vznikem objemnějších nadvýlomů, rozložení vstrojovacích tříd, časový sled ražeb apod.) byly průběžně interpretovány a zkruslovány do horizontální geologické mapy tunelu v měřítku 1 : 500 s rovinou řezu vedenou asi 3 m nad dnem kaloty.

K základním horninovým typům, které tunely zastihly, lze počítat **pararuly, ortoruly a granitové porphyry**. Jak v pararulové sérii, tak i v ortorulách se vyskytovaly četné a tvarově velmi složité a rozmanité vložky metapegmatitů. Minoritně byly zastíženy další horninové typy,

The construction of the tunnels is scheduled for completion in November 2006. It will become the first highway tunnel, and in the same time the longest road tunnel in the Czech Republic.

GEOLOGICAL CONDITIONS

The Panenská tunnel is situated in the summit area of the eastern part of the Krušné Mountains. This area consists of regionally metamorphosed rock types, prevailing biotite and muscovite-biotite orthogneiss with beds and interbeds of binary paragneiss, Quartzite gneiss, amphibolite and directional-texture metapegmatite and metaaplite. Part of the sequence of orthogneiss are bodies of identical composition, but virtually without obvious directional texture. They are composed of metagranodiorites and metagranites. Younger rock types (of the Variscan age) are represented mainly by vein bodies of granitic porphyry; veins of lamprophyre and porphyrite are encountered less frequently. Out of superficial platform units, there are tectonic-erosion relics of the Upper Cretaceous period in the area. The crystalline complex is relatively intensively faulted, mainly by the faults of the Špičák and Krušné Mountains' direction.

From the hydrological point of view, this crystalline complex is an area relatively poor in the occurrence of significant reservoirs of ground water. Only a not too much water yielding discontinuous fissure layer and a little yielding but locally used aquifer of a fissure-intrinsic character have developed in sandstone found in the relics of the Cretaceous base.

GEOMONITORING

Inseparable part of the NATM operations is a comprehensive geotechnical monitoring. The geomonitoring performed on the Panenská tunnels consists of the following measurements and observations:

- geotechnical observation of the excavation
- hydrogeological observation
- convergence measurements
- surface settlement measurements
- extensometer measurements
- primary lining stress measurements
- measurement of stress at the rock – primary lining contact
- surveying at portals
- measurement of geometry of the primary and secondary lining
- seismic and acoustic measurements
- geophysical measurements
- condition survey of existing buildings

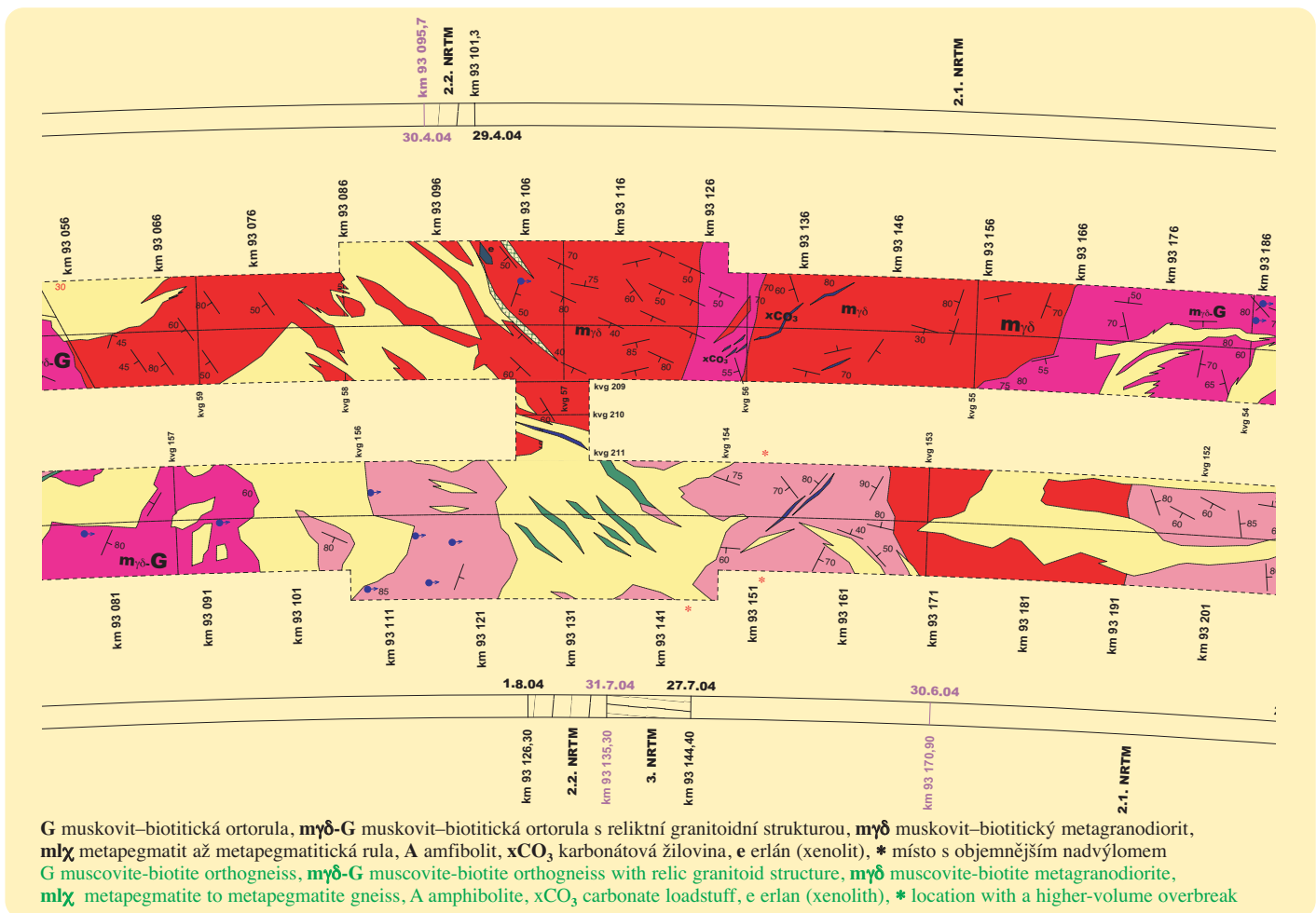
The selected methods were joined in 3 joint monitoring stations situated in the area of the north portal, near Panenská village (about 500 m from the north portal) and in the area of the south portal.

GEOTECHNICAL OBSERVATION OF THE EXCAVATION

Stavební geologie – Geotechnika, a. s., ensured geological services during the construction of the Panenská tunnels. Their primary task was to monitor the works in terms of geotechnics. The advance of the excavation operations (round length, support class, locally even with requirements for partial technical measures, e.g. forepoling at the crown, stabilisation of the face etc.) was controlled on the basis of expert assessment of quality of partial headings, taking into consideration results and trends of geotechnical measurements. The geology encountered and other factors significant for the geotechnical assessment of the excavation (structural and tectonic phenomena, location of convergence and joint monitoring stations, locations with occurrence of larger overbreaks, distribution of support classes, time-related sequence of the headings, etc.) were interpreted continually, and horizontal geological maps of the tunnel plotted on a 1:500 scale, with the sectional plane led about 3 m above the top heading floor.

Paragneiss, orthogneiss and granitic porphyry can be counted among the basic rock types encountered by the tunnels. Both the paragneiss series and orthogneiss contained numerous interbeds of metapegmatite, very complex in shape. The share of other rock types encountered (monzonite porphyry, diorite porphyry, lamprophyre – minettes, amphibolite, thin interbeds of erlan) was minor, without any substantial influence on the rock mass behaviour.

The tunnel tubes passed through the **paragneiss** in the area of the north portal, roughly in the section of initial 500 m. The pre-portal open cut was dug in the same environment. The paragneiss was affected by intensive fossil weathering (the gneiss was intensively haematized and chloritised). The paragneiss series encountered probably represents an erosion relic of the original cover of a granitoid pluton. As a consequence of the fossil weathering, the strength-related and deformational parameters of the



Obr. 2 Výřez z geologické mapy
Fig. 2 The geological map viewpoint

kteří však neměly na chování masívu zásadní vliv (monzonitové porfyry, dioritové porfyry, lamprofyry – minety, amfibolity, drobné vložky erlanů).

Pararulami prošly obě tunelové roury v oblasti severního portálu, a to v úseku prvních asi 500 m. Ve stejném prostředí byl vyhlouben i předportálový zářez. Pararuly byly postiženy silným fosilním zvětráním (ruly byly silně hematitizovány a chloritizovány). Zastižená pararulová série představuje pravděpodobně denudační relikt původního pláště granitoidního plutonu. V důsledku fosilního zvětrání došlo u pararul ke snížení jejich pevnostních a deformačních parametrů. Vytěžené pararuly, které byly deponovány na odvalu před severním portálem, v důsledku působení klimatických faktorů velmi rychle degradovaly z původně skalní až poloskalní horniny třídy R4 – R6 (ve smyslu ČSN 73 1001) prakticky až na zeminu charakteru šterku s hlinitou příměsí.

Ortoruly různého stupně metamorfního přepracování s výsypřítomnými, různě mocnými vložkami a tělesy metapegmatitů představují dominantní horninovou sekvenci zastiženou tunely. Oproti pararulám se jednalo o horniny s vyšší pevností. Pevnost masívu jako celku však byla závislá na přítomnosti tektoniky, intenzitě zvětrání, výskytu hydrotermálních alterací a stupni metamorfního přepracování. V průběhu ražeb byla zastižena plynulá škála těchto hornin, a to od silně rekrystalizovaných ortorul přes méně přepracované ortoruly s reliktní granitoidní strukturou až po usměrněné metagranodiority. V oblasti jižního portálu bylo zastiženo několik značně rozsáhlých, tektonicky postižených a zvětralých těles metapegmatitů rozbitých do složité mozaiky ker. Charakteristickým rysem zde bylo nepříznivé směrné porušení masívu. Tektonické namožení, zvětrání a směrné porušení se v tomto úseku projevíly ve výsledcích konvergenčních i extenzometrických měření.

Žulové porfyry byly zastiženy ve 4 úsecích. Jednalo se o rozsáhlá tělesa, jejichž délky (nepravé mocnosti) v tunelech dosahovaly až 45 m. Porfyry procházející pararulovou sérií byly místy silně karbonatizované. Kontakty porfyru byly tektonicky omezené s doprovodnými drcenými zónami a alteracemi. Jednalo se převážně o tvrdou, křehkou horninu postiženou hustou sítí několika puklinových systémů. Výsledkem byl její až „kostkovitý“ rozpad, což se negativně projevilo „osypáváním“ horniny a vznikem nadvylomů při dočišťování výrubu. Rozpukané

paragneiss are reduced. The excavated paragneiss degraded very progressively through the action of climatic factors after the disposal to the dump found in front of the north portal, from the original rock or semi-rock (class R3 – R4 according to ČSN 73 1001) virtually to ground having the character of gravel with a loamy addition.

Orthogneiss displaying various degree of metamorphose, with ubiquitous diverse-thickness interbeds and bodies of metapegmatite, represent the dominating rock sequence encountered by the tunnels. Compared to the paragneiss, the strength of this rock is higher. The strength of the rock mass as a whole, however, depended on the presence of faults, intensity of weathering, occurrence of hydrothermal alterations, and the degree of metamorphose alteration. A continual range of the above-mentioned rock types was encountered in the course of the excavation, from intensively recrystallised orthogneiss with relic granitoid structure to directional-texture metagranodiorite. Several very large faulted and weathered bodies of metapegmatite broken to a complex mosaic of plates were encountered in the area of the south portal. Unfavourable longitudinal faulting (in parallel with the tunnel direction) was a characteristic feature of this rock mass. Faulting, weathering and directional fracturing showed up in this section in the results of the convergence and extensometer measurements.

Granitic porphyry was encountered in 4 sections, in a form of vast bodies whose lengths (false thickness) in the tunnels reached up to 45 m. The porphyry passing through a paragneiss series were locally intensely carbonised. The contacts of the porphyry were tectonically bounded, with accompanying broken zones and alterations. The rock mass was mostly hard, fragile, affected by a dense network of several joint systems. The result was nearly cuboidal jointing, leading to a negative phenomenon of the rock “quarrying” and origination of overbreaks during the scaling operation. The fractured porphyry also represented ideal environment for more intensive circulation of ground water.

The excavation of the Panenská tunnel tubes provided also important information regarding the spatial distribution of weathering and alterations. Knowledge gained during the excavation suggests that the weathering and alteration processes are not bound only to the surface layer of the

porfyrů představovaly rovněž ideální prostředí pro intenzivnější oběh podzemních vod.

Ražba tunelů Panenská přinesla také významné informace týkající se **prostorové distribuce větrání a alterací**. Poznatky z ražeb ukazují, že větrávací a alterační pochody nejsou vázány pouze na povrchové vrstvy masívu. Nezanedbatelnou roli zde sehrály i hydrotermální pochody spjaté s tektonikou, v jejichž důsledku došlo k alteracím podél poruchových pásem, a to i do značných hloubek. Významnou roli sehrálo také fosilní větrání ověřené v oblasti severního portálu.

Horninový masív byl celkově silně postižen střížnou **tektonikou**. V tunelech bylo zastiženo **9 významnějších poruchových pásem** převážně špičáckého a krušnohorského směru o mocnostech od 1 do cca 7 metrů. Některé z poruch byly doprovázeny barytovou nebo fluoritovou mineralizací. Běžné byly projevy drčení, hematitizace okolních hornin, místy byl v poruchách přítomen rudý tektonický jíl. Některé poruchy byly druhotně částečně prokremenělé. Značně rozšířená byla dále tektonika středního a drobného rázu – častý výskyt tektonických švů a mylonitových pásem o mocnostech v řádu centimetrů až prvních decimetrů a ohlázových ploch.

Kvalitu horninového masívu z hlediska tunelování vyjadřuje zastoupení jednotlivých vystrojovacích tříd NRTM podél tunelu. Pro ilustraci uvádíme podíl jednotlivých tříd při ražbě LTT.

Třída NRTM NATM class	Souhrnná délka Aggregated length	Procentuální zastoupení Percentual proportion
1.	0 bm	0 %
2.1	803 bm	40 %
2.2	224 bm	11 %
3.	591 bm	30 %
4.1	282 bm	14 %
4.2	64 bm	4 %
5.	27 bm	1 %
Celkem/Total	1991 bm	100 %

Tab. 2 Zastoupení tříd NRTM při ražbě LTT

Table 2 Proportion of NATM classes during the LTT excavation

Jedním z hlavních limitujících faktorů pro zařazení do té či oné vystrojovací třídy byla především krátkodobá stabilita nezajištěného výrubu, která byla závislá na délce zvoleného záběru, na stupni porušení masívu a na orientaci puklinových systémů a s tím spojeným rizikem vyjetí horninových bloků.

HYDROGEOLOGICKÉ SLEDOVÁNÍ

Hydrogeologické sledování navazuje na monitoring průzkumných štol. Jsou sledovány změny polohy hladiny podzemní vody v pěti vrtech rozmístěných v celé trase tunelu a v jedné studni v osadě Panenská. Účelem sledování je ověřit případné propojení oběhu podzemních vod v pří-povrchové zóně s hlubokými puklinovými oběhy, které zastihne tunel.

Pozorování prováděná v průběhu ražby potvrzují, že i při maximálním nadloží dochází k ovlivnění mělkých oběhů podzemní vody ražbou tunelu. Masív však ani z hydrogeologického hlediska není homogenní. Proudění podzemní vody je přednostně vázáno na tektonické linie a intenzivně rozpukaná žilná tělesa granitového porfyru.

Během hydrogeologického sledování došlo v důsledku ražby tunelů k poklesu hladiny podzemní vody pod dno některých vrtů u obou portálů. Z výsledků měření hladin podzemních vod v okolí trasy tunelu vyplývá, že v období se zvýšenou dotací podzemních vod hladiny mohou krátkodobě a velmi rychle vystoupit až k původním úrovním. Dlouhodobě však v důsledku drenážní funkce tunelu hladina podzemní vody v blízkém okolí klesne, a to i na jímacím území vodovodu pro osadu Panenská. Pravidelně dojde k významnému poklesu vydatnosti zdroje a v delších suchých obdobích k jeho úplnému vyschnutí.

Maximální průtoky tunely se odhadují zhruba na 50 l/s, při extrémních přítocích může tato hodnota dosáhnout až 100 l/s.

KONVERGENČNÍ MĚŘENÍ

Radiální deformace vystrojeného výrubu jsou sledovány v konvergenčních profilech. V každé tunelové troubě bylo osazeno 98 pětibodových profilů. Další konvergenční profily jsou v tunelových propojkách. Rozteč konvergenčních profilů se pohybuje v rozmezí 5 až 30 m podle předpokládané třídy NRTM. Deformace jsou vyhodnocovány ve svislém a příčném směru, kromě toho jsou zobrazovány i ve formě vektoru.

Svislé deformace se obvykle pohybují mezi 5 až 15 mm, v prostředí pararu u severního portálu a v úsecích s lokálně oslabenými geologickými poměry dosahují až 20 mm. Zvýšené hodnoty deformací byly

masívu. A significant role was also played by hydrothermal processes connected with the faulting. They caused alterations along weakness zones, even up to quite great depths. An important role was also played by the fossil weathering confirmed in the area of the north portal. The entire rock massif was seriously affected by shear **faulting**. There were **9 major weakness zones** encountered in the tunnels, mostly in the Špičák and Krušné Mountains direction, with a thickness ranging from 1 to approximately 7 metres. Some faults were accompanied by baritic or fluorite mineralisation. Common manifestations were crushing, haematitisation of surrounding rock; red tectonic clay was locally present in the faults. Some faults were secondary faults, partially quartziferous. Medium and minor faulting, i.e. tectonic seams and mylonite zones with a thickness in the order of centimetres to first decimetres and slickensides, was frequent.

Quality of the rock mass in terms of tunnelling is expressed by the proportion of individual NATM support classes along the tunnel. As an example, we present the proportion of individual classes during the LTT excavation.

One of the main limiting factors regarding the determination of the particular support classes was the stand-up time, which depended on the chosen round length, the degree of the rock mass fracturing, and orientation of the joint systems and the inherent risk of slipping rock blocks.

HYDROGEOLOGICAL OBSERVATION

The hydrogeological observation is a continuation of the monitoring carried out in the exploration galleries. Changes in the water table level are monitored in five boreholes situated along the tunnel route, and in one well in Panenská village. The purpose of this monitoring is to verify whether a connection between the circulation of ground water in the zone near the surface and deep fissure water circulation systems exists that would be encountered by the tunnel.

The observations carried out in the course of the excavation confirm that the shallow water circulation systems are affected by the tunnel excavation even in the case of the maximal overburden thickness. The massif, however, is not homogeneous even from the hydrogeological point of view. The ground water flow is primarily associated with the tectonic lines and intensely fractured vein bodies of the granitic porphyry.

The water table sunk during the hydrogeological observation, due to the tunnel excavation, under the bottom of some boreholes at both portals. It follows from the results of the measurements of the water table level in the vicinity of the tunnel route that the water table may rise temporarily but very quickly up to the original level in periods with increased supply of surface water. From the long-term point of view, however, the tunnel acting as a drain causes lowering of the water table level in close vicinity, even in the catchment area of the water supply system of Panenská village. This source will probably experience a reduction of its yield, and it will completely dry up in longer dry periods.

Maximum flows through the tunnels are estimated at roughly 50 l/s, during extreme inflows this value may reach 100 l/s.

CONVERGENCE MEASUREMENTS

Radial deformations of the supported opening are monitored at convergence stations. Each tunnel tube contains 98 five-point monitoring stations. Other convergence monitoring stations are in the cross passages. The spacing of the stations varies between 5 and 30 m, depending on the anticipated NATM class. Deformations are assessed in both vertical and horizontal directions; in addition they are plotted as vectors.

Vertical deformations usually vary between 5 and 15 mm; in the environment of the paragneiss at the north portal and in sections with locally deteriorated geological conditions they even reach 20 mm. Increased deformation values were also recorded at the cross passages. Lateral deformations are negligible, not higher than 5 mm. In isolated cases, lateral deformations up to 25 mm were recorded, associated with the tunnel crossings with the cross passages.

In the course of the construction, 3 events of the deformation values exceeding the critical levels defined in the detailed design occurred. In the section at the north portal, the convergences were also affected by the excavation carried out in front of the tunnel. The increased values of the convergences did not have to be allowed for by technical measures in the tunnel. Two events of rapid and in the same time short-term increase in the deformation in a vicinity to the cross passages required additional anchors in the affected sections. In the majority of the convergence monitoring stations, however, the deformations stabilised safely under the level of the critical values. Deformations get usually stabilised rapidly, in a close relation with the progress of

zaznamenány rovněž v místech tunelových propojek. V příčném směru jsou deformace zanedbatelné do 5 mm. Ojediněle byly zaznamenány deformace v příčném směru až 25 mm vázané na křížení tunelů s tunelovými propojkami.

Za celou dobu ražby byly zaznamenány tři případy, kdy došlo k překročení kritických hodnot definovaných v realizační dokumentaci stavby. V úseku při severním portálu se kromě vlastní ražby projevil vliv odtěžování před tunelem a na zvýšené hodnoty konvergence nebylo nutno reagovat provedením technických opatření v tunelu. Dva případy prudkého a zároveň krátkodobého nárůstu deformace v blízkosti tunelových propojek si vyžádaly přikotvení inkriminovaných úseků. Ve většině konvergenčních profilů se však deformace ustálily bezpečně pod úrovní kritických hodnot.

Deformace se obvykle rychle ustalují v těsné blízkosti na postupu razících prací. Vliv ražby dílčích čel na velikosti celkové deformace je naznačen v následující tabulce.

MĚŘENÍ POKLESŮ POVRCHU TERÉNU

Povrch terénu nad tunelem není zastavěn. Přesto jsou sledovány poklesy povrchu v příportálových úsecích a v úseku, kde tunel podchází pod stávající silniční komunikací Ústí nad Labem – státní hranice. Celkem je na povrchu terénu osazeno 99 nivelačních bodů.

Maximální poklesy terénu až 25 mm byly zaznamenány v blízkosti horní hrany portálové stěny severního portálu, kde se kromě vlastní ražby tunelu projevil vliv stavebních a zemních prací v portálové jámě. Přitom svislé deformace v horní části portálové stěny dosáhly až 40 mm při vodorovných deformacích do 15 mm. Poklesy povrchu pouze od ražby tunelů dosáhly maximálně 20 mm.

EXTENZOMETRICKÉ MĚŘENÍ

Extenzometrické měření probíhá ve třech sružených profilech po třech vrtech vrtaných z povrchu. Celkem bylo osazeno 9 extenzometrických vrtů. Nejnížší kotvy jednotlivých extenzometrů jsou umístěny cca 1,5 m od teoretického líce výrubu. Výška nadloží ve 2 sružených profilech v blízkosti obou portálů je cca 20 m, ve třetím sruženém profilu situovaném 500 m od severního portálu dosahuje cca 55 m.

Svislé deformace se v pararlách u severního portálu pohybovaly do 10 mm, v tektonicky namoženém ortorulovém komplexu v oblasti jižního portálu byly zaznamenány deformace až 30 mm. Ve střední části tunelu byly při vyšším nadloží deformace zanedbatelné.

Poměr deformací proběhlých před průchodem ražby extenzometrickým profilem a vliv výlomu jednotlivých dílčích čel v příportálových oblastech je patrný z tabulky 4.

Ve sruženém profilu situovaném v prostředí pararul v blízkosti severního portálu byly před průchodem kaloty extenzometrickým profilem

LTT	Celková deformace Aggregated deformation	Dílčí čelba / Partial Heading		
		kalota Top Heading	jádro Bench	sousední tunel Neighbouring tunnel
Deformace Deformation (mm)	5	3 - 4	1 - 2	0 - 1
	10	5 - 8	1 - 3	0 - 2
	15	8 - 10	2 - 4	2 - 3
	20	9 - 12	3 - 6	3 - 5
Podíl (%) Proportion (%)	100	45 - 80	15 - 40	0 - 25

Tab. 3 Vliv postupu dílčích čel na velikost sedání v kalotě LTT
Table 3 Influence of partial headings on magnitude of subsidence in the LTT top heading

the excavation operations. The influence of partial headings on the overall deformation is shown in the following table.

SURFACE SETTLEMENT MEASUREMENTS

The ground surface above the tunnel is undeveloped. Despite this fact, the surface settlement is monitored in the portal sections and in the section where the tunnel passes under the existing road Ústí nad Labem – state border. In total, 99 survey points were installed on the ground surface.

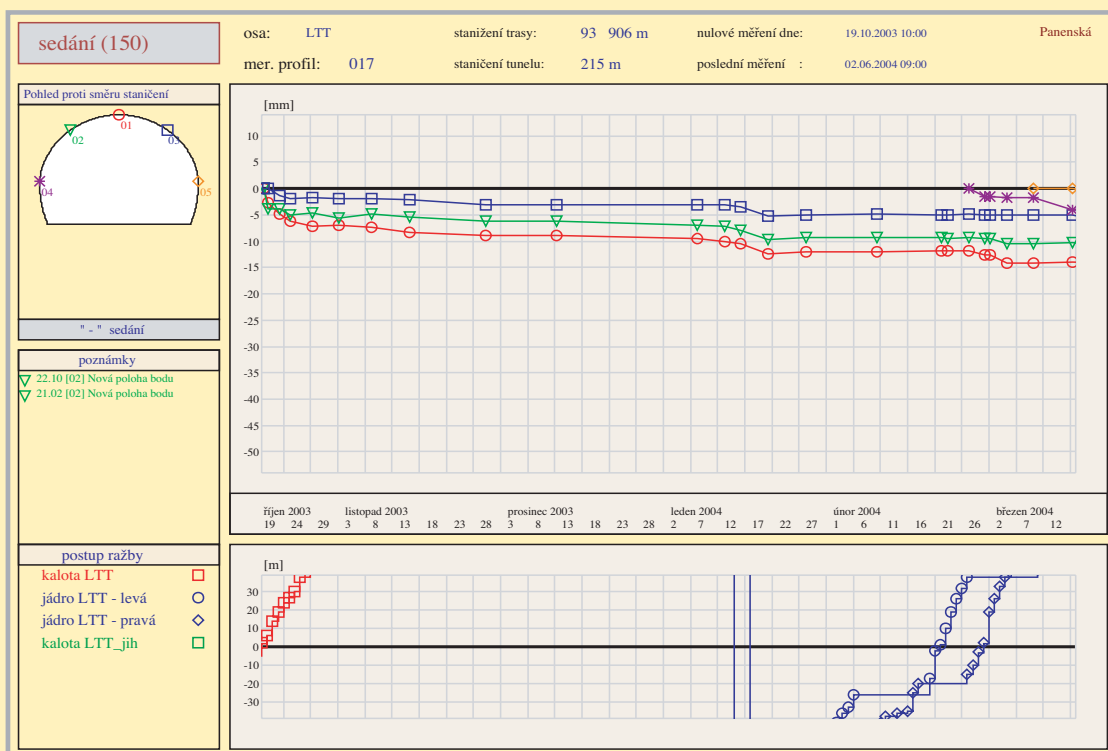
Maximum surface settlement values of 25 mm were recorded in the vicinity of the upper edge of the portal wall of the north portal, as a result of an additional effect of construction and excavation work carried out in the portal pit. Vertical deformations in the upper part of the portal wall reached up to 40 mm (at horizontal deformations up to 15 mm). The values of the surface settlement caused by the tunnel excavation amounted maximally to 20 mm.

EXTENSOMETER MEASUREMENTS

Extensometer measurements are carried out at three joint stations, each containing three holes bored from the surface (9 boreholes equipped with extensometers in total). The lowest anchors of the individual extensometers are located about 1.5 m from the theoretical excavation contour. The overburden thickness amounts to 20 m at

Obr. 3
Konvergenční měření –
sedání,
profil 17,
LTT, km 93,906

Fig. 3
Convergence
measurement
– settlement,
monitoring station 17,
LTT, km 93,906



Sdružený profil Joint Station		Před průchodem kaloty Before Top Heading Passage	Po průchodu kaloty After Top Heading Passage	Po průchodu jádra After Bench Excavation Passage	Celková deformace Total Deformation	Výška nadloží Overburden Thickness
Sever North	LTT PTT	0 mm 1 mm	6 mm 6 mm	3 mm 3 mm	9 mm 10 mm	20 m
Podíl (%) Proportion (%)		0 %	60 - 70 %	30 - 35 %	100 %	
Jih South	LTT PTT	6 mm 7 mm	10 mm 22 mm	5 mm 4 mm	21 mm 32 mm	18 m
Podíl (%) Proportion (%)		20 - 30 %	50 - 70 %	10 - 25 %	100 %	

Tab. 4 Vliv postupu dílčích čeleb na svislé deformace extenzometrů v ose tunelu
Table 4 Influence of the passage of partial headings on vertical deformations of extensometers on the tunnel axis

zaznamenány prakticky nulové svislé deformace, poměr vlivu výlomu jednotlivých dílčích čeleb na pokles kotev extenzometrů byl zhruba v poměru 2 : 1 ve prospěch kaloty.

Sdružený profil u jižního portálu zastihl tektonicky namožené pásmo ortorul. Vliv na velikost deformací mělo i směrné porušení vzhledem k pozici tunelů. Poklesy do 6 mm, které byly zjištěny před průchodem ražby extenzometrickým profilem, proběhly v těsné závislosti na poklesu povrchu terénu a z větší části neměly bezprostřední vazbu na postup razících prací. Teprve s přiblížením ražby na vzdálenost cca 2 m byl zaznamenán rychlý pokles maximálně o 2 mm. Poměr vlivu výlomu kaloty a jádra byl v LTT 2 : 1, v PTT až 5,5 : 1.

Porovnání deformací primárního ostění v horninovém masívu a na povrchu terénu ukazuje poměr rozdělení deformace v horninovém masívu.

Z výsledků vyplývá určitá nehomogenita v deformačním chování horninového masívu.

Ve **sduženém profilu v oblasti severního portálu** byly zaznamenány maximální deformace na primárním ostění tunelu. Extenzometrické měření prokázalo prakticky zanedbatelné vzájemné posuny (oddálení) jednotlivých kotev extenzometrů, absolutní poklesy kotev odpovídají poklesům na povrchu.

Ve **středním sduženém profilu** byly při nadloží 55 m zaznamenány poklesy povrchu odpovídajícím deformacím v tunelu. V reakci na průchod ražby kaloty extenzometrickým profilem byl zaznamenán mírný výzdvih kotev extenzometrů, takže jejich celkové poklesy se pohybují do 4 mm bez vzájemného posunu (oddálení) jednotlivých kotev.

Výsledky měření ve **sduženém profilu situovaném u jižního portálu** odpovídají teoretickým představám o chování horninového masívu. Deformace zjištěné extenzometrickým měřením jsou větší než konvergence, rozdíl představuje deformace proběhlé v čase mezi výlomem a zahájením konvergenčního měření a zahrnuje prekonvergence. Nejmenší deformace pak vykazuje měření povrchu terénu a naznačuje velikost objemové ztráty. Vzájemný posun (oddálení) kotev extenzometrů až o 12 mm ukazuje na vytvoření horninové klenby do vzdálenosti cca 5 m od výrubu.

the 2 joint stations found in the vicinity of both portals, and about 55 m at the third joint station situated at a distance of 500 m from the north portal.

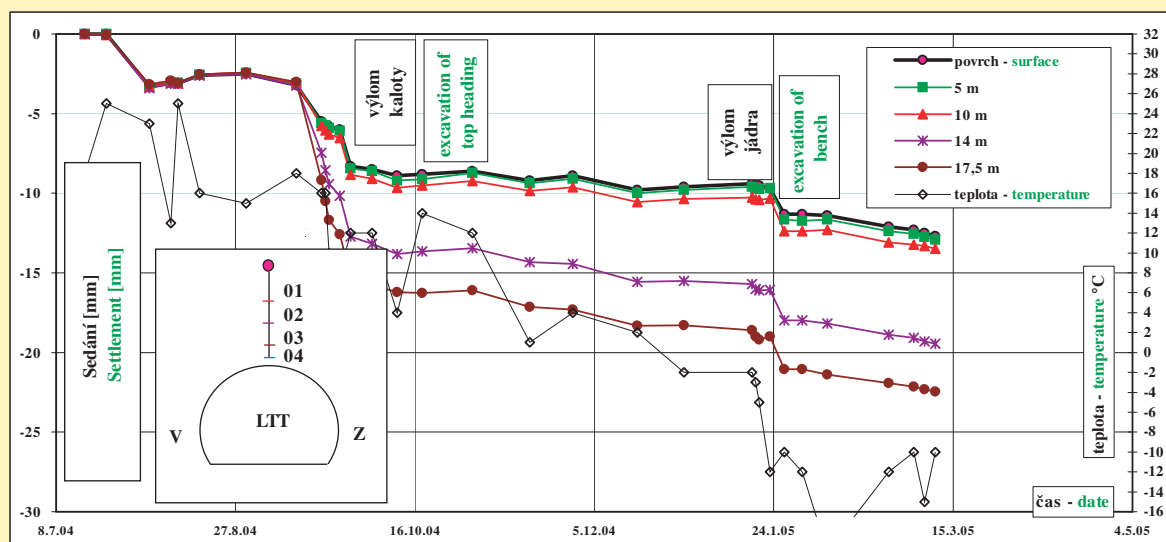
Vertical deformations in paragneiss at the north portal did not exceed 10 mm, while deformations up to 30 mm were recorded in the faulted orthogneiss complex in the area of the south portal. Deformations in the central part of the tunnel, driven under a higher cover, were negligible.

The proportion of deformations measured before the passage of the excavation through the extensometer monitoring station, and influence of the passage of partial headings are shown in the Table 4.

Virtually zero vertical deformations were recorded by extensometers at the joint monitoring station situated in the paragneiss environment in the vicinity of the north portal before the passage of the top heading; the proportion of the influence of the partial headings on the subsidence of the anchors of the extensometers was roughly 2 : 1 in favour of the top heading.

The joint station at the south portal is found in a faulted zone of orthogneiss. The magnitude of deformations was also affected by the direction of the faulting relative to the direction of the tunnel tubes, i.e. the longitudinal faulting. Subsidence values up to 6 mm, which were measured before the passage of the excavation face by the extensometer station, were associated with natural processes of the ground settlement; mostly they were not directly associated with the progress of the excavation operations. Rapid subsidence development by maximum 2 mm was recorded only when the excavation face arrived to a distance of 2 m from the station. The proportion of the influence of the top heading and bench excavation was of 2 : 1 in the LTT and up to 5.5 : 1 in the RTT.

Certain inhomogeneity in the deformational behaviour of the rock mass follows from the results.



Obr. 4
Extenzometrické měření, vrt 24.093.01, LTT, km 92,207

Fig. 4
Extensometer measurements, borehole 24.093.01, LTT, km 92,207

Sdružený profil Joint station		Sedání v tunelu Settlement in tunnel	Sedání extenzometru Settlement of extensometer	Sedání povrchu Settlement of surface	Výška nadloží Overburden thickness
sever	LTT	15 mm	9 mm	7 mm	20 m
north	PTT	12 mm	10 mm	9 mm	
střed	LTT	10 mm	4 mm	10 mm	55 m
middle	PTT	5 mm	3 mm	8 mm	
jih	LTT	13 mm	22 mm	11 mm	18 m
south	PTT	18 mm	30 mm	17 mm	

Tab. 5 Naměřené deformace ve sdružených profilech
Table 5 Deformations measured at the joint monitoring stations

Z předešlého je zřejmý zásadní vliv tektoniky, rozevření puklin a směrného porušení v oblasti jižního portálu na chování horninového masívu.

ZÁVĚR

Komplex měření geotechnického monitoringu ověřil velmi dobrou napětí-deformační odezvu horninového masívu na stavební zásah. Výsledky konvergenčních a extenzometrických měření potvrdily schopnost horninového masívu překlenout výrub horninovou klenbou. Geotechnický monitoring tvořil zcela v souladu se základními principy NRTM důležitou a respektovanou součást stavby. Významným zefektivněním práce geotechnického monitoringu bylo využití databázového systému Barab©, díky němuž byly výsledky jednotlivých měření a sledování poskytovány jednotlivým účastníkům stavby téměř okamžitě po změření či dokumentaci prostřednictvím internetu.

V současné době práce geotechnického monitoringu pokračují při realizaci sekundárního ostění měřeními tvaru primárního a sekundárního ostění laserovým skenerem Cyrax, sledováním deformací sekundárního ostění apod.

Ražba tunelů poskytla i řadu doplňujících geologických informací a hmotného geologického materiálu, kterých bude možno využít ke zpřesnění geologické stavby východní části krušnohorského krystalinika. Téměř dva kilometry dlouhé tunely Panenská odkrily unikátní okno do regionálně metamorfovaného horninového masívu.

Tunel Panenská lze podle našeho názoru považovat po všech stránkách za zdařilé dílo. Zvolená tunelovací metoda, NRTM s horizontálním členěním výrubu, se v daném horninovém prostředí osvědčila. Raziční práce proběhly kvalitně, bez mimořádných událostí a byly ukončeny v předstihu, což u tak náročné činnosti, jakou ražba tunelů bezesporu je, není zrovna málo. Tunely Panenská lze právem označit za perlu navlečenou na šňůře IV. Evropského multimodálního dopravního koridoru.

ING. PAVEL GAJDOŠ, e-mail: gajdos@geotechnika.cz,

ING. ONDŘEJ KOSTOHRYZ, e-mail: kostohryz@geotechnika.cz,

SG – GEOTECHNIKA, a. s.



Obr. 5 Ražba kaloty LTT
Fig. 5 LTT top heading excavation

Maximum deformations of the primary lining of the tunnel were recorded at the **joint station found in the area of the north portal**. Extensometer measurements proved virtually negligible increase in the separation of individual anchors of the extensometers; absolute settlement of the anchors therefore corresponded to the settlement of the surface.

Surface settlement values corresponding to the deformations recorded in the tunnel were measured at the **middle joint station** (overburden thickness of 55 m). As a reaction to the passage of the top heading through the extensometer station, moderate rising of the anchors of the extensometers was recorded, therefore the values of the overall subsidence of the extensometers are not higher than 4 mm, without any increase in the separation of the individual anchors.

The results of measurements carried out at the **joint station situated at the south portal** correspond to theoretical estimations of the rock mass behaviour. Deformations determined by extensometer measurements are larger than convergences; the difference represents deformations developed in the period between the excavation and commencement of the convergence measurement; it comprises pre-convergences. The least deformations were determined by the ground surface survey, which fact suggests the magnitude of the volume loss. The increase in the separation of the individual anchors of the extensometers even by 12 mm suggests that the natural arch originated up to a distance of about 5 m from the opening.

Considering the above-mentioned information, the fundamental influence of faulting, joint aperture and longitudinal faulting in the area of the south portal on the rock mass behaviour is obvious.

CONCLUSION

The array of the geotechnical monitoring measurements proved very good stress-strain response of the rock mass to the construction work. The results of the convergence and extensometer measurements confirmed the ability of the rock mass to create a natural arch over the opening. The geotechnical monitoring formed an important and respected part of the construction operations, in full compliance with the basic NATM principles. The application of the Barab© database system meant a significant contribution to the efficiency of the geotechnical monitoring. It allowed all parties of the project to receive the results of individual measurements and observations nearly immediately after the measurement, or the results to be documented through the Internet.

Currently, the geotechnical monitoring operations are continuing in the process of erection of the secondary lining. They consist of measurement of the geometry of the primary and secondary linings by the Cyraxlaser scanner, observation of deformations of the secondary lining, etc.

The tunnel excavation provided also lot of complementary geological information and tangible geological material, which can be utilised for the purpose of refining of the geological structure of the eastern part of the Krušné Mountains' crystalline complex. The nearly two kilometre long Panenská tunnels opened a unique window to the regionally metamorphosed rock massif.

The Panenská tunnel can be, in our opinion, considered as a successful performance from all aspects. The NATM with the horizontal excavation sequence proved to be chosen properly for the given rock environment. The excavation was carried out to a high quality standard, without emergencies, and was completed ahead of the schedule. This is a good achievement regarding the complex character of the tunnelling work. The Panenská tunnels deserve to be labelled a pearl on the string formed by the 4th European multimodal traffic corridor.

ING. PAVEL GAJDOŠ, e-mail: gajdos@geotechnika.cz,

ING. ONDŘEJ KOSTOHRYZ, e-mail: kostohryz@geotechnika.cz,

SG – GEOTECHNIKA, a. s.

ADECO-RS VERSUS NRTM – 3D MATEMATICKÁ ANALÝZA

ADECO RS VERSUS NATM – A 3D NUMERICAL STUDY

THOMAS MARCHER, FILIP JIŘIČNÝ

Článek shrnuje výsledky studie zabývající se porovnáním dvou tunelovacích metod: NRTM versus ADECO-RS. Porovnání bylo provedeno na bázi 3D matematického modelování s cílem prozkoumat statické chování obou metod s přihlédnutím k nelineárnímu chování horniny a stříkaného betonu.

1. ÚVOD

Nasazení horizontálních kotev před čelbou tunelu (sklolaminátové kotvy, mikropiloty a pod.) ke stabilizování jádra tunelu je v Itálii užíváno od devadesátých let minulého století. Ražba tunelů zajištěných tímto typem výztuže probíhá plným profilem. Bylo zjištěno, že stabilita jádra tunelu ovlivňuje celkovou stabilitu tunelu. Pro zajištění bezpečného návrhu tunelu se pozornost soustředila na systém čelba – jádro tunelu. Tento systém začal být systematicky používán počínaje geotechnickým průzkumem přes návrh, realizaci až po sledování díla. Snaha o maximální možnou míru mechanizace při ražbě umožňuje dosahovat vysokých denních postupů. Název metody A.DE.CO-RS vychází z italského akronymu pro řízenou deformaci v horninách a zeminách – (Analysis of COntrolled DEformation in Rocks and Soils).

„Klasická“ NRTM naopak pozornost zaměřuje na deformace primárního ostění – tři základní principy NRTM:

- hornina působí jako element přenášející zatížení (buďto existující, nebo mobilizovaný),
- k omezení deformací dochází použitím stříkaného betonu, ocelových rámců a horninových kotev,
- systematické sledování díla.

Klasická NRTM může být použita pouze v relativně dobrých geotechnických poměrech s odpovídajícím primárním napětím horninového masivu. Během vývoje NRTM došlo s úspěchem k použití dalších prvků pro lepší kontrolu deformací: ukloněná čelba, čelbový klín, techniky obvodového vrubu, kotvení čelby, horizontální mikropiloty, metody zlepšování zemin, jako jsou např. trysková injektáž, zmrazování, odvodňování atd.

Příspěvek systematicky srovnává metody NRTM a A.DE.CO-RS za stejných okrajových podmínek s důrazem na mechanické chování při rozdílném prostorovém průběhu ražby na straně jedné a na organizaci průběhu ražby na straně druhé.

2. POPIS METOD

NRTM používá pro primární stabilizaci horninového masivu stříkaný beton s ocelovými rámy a výztužnými sítěmi, kotvami a jehlami. Toto poddajné podepření snižuje horninový tlak umožněním deformací horninového masivu. Zatížení tak částečně přebírá okolní horninový masiv. Podle Rabcewicz (1944) tak dojde k aktivování nosného horninového prstence. K instalaci sekundárního ostění dochází po odeznění deformací horninového masivu. Následkem toho je sekundární ostění příznivěji (méně) zatíženo, a může být tudíž tenčí.

A.DE.CO-RS zavádí pro popis deformací nové výrazy:

- 1) *Jádro (tunelu)* – objem zemin nacházející se před čelbou o rozměrech přibližně stejných jako tunel.
- 2) *Extruze* – reakce horninového masivu na ražbu, probíhající převážně v jádře. Velikost závisí na pevnostních a deformačních vlastnostech horniny jádra a na primárním napětí v místě ražby.
- 3) *Pre-konvergence* – konvergence jádra probíhající v předstihu před čelbou. Skutečně naměřené hodnoty ukazují těsné spojení mezi extruzí jádra v místě čelby a pre-konverencí.

Dále se ukazuje, že projevy nestability (typ A: oprýskávání/opadávání horniny, typ B: porušení čelby a typ C: kolaps díla), stejně tak jako deformace souvisí buďto přímo, nebo nepřímo s tuhostí jádra. Jádro proto tvoří klíčový prvek při návrhu tunelu. Předpokládá se rozdělení výstavby podzemního díla do následujících fází: průzkumná, diagnostická, terapeutická, operační a monitorovací fáze. Metody uchování napětí běžně využívané metodou A.DE.CO-RS shrnuje Lunardi (2000) včetně přehledu další literatury.

3. NUMERICKÁ ANALÝZA

3.1 ÚVOD

Při ražbě mělce uložených tunelů, zvláště v kombinaci s měkkými zeminami nebo horninami nízké pevnosti, musí být omezeny povrchové deformace.

This paper describes the results of numerical studies undertaken to investigate the dynamic tunnel advance of two excavation methods: NATM versus A.DE.CO-RS. The purpose of the three-dimensional numerical analysis was to investigate the stress and strain behaviour of both methods taking into account the non-linear behaviour of the soil and the sprayed concrete.

1. INTRODUCTION

The use of horizontal rock bolts ahead of face (fibre-reinforced anchors, micropiles, and the like) to stabilise the “advance core” has been pursued in Italy since the early 1990s. With the introduction of this support ahead of face, tunnels were driven by means of full-face excavation. It was discovered that the measures at the core constituted a means of stabilising the tunnel. To make the design safe, the attention of the tunnel designer was directed to the interactive system “tunnel face - advance core”. This concept was systematically implemented, starting from soil investigation, design, construction, to monitoring. The tunnel advance concept was designed as an “industrial” one, which in part resulted in exceptionally high advance rates. The system was named A.DE.CO-RS (acronym of the Italian term for Analysis of Controlled Deformations in Rock and Soils).

In comparison, in the classic NATM attention is basically paid to the deformations of the shotcrete lining. The three essential characteristics are:

- ground considered as a load-bearing element (either existing or mobilized)
- reduction of deformations using shotcrete, steel ribs and rock bolts
- systematic measurements

The classic NATM can only be used with “relatively good” soil conditions and “ordinary” primary stresses. Further developments of the NATM and/or shotcrete construction method made use of elements for better control of the deformations. Advance conservation techniques, such as inclined face, face buttress, pre-cutting support techniques, horizontal face anchors, horizontal micropiles and advance improvement techniques, such as ground freezing, jet grouting and drainage systems were successfully applied.

This paper systematically studies the two methods NATM and A.DE.CO-RS under the same boundary conditions, with regard to mechanical behaviour taking account of the varying spatial behaviour in the course of the ongoing excavation process on the one hand, and on the other, with regard to construction management aspects.

2. EXCAVATION METHODS CONSIDERED

In the New Austrian Tunnelling Method (NATM) the initial support to the rock is provided by a shotcrete primary lining including steel ribs and mesh reinforcement, rock bolts and spiles. This yielding support reduces the rock pressure through movements. The pressure is redistributed to the surrounding rock. According to Rabcewicz (1944) a “load-bearing ring” of the rock is thus mobilised. It is only after the rock deformations have subsided that the final lining will be installed. This makes the final lining subject to less stresses, allowing the installation of a lining of significantly less thickness.

In the A.DE.CO-RS method new terms of reference were introduced in order to describe the deformation response globally:

- 1) The advance core is the volume of ground that lies ahead of face with a height and diameter approx. the same size as the diameter of the tunnel.
- 2) the extrusion is the deformation response inside the advance core depending on the strength and deformation properties of the core,
- 3) the pre-convergence is the convergence of the theoretical profile of the tunnel ahead of face. It was determined that there is a close connection between extrusion of the core at the face and the phenomenon of pre-convergence of the tunnel.

Further, a consequent manifestation of instability was postulated (category A: fall of ground, category B: failure of the face and category C: collapse of the cavity). According to the method all deformation behaviours (extrusion, pre-convergence and convergence) and all manifestations of instability depend, directly or indirectly, on the rigidity of the advance core. Therefore the advance core was determined as a point of reference for the tunnel specifications. It is proposed to divide the underground works into the following phases: survey phase, diagnosis phase, therapy phase, construction phase and monitoring phase. Conservation techniques which are commonly used for the A.DE.CO-RS approach are summarized in Lunardi (2000), including an overview of additional literature.

V takovéto situaci se používá tužší tunelové ostění a rychlé uzavření spodní klenby/dna tunelu. Zajištění čelby hraje významnou roli jak z hlediska její stability, tak z hlediska omezení deformací nadloží. Rychlého uzavření spodní klenby lze dosáhnout buďto ražbou plným profilem (Colin & Neumann 2003; Marcher & John 2004), nebo ražbou s horizontálním členěním čelby a dočasným uzavřením dna kaloty. Další metody známé jako „metody vyztužování čelby“ používají injektované prvky přibližně rovnoběžné s osou tunelu aplikované z čelby: horizontální injektované sklolaminátové prvky jsou běžně používány v metodě A.DE.CO-RS (Lunardi 2000). Horizontální injektované trubky a mikropiloty se též používají v NRTM (Graf von Smettow 2004).

Tato kapitola popisuje hlavní výsledky 3D numerické analýzy zabývající se zvláštními rysy ražby plným profilem metodou A.DE.CO-RS s použitím horizontálních sklolaminátových kotevních prvků, které porovnává s výsledky ražby s horizontálním členěním výrubu na kalotu, jádro a počvu v souladu se zásadami NRTM.

3.2 GEOMETRIE TUNELU

Pro modelování byl zvolen typický příklad silničního třípruhového tunelu používaného v Rakousku. Šířka tunelu je cca 14 m a výška cca 7 m. Plochá spodní klenba se nachází v hloubce cca 3,9 m pod úrovní vozovky. Plocha příčného řezu tunelu přibližně 140 m² odpovídá teoretickému průměru $D = 13,4$ m. Podzemní voda není ve výpočtu uvažována.

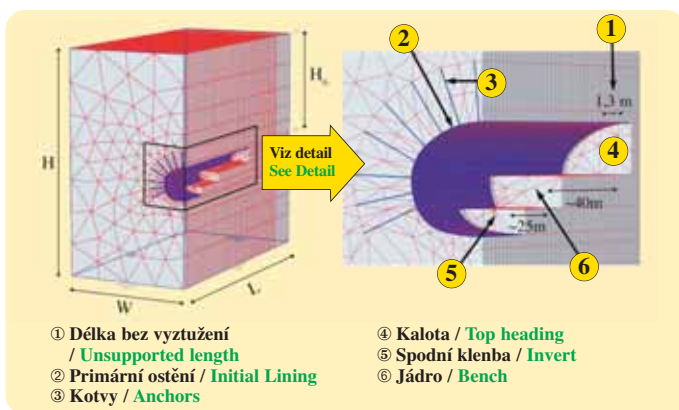
3.3 MODEL KONEČNÝCH PRVKŮ

Pro výpočet byl použit program pracující s 3D konečnými prvky: „Plaxis 3D Tunnel“ Brinkgreve et al. (2001). Díky symetrii úlohy mohla být modelována pouze polovina problému. Okrajové podmínky umožňují na bocích modelu vertikální deformace, spodní strana je plně upnutá a povrch je volný.

Volbu rozměrů matematického modelu určuje požadavek na minimální ovlivnění sledované oblasti ražby okrajovými podmínkami definovanými na hranici modelu. Toho je podle Maißnera (1996) dosaženo v případě, kdy vzdálenost okraje modelu od osy tunelu v horizontálním směru dosahuje 4- až 5násobku průměru tunelu (D) a spodní okraj modelu je vzdálen 2 až 3 násobky průměru tunelu pod jeho dnem. Délka modelu závisí na modelované metodě ražby s uvažováním odpovídajících fází výstavby v podélném směru.

Horninu modelují 15uzlové klínové elementy s použitím Mohr-Coulombova konstitutivního modelu. Časově závislé chování stříkaného betonu (dotvarování a zpevnění) je zohledněno použitím dvou tuhostí modelovaného ostění John et al. (2003). Pro časový okamžik krátce po aplikování stříkaného betonu slouží „mladý“ beton s modulem pružnosti $E = 7500$ MN/m². Pro modelování dlouhodobého působení byl použit „vzrálý“ stříkaný beton s modulem pružnosti $E = 15000$ MN/m². Ke změně vlastností ostění došlo vždy ve vzdálenosti tří záběrů za čelbou tunelu, což přibližně odpovídá stáří betonu 2 až 3 dny.

Popis dalších prvků zajištění stability výrubu stejně jako popis jednotlivých fází ražby uvádíme pro každou zkoumanou metodu zvlášť.



- | | |
|--|--------------------------|
| ① Délka bez vyztužení / Unsupported length | ④ Kalota / Top heading |
| ② Primární ostění / Initial Lining | ⑤ Spodní klenba / Invert |
| ③ Kotvy / Anchors | ⑥ Jádro / Bench |

Obr. 1 FE model pro NRTM

Fig. 1 FE model for NATM

NRTM model:

- Ostění ze stříkaného betonu o tloušťce $d = 0,35$ m modelují deskové elementy.
- Kotvy – radiální SN kotvy osazené z tunelu modelují ekvivalentní deskové elementy délky 6 m. Aktivace kotev probíhá ve stejném kroku jako osazení ostění ze stříkaného betonu.
- Ocelové rámy model vzhledem k jejich nízké tuhosti neuvažuje. Důvodem je jejich velká osová vzdálenost a fakt, že jsou uloženy do stříkaného betonu (v případě čerstvého betonu nepůsobí).
- Jehly nebyly, vzhledem k malému statickému významu v modelu zohledněny – slouží převážně k zajištění bezpečnosti na čelbě.
- Zajištění čelby není uvažováno.

3. NUMERICAL ANALYSIS

3.1 INTRODUCTION

Tunnels at shallow depths, especially in combination with soft ground or weak rock, have to limit surface settlements. In this situation often rather stiff tunnel support and a quick invert closure are to be applied. Face support is needed in order to maintain face stability as well as to limit settlements. Quick invert closure is maintained either by special full face excavation methods such as reported in Colin&Neumann (2003) and Marcher & John (2004), or by multiple excavation methods such as the well known top heading invert arch of NATM. Other methods such as those called “face-reinforcing techniques” use longitudinal elements grouted into the face: horizontal fibre-glass pipes are generally applied in the A.DE.CO-RS method, i.e. in Lunardi (2000), horizontal grouting tubes or micropiles have recently been used in the NATM (i.e. Graf von Smettow (2004)). This chapter describes the main results of 3-D numerical studies to investigate the special features of a full-face excavation according the A.DE.CO-RS method using fibre-glass elements in front of the face in comparison to the classic NATM with heading, bench and invert excavation.

3.2 TUNNEL GEOMETRY

The example chosen represents a typical cross-section which is used in three-lane road tunnels in Austria. The tunnel has a cross-section with a height of approx. 7 m and a width of approx. 14 m. A flat invert arch has been assumed (approx. 3.9 m below street level). An equivalent tunnel area of 140 m² is considered, resulting in a theoretical tunnel diameter D of 13.4 m. The groundwater level was assumed to be below the tunnel.

3.3 FE MODEL

The 3D Finite-Element program “Plaxis 3D Tunnel” is used for the calculations, Brinkgreve et al. (2001). Because the geometry is symmetric only half the boundary problem needs to be considered. The circumferential boundaries are restrained in both the x and y directions. The ground surface is free to move, the bottom of the model is fully fixed.

The dimensions of the Finite-Element mesh are chosen in such a way that the impact of the cavity on the edges of the FE mesh has subsided. According to Meißner (1996) this is the case when the horizontal length of the mesh, from the tunnel axis to the edge, corresponds to 4-5 times the tunnel diameter (D) and the depth below the tunnel invert corresponds to 2-3 times the tunnel diameter. The length of the model depends strongly on the excavation method and has to be evaluated depending on the relevant excavation phases in longitudinal direction.

The ground is modelled with 15-node wedge elements using Mohr-Coulomb's constitutive model. In order to model time-dependent behaviour of the shotcrete (creep and hardening), two stiffnesses of the shotcrete lining (initial support measure) are taken into account, i.e. John et al. (2003). For a short time after tunnel lining installation “young” shotcrete with $E = 7500$ MN/m² is used. For a long-term period “mature” shotcrete with $E = 15000$ MN/m² is applied. This change of lining properties was activated three round lengths behind the face, which corresponds to a shotcrete age of approx. 2 - 3 days.

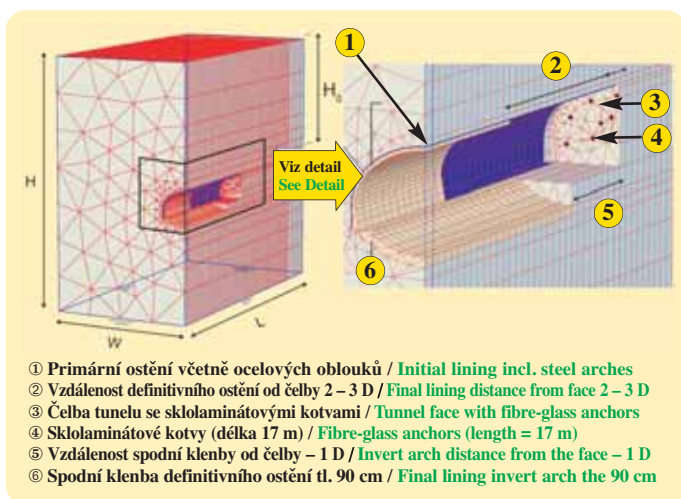
The specific characteristics of additional support measures as well as the specific excavation phases are described separately for the two excavation methods:

NATM model:

- The thickness of the shotcrete lining was assumed to be 35 cm.
- Rock bolts - radial SN anchors installed from the tunnel - were modelled by equivalent plate elements with a length of 6 m. The activation of the anchors was simulated parallel to the relevant activation of the shotcrete lining.
- The steel ribs (e.g. lattice girders) are not included in the FE calculations as they only increase the stiffness of the lining insignificantly due to the large distance between the steel ribs and due to the fact that the ribs are embedded in the shotcrete (not active in the elastic state of the shotcrete).
- Spiles are not included in the calculations as they are of little static relevance and mainly serve to provide occupational safety at the face.
- No support ahead of face was considered.
- The final lining was not taken into account as it will be installed after the rock deformations have subsided.
- Excavation phases: the “step-by-step tunnelling sequence” was applied using the phased analysis option available in the FE program used. Separate excavation phases for heading, bench and invert each with separate application of the young/mature shotcrete were considered. A round length of top heading excavation of 1.3 m was used. The subsequent excavations of bench and invert were minimized by following the heading excavation at a distance of approx. 30 m and 45 m respectively in order to reduce the model length to save computation time.

A.DE.CO-RS model:

- The thickness of the shotcrete lining in the tunnel heading was assumed to be 30 cm.
- No rock bolts were used.



Obr. 2 FE model pro A.DE.CO-RS
Fig. 2 FE model for A.DE.CO-RS method

- Sekundární ostění není uvažováno, jelikož se osazuje po odeznění deformací.
- Postup ražby s délkou záběru 1,3 m byl modelován krok za krokem se zohledněním jednotlivých fází ražby kaloty, jádra a počvy včetně postupného „zrání“ betonu. Ražba jádra následovala ražbu kaloty ve vzdálenosti 40 m. Ražba počvy následovala za dalších 25 m. Tyto vzdálenosti, ve skutečnosti mnohem větší, zde byly zvoleny tak, aby čas potřebný k provedení výpočtu nepřesahoval „rozumné“ meze.

A.DE.CO-RS MODEL:

- Ostění ze stříkaného betonu o tloušťce $d = 0,30$ m modelují deskové elementy.
- Kotvy – žádné radiální kotvy nebyly použity.
- Ocelové rámy – dva profily HEB 180 osazované v každém záběru délky 1,3 m jsou ve výpočtu zohledněny. Důvodem je jejich tuhost a okamžitá aktivace na líci výrubu (působí ihned po osazení).
- Jehly nebyly použity.
- Pro výtěž jádra tunelu před čelbou byly použity sklolaminátové elementy. Jednu kotvu tvoří tři sklolaminátové pásky 40 mm x 6 mm a injektážní trubka. V modelu nahrazuje z důvodu úspory výpočetního času vždy čtyři kotvy délky 17 m jedna kotva s ekvivalentními parametry o průměru $0,4$ m. Pro vystižení reálného chování kotvy bylo použito kritérium Mohr-Coulombova porušení.
- Sekundární ostění modelují objemové prvky (15 uzlové klíny) s pružným chováním. Modul pružnosti betonu odpovídal dané třídě betonu. Tloušťka ostění byla uvažována v klenbě 45 cm, respektive v počvě 90 cm.
- Ražba byla modelována jako ražba plným profilem. Pouze malá část dna byla vytěžena (deaktivována) těsně před betonáží spodní klenby ve vzdálenosti cca 10 m (přibližně $1\varnothing$ tunelu) od čelby. Délka záběru byla $1,3$ m. K osazení sekundárního ostění došlo ve vzdálenosti cca 25 m od čelby.

3.4 GEOTECHNICKÉ PARAMETRY HORNINOVÉHO MASIVU

Ražba byla uvažována v homogenním horninovém prostředí. Analýza probíhala pro dva zvolené typy prostředí popisující relativně rozvolněnou horninu, jako je vápenec různého stupně zvětrání a rozkladu, obsahující polohy jílovců, prachovců, slínů a slínovců.

Typ horniny Ground type	Modul pružnosti E E modulus [MN/m ²]	Pevnostní parametry Strength φ [°] c [kN/m ²]
I	300	27,5 150
II	140	25 65

Tab. 1 Parametry horninového masívu
Table 1 Ground Properties

Do modelu dále vstupovala objemová hmotnost zeminy $\gamma = 24$ kN/m³ a Poissonova konstanta $\nu = 0,25$. Výška nadloží tunelu dosahovala 40 m. Primární napětí definovala objemová hmotnost γ a koeficient bočního tlaku $K_0 = 0,5$.

3.5 POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ

Vznik napěťové klenby:
Provedení každého záběru vyvolává změny v polích napětí a deformaci v okolí výrubu. Tyto změny nejsou zatím přímo zachycovány ostěním (ostění není v daném záběru zatím osazeno), a proto se vynášejí na ostění již dříve

- The steel ribs were taken into account as they are placed on the outer side of the initial support shotcrete and therefore act immediately as a support measure (active in the elastic state of the shotcrete). Two HEB180 ribs were installed after each round length of 1.3 m.
- No spiles were used.
- For the support ahead of face fibre-glass structural elements were considered. One anchor consists of three fibre-glass plane elements 40×6 mm and grouting pipes. Four face anchors in reality are replaced by one equivalent numerical anchor placed in the centre of gravity of the replaced anchors (to save computation time). The active length of the anchors in front of the face is constantly approx. 17 m. The anchors are modelled with a diameter of 0.4 m. In order to describe a realistic material behaviour the anchors are modelled with the Mohr Coulomb failure criterion.
- The final lining is modelled by means of volume elements (15-node wedge elements) with an elastic behaviour. The modulus of the concrete of the final lining is determined according to the predetermined concrete class. The thickness of the final lining heading has been assumed to be 45 cm and that of the invert arch to be 90 cm.
- Excavation phases: a “step-by-step tunnelling sequence” was applied using the phased analysis option available in the FE program used. The excavation is carried out as nearly full-face excavation. Only the area of the tunnel invert has to be excavated just before casting the final invert lining approx. 10 m behind the face. A round length of 1.3 m is used. The final lining of the heading follows the face at a distance of approx. 25 m.

3.4 GROUND PROPERTIES

Excavation through homogeneous ground was considered. Two different ground types were selected in the analysis describing relatively weak rock, such as limestone of varying degrees of weathering and disintegration, consisting of platy alternate bedding of dense claystone, siltstone, marl and marlstone.

A unit weight of $\gamma = 24$ kN/m³ was assumed with Poisson’s ratio of $\nu = 0.25$. The overburden of the tunnel is chosen to be 40 m. The initial stress conditions in the ground are defined by the specific weight γ and the coefficient of lateral earth pressure $K_0 = 0.5$.

3.5 COMPARISON OF NUMERICAL RESULTS

Stress arching: Every excavation state implies a change to the stresses and strains around the tunnel. Especially in the intermediate construction stages the structure is subject to the greatest amount of stress as the disturbance is not yet fully supported by the lining.

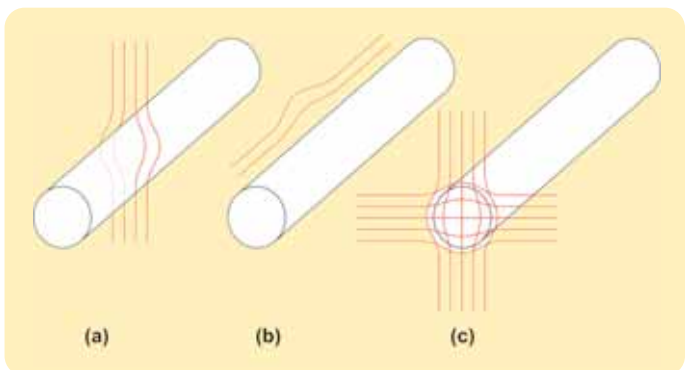
Generally the pre-existing stresses in the rock mass will be deviated by the tunnel excavation and will be channelled around the tunnel. This redistribution of stresses takes place as (see Figure 3):

- a) arching effect around the tunnel,
- b) arching effect along the tunnel axis,
- c) dome effect in front of the tunnel.

The combination of these effects determines the resulting stress and strain state.

Fig. 4 compares the stress states at the face, depicting the principal stress trajectories (mean effective stress crosses) of the two tunnel excavation methods. While the NATM excavation only mobilises small stresses arching ahead of face, the A.DE.CO-RS advance shows marked stress effects:

- as a result of support ahead of face (face reinforcement) the dome effect in front of the face is much more pronounced.
- the short distance of the invert to the face leads to stress arching which extends from ahead of the face to below the rigid support of the invert.
- the relatively short distance of the permanent lining to the face results in marked stress arching between face and permanent lining longitudinally above the crown. A comparison shows that the shape of the cross-section and the face as well as



Obr. 3 Typy napěťové klenby
Fig. 3 Mechanisms of stress arching

zabudované a do okolního horninového masívu před čelbou, tvořící tak zvanou napětovou klenbu.

Obecně dochází vlivem ražby k porušení existujícího pole napětí a následnému přeskupení napětí v okolí tunelu. Toto přeskupení lze přibližně rozdělit do následujících složek (viz obr. 3):

- Příčná napětová klenba.
- Podélná napětová klenba.
- Oblast zvýšených napětí před čelbou ve tvaru kopule.

Kombinace výše uvedených efektů určuje výsledné pole deformací a napětí.

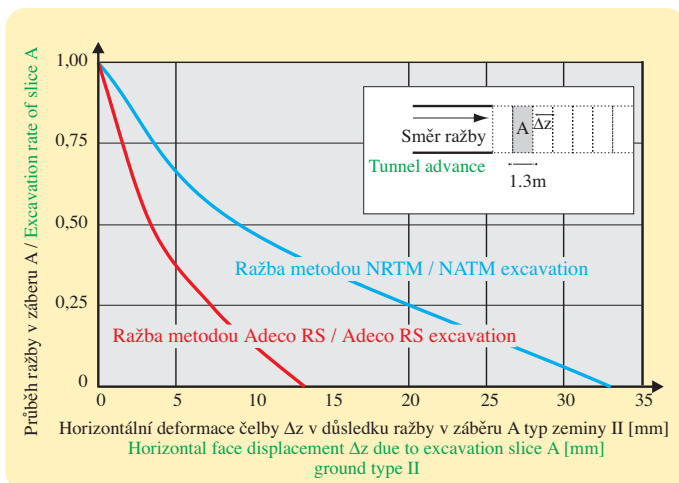
Na obr. 4 jsou porovnávána pole hlavních napětí obou zkoumaných metod, vyjádřené vektory hlavních napětí. Zatímco v případě NRTM dochází pouze k omezené mobilizaci napětí před čelbou, v případě metody A.DE.CO-RS jsou zřetelné následující složky:

- Klenbový efekt před čelbou, způsobený horizontálním vyztužením jádra.
- Malý odstup spodní klenby umožňující vytvoření horninové klenby mezi čelbou a tuhou spodní klenbou tunelu.
- Relativně malý odstup sekundárního ostění od čelby umožňující vznik horninové klenby nad tunelem v podélném směru. Srovnání ukazuje, že tvar příčného řezu tunelu a čelby stejně jako tuhost horniny před čelbou výrazně ovlivňují pole napětí a přetvoření. Příčný řez by měl být pokud možno kruhového tvaru a čelba by měla mít tvar vypouklý.

Podélné horizontální deformace čelby tunelu: efekt vyztužení jádra/čelby znázorňuje obr. 5 v grafu postupu ražby jednoho záběru (Plaxis: MStage 0-1) v porovnání s horizontálními deformacemi čelby Δz v úrovni přibližně 2 m pod vrcholem kaloty tunelu. V tomto kontextu lze postup ražby, resp. deaktivování jednoho záběru uvažovat jako postupné uvolňování stabilizačního tlaku na čelbu. Srovnání ražby kaloty NRTM a ražby plným profilem metodou A.DE.CO-RS s ohledem na horizontální deformace ukazuje, že tyto jsou výrazně menší v případě vyztuženého jádra/čelby dle metody A.DE.CO-RS. V případě NRTM je plocha výrubu mnohem menší, a přesto dochází k rychlému nárůstu deformací čelby, což indikuje vysoký stupeň mobilizování pevnosti masívu a vznik plastických zón v okolí čelby tunelu.

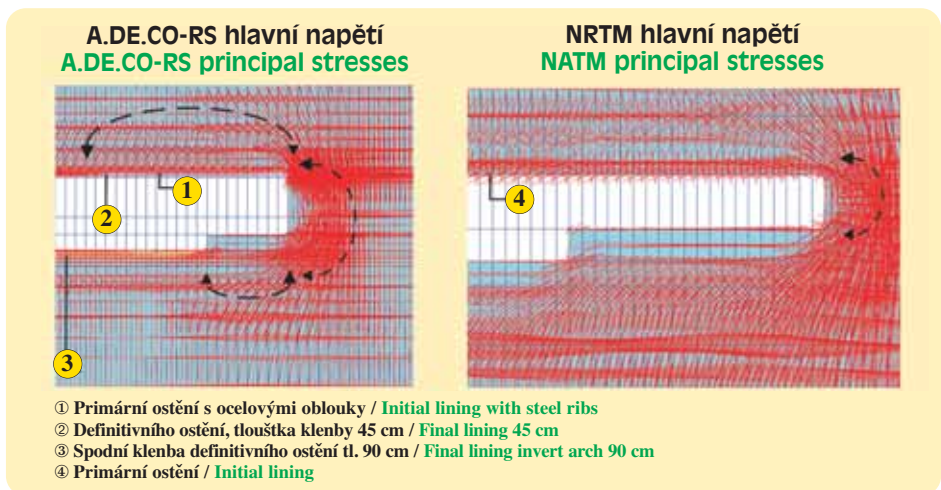
Součet přírůstků horizontálních deformací čelby jako funkce postupu ražby tunelu nazývá prof. Lunardi mírou extruze čelby tunelu. Z obr. 6 je zřejmé, že míra extruze dosahuje v případě ražby kaloty podle zásad NRTM více než třikrát větších hodnot než v případě ražby plným profilem podle zásad metody A.DE.CO-RS.

Vertikální deformace v místě čelby: Někteří autoři jako Kovari (2000), Lunardi (2000), Brandl (2000), Poma (2000) a Yoo & Shin (2003) prokázali pozitivní efekt vyztužení čelby jak na velikost vertikálních deformací vrcholu tunelu, tak na deformace nadloží. Graf v levé části obr. 7 znázorňuje vertikální deformace bodu ve vrcholu tunelu. Pokud jsou vertikální deformace vykresleny jako funkce postupu ražby, je zřejmé, že počátek pre-konvergence (Lunardi 2000) je vzdálen od čelby tunelu. Velikost deformací závisí na pevnostních a deformačních vlastnostech masívu před a v okolí čelby (viz pravá část obr. 7).



Obr. 5 Podélné horizontální deformace čelby – posunutí v pruhu A: NRTM versus A.DE.CO-RS

Fig. 5 Face axial displacements due to excavation of slice A: NATM versus A.DE.CO-RS



Obr. 4 Pole hlavních napětí, ražba dle NRTM (vpravo); ražba dle A.DE.CO-RS (vlevo)

Fig. 4 Resulting mean effective stresses due to NATM excavation (right) and A.DE.CO-RS excavation (left)

the stiffness of the area ahead of the face decisively influences the stress and deformation state. The cross-section should be as circular in shape as possible and the face should have a concave shape.

Axial Deformation at the Tunnel Face: The effect of face reinforcement is illustrated in Fig. 5 in a plot of the excavation rate (Plaxis: MStage 0 ÷ 1) of slice A versus the horizontal face displacement Δz approximately 2 m below the crown. In this context the excavation rate of slice A should be considered as various stages of face pressure release. A comparison of the NATM top heading excavation with the full face excavation of A.DE.CO-RS with respect to this deformation behaviour indicates that the face axial displacement is significantly reduced for face reinforcement with the A.DE.CO-RS method. In NATM excavation the face area is much smaller but still there is a rapid increase in horizontal face displacement. This indicates a high degree of full mobilisation of strength (plastic zones) around and in front of the tunnel face.

This accumulative increase of the horizontal face displacements as a function of the tunnel advance has been determined by Lunardi (2000) as the *extrusion rate* of the tunnel face. Fig. 6 illustrates that this extrusion rate for the case of top heading excavation (NATM) is more than three times higher than in case of face excavation according to the A.DE.CO-RS method.

Vertical Displacements at the Tunnel Face: Several authors, such as Kovari (2000), Lunardi (2000), Brandl (2000), Poma (2001) and Yoo & Shin (2003) have proven that the effect of face reinforcement affects the vertical deformations on the tunnel crown as well as on the surface positively. The plot in Fig. 7 (left) illustrates a point located on the crown of the tunnel still to be excavated (slice 21). When plotting the vertical displacement on a graph as a function of the tunnel advance it can be visualized that the *pre-convergence* (as determined by Lunardi (2000)) starts at a certain distance of the considered point from the tunnel face. The amount of settlement depends on the strength and deformation properties of the ground in front of the tunnel face (see Fig. 7, right).

Pre-convergence rate of both methods is almost the same, the convergence rate after installation of the initial support is slightly higher with NATM excavation. However, for both methods poor soil conditions considerably increase the settlement for both pre-convergence and convergence.

Settlement behaviour: Fig. 8 indicates that both methods, A.DE.CO-RS with full-face excavation and NATM with top heading excavation, show a similar settlement behaviour. The reason is the fact that the A.DE.CO-RS method uses face reinforcement, whereas the NATM excavation face area is much smaller.

3.6 SENSITIVITY ANALYSIS

The above calculations for A.DE.CO-RS were carried out assuming that the final invert lining is approx. 10 m behind the face. The final lining of the heading follows the face at a distance of approx. 25 m.

Additional calculations were done with a greater distance of the final lining from the face.

The distances of the final lining to the face depicted in Fig. 9 (left) significantly limit the possibility of a backup system suitable for construction. That is why numerical studies were undertaken to determine the influence on the system behaviour when changing the backup of the final lining. The sensitivity analyses show that the system reacts very sensitively when changing the distance of the invert arch of the final lining (marked increase of deformations), while much smaller displacements occur when the distance of the upper part of the final lining is changed. The reasons are, in addition to the assumed ground properties, especially the already rather stiff primary support on account of the massive steel ribs. The distance depicted in Fig. 9 (right) of the final lining to the face result in

Pre-konvergence dosahuje v případě obou metod skoro stejných hodnot, konvergence jsou v případě ražby kaloty podle NRTM mírně vyšší. Ve zhoršených geotechnických podmínkách dochází k výraznému nárůstu jak pre-konverzí, tak konverzí.

Deformace nadloží: Z obr. 8 je zřejmé, že jak metoda A.DE.CO-RS s ražbou plným záběrem, tak NRTM s ražbou kaloty vykazují obdobné deformace nadloží. Shodu způsobuje v případě metody A.DE.CO-RS vyztužení jádra/čelby, v případě NRTM mnohem menší plocha výrubu.

3.6 CITLIVOSTNÍ ANALÝZA

Kromě výše popsaného modelu pro metodu A.DE.CO-RS založeného na předpokladu zabudování definitivního ostění dna tunelu ve vzdálenosti 10 m, resp. konstrukce horní klenby ve vzdálenosti 25 m od čelby tunelu, byla provedena analýza pro případ zabudování definitivního ostění ve větší vzdálenosti od čelby. Malá vzdálenost mezi čelbou a místem, kde je osazováno definitivní ostění, výrazně ztěžuje koordinaci výstavby. Proto byla vypracována studie zkoumající chování systému při zvětšení vzdálenosti mezi čelbou a definitivním ostěním. Analýza prokázala citlivou reakci systému na změnu vzdálenosti osazování definitivního ostění dna tunelu (nárůst deformací), zatímco v případě většího odstupe zabudování definitivního ostění klenby nedocházelo k výraznému nárůstu deformací. Důvodem je masivní primární ostění klenby s tuhými ocelovými rámy. Větší vzdálenost zabudování definitivního ostění klenby od čelby tak, jak ukazuje obr. 9 vpravo, nepůsobuje výraznější nárůst deformací vzhledem k původnímu rozvržení podle obr. 9 vlevo a dává více manipulačního prostoru stavbě. Nicméně je třeba mít na zřeteli, že tyto výsledky jsou platné jen v uvažovaném rozsahu vlastností horninového masívu. V méně kvalitních horninách nelze tento jev očekávat.

3.7 SHRNUTÍ

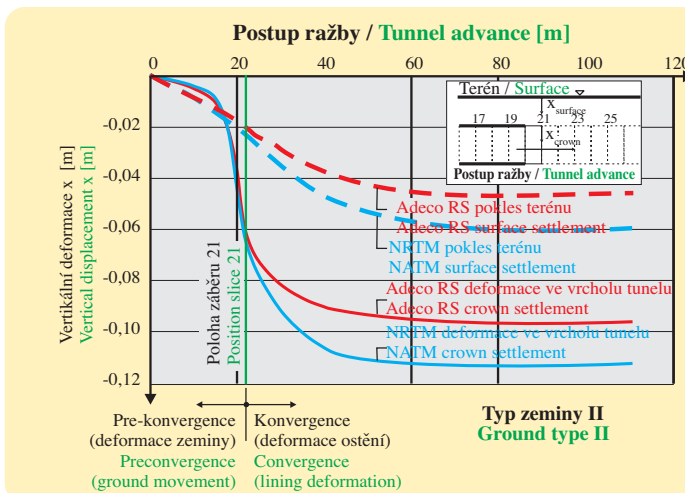
Úkolem studie bylo srovnání klasické NRTM s horizontálním členěním výrubu na kalotu, jádra a počvu s metodou A.DE.CO-RS. Z tohoto důvodu byl použit takřka shodný příčný řez. Parametry horninového masívu byly zvoleny tak, aby čelba zůstala stabilní bez dalších podpůrných opatření. Za těchto podmínek bylo ukázáno:

Tvar příčného řezu tunelu a čelby stejně tak jako tuhost horniny před čelbou výrazně ovlivňují pole napětí a přetvoření. Příčný řez by měl být pokud možno kruhového tvaru a čelba by měla být vypouklá.

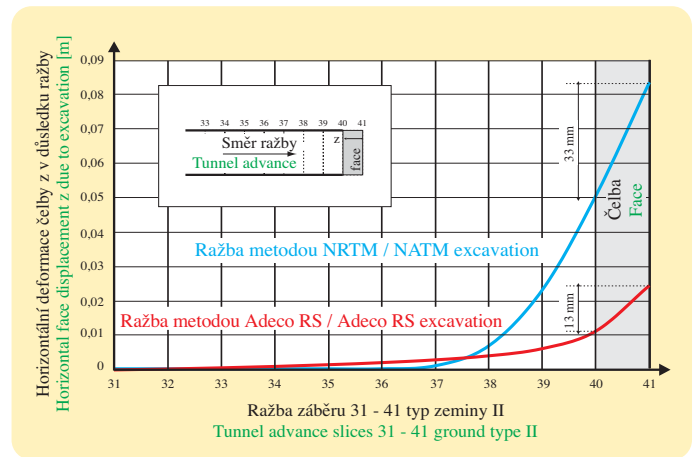
Deformace v ose tunelu jsou zřetelně menší, použije-li se vyztužení čelby/jádra. V případě NRTM dochází přes mnohem menší plochu výrubu k rychlému nárůstu deformací čelby. Tento nárůst indikuje vysoký stupeň využití pevnosti horniny v oblasti čelby.

Horizontální vyztuž čelby/jádra příznivě ovlivňuje jak vertikální deformace vrcholu tunelu, tak deformace nadloží.

V daných podmínkách se ukázalo, že obě tunelovací metody dávají obdobné výsledky. Velké deformace nevyztuženého jádra jsou vykompenzovány výrazně menší plochou členěného výrubu. Je třeba zdůraznit, že v případě zhoršených podmínek ražby (méně příznivé rozdělení primárního napětí a/nebo málo soudržné až nesoudržné horniny) se výhody A.DE.CO-RS ve srovnání s NRTM výrazně zvyšují. Numerické srovnání NRTM rozšířené o další podpůrné opatření (např. mikropilotové deštníky, dočasné uzavření dna kaloty) s A.DE.CO-RS za nepříznivých geotechnických podmínek může poskytnout na toto téma další informace.



Obr. 7 Vertikální deformace čelby: NRTM versus A.DE.CO-RS
Fig. 7 Vertical displacements at the tunnel face: NATM versus A.DE.CO-RS



Obr. 6 Vývoj podélných horizontálních deformací v závislosti na ražbě: NRTM versus A.DE.CO-RS
Fig. 6 Accumulative development of axial displacements due to excavation: NATM versus A.DE.CO-RS

negligible larger deformations as compared to the initial situation (Fig. 9 – left) which significantly facilitate the practical work sequence. However, it has to be noted that this sensitivity analysis is only valid under the assumption of the considered range of ground properties. With markedly poorer soil parameters these effects cannot be expected.

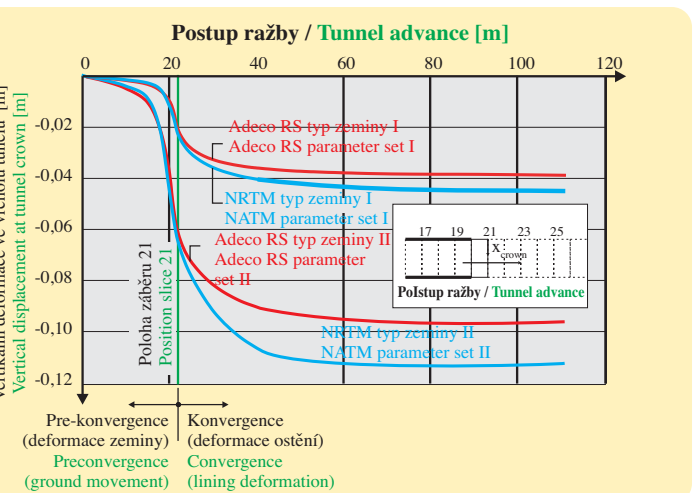
3.7 SUMMARY

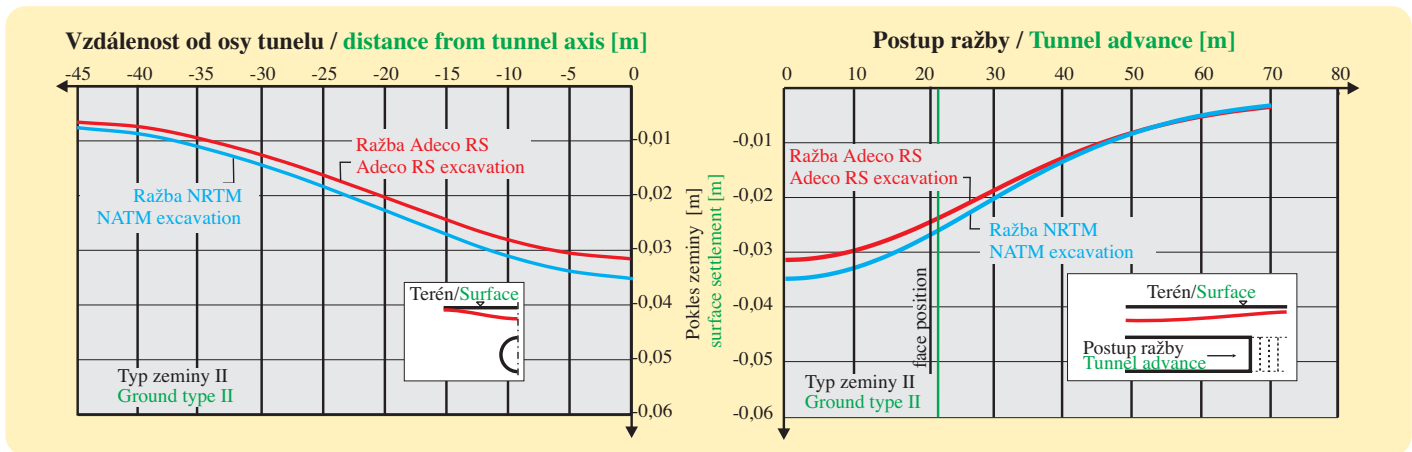
The objective of this study was to compare the classic NATM, which uses sequential excavation (heading, bench, invert) to the A.DE.CO-RS method. To this end almost equal tunnel cross-sections were used. The soil parameters were chosen in such a way that the face of the top heading remains stable even without any additional face support. A comparison under these boundary conditions shows that:

- the shape of the cross-section and the face as well as the stiffness of the area ahead of the face decisively influences the stress and deformation state. The cross-section should be as circular in shape as possible and the face should have a concave shape.
- the face axial displacement is significantly reduced for the case of face reinforcement. In NATM excavation the face area is much smaller but still there is a rapid increase in horizontal face displacement indicating full mobilisation of strength in front of the face.
- face reinforcement affects the vertical deformations on the tunnel crown as well as on the surface (settlement behaviour) positively.

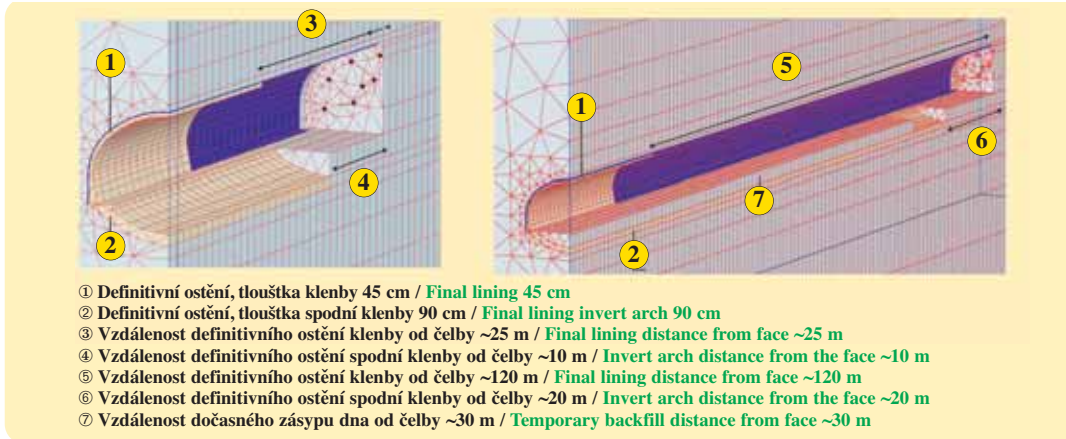
Under the given boundary conditions it becomes apparent that the two excavation methods yield equal results. The larger deformation of the advance core in NATM advance is compensated by a significantly smaller face area when using sequential excavation.

However, it has to be noted that in case of markedly poorer advance conditions (unfavourable primary stresses and/or slightly cohesive to non-cohesive soils) the advantages of the A.DE.CO-RS method as compared to classic NATM increase markedly. A numerical comparison of an extended NATM advance with additional and constant measures (e.g. pipe arch and top heading invert arch) to the A.DE.CO-RS method under unfavourable geomechanical





Obr. 8 Deformace nadloží způsobené ražbou tunelu: v příčné směru (vlevo) a v ose ražby (vpravo)
Fig. 8 Surface settlement due to excavation advance: tunnel cross section (left) and longitudinal direction (right)



Obr. 9 A.DE.CO-RS: Variace vzdáleností osazování sekundárního ostění od čelby tunelu
Fig. 9 A.DE.CO-RS: Variation of the distance of the final lining from the tunnel face

conditions would yield further information on this issue.

4. CONCLUSIONS

A.DE.CO-RS or NATM? In general it is always difficult to figure out the most economic method for a specific project.

The numerical studies show that the two advance methods – at least for the given range of soil parameters – provide comparable results. The FE results illustrate that especially the face reinforcement positively influences the deformation mechanisms allowing to excavate larger cross sections. The potential of a greater degree of mechanisation by using A.DE.CO-RS has to be compared with the higher flexibility afforded by NATM. A great part of the cost advantages that result from increased efficiency by using an “industrial” full face excavation are lost due to expensive arrangements for the support ahead of face, for heavier primary lining and for a thicker mostly reinforced inner lining. The Eisenbahn-Hochleistungsstrecken AG in Austria in their latest call for tenders provide the possibility of offering NATM and/or another option, e.g. TBM drive. This scheme allows an excellent comparison of these two excavation methods. To broaden the knowledge by using A.DE.CO-RS it is very important for both the contractors and clients to open the calls for tenders in Austria especially to the A.DE.CO-RS method as well.

DR. DIPL-ING. THOMAS MARCHER,

ING. FILIP JIRIČNÝ, e-mail: filip.jiricny@ibk.ilf.com
ILF Consulting Engineers, Rum/Innsbruck, Rakousko

4. ZÁVĚR

A.DE.CO-RS nebo NRTM? Obecně lze vždy obtížně stanovit nejvhodnější metodu výstavby pro daný projekt. Studie ukazuje, že obě metody poskytují alespoň pro dané parametry horninového masívu srovnatelné výsledky. Numerické výsledky ukazují pozitivní vliv vyztužení čelby/jádra na vývoj deformací a možnost ražby s velkou plochou výrubu.

Potenciál vysokého stupně mechanizace ražby musí být srovnán s vysokou přizpůsobivostí NRTM. Velká část pozitivního efektu možnosti využití vysokého stupně mechanizace ražby kompenzují náklady na vyztužení jádra, tužší primární a silnější definitivní ostění. Rakouská společnost Eisenbahn-Hochleistungsstrecken AG ve svých posledních soutěžních podmínkách umožnila nabízet kromě NRTM i jiný způsob výstavby tunelů např. prostřednictvím TBM. Toto umožňuje výtečné srovnání těchto dvou metod. Aby došlo k rozšíření povědomí o možnosti použití metody A.DE.CO-RS, je jak pro dodavatele, tak pro zákazníka důležité otevřít výběrová řízení i pro metodu A.DE.CO-RS.

DR. DIPL-ING. THOMAS MARCHER,
ING. FILIP JIRIČNÝ, e-mail: filip.jiricny@ibk.ilf.com
ILF Consulting Engineers, Rum/Innsbruck, Rakousko

results. The FE results illustrate that especially the face reinforcement positively influences the deformation mechanisms allowing to excavate larger cross sections.

The potential of a greater degree of mechanisation by using A.DE.CO-RS has to be compared with the higher flexibility afforded by NATM. A great part of the cost advantages that result from increased efficiency by using an “industrial” full face excavation are lost due to expensive arrangements for the support ahead of face, for heavier primary lining and for a thicker mostly reinforced inner lining. The Eisenbahn-Hochleistungsstrecken AG in Austria in their latest call for tenders provide the possibility of offering NATM and/or another option, e.g. TBM drive. This scheme allows an excellent comparison of these two excavation methods. To broaden the knowledge by using A.DE.CO-RS it is very important for both the contractors and clients to open the calls for tenders in Austria especially to the A.DE.CO-RS method as well.

DR. DIPL-ING. THOMAS MARCHER,

ING. FILIP JIRIČNÝ, e-mail: filip.jiricny@ibk.ilf.com
ILF Consulting Engineers, Rum/Innsbruck, Rakousko

LITERATURA / REFERENCES

- [1] L. Rabcewicz: Patentschrift, Österreichisches Patent Nr. 165573, 1944.
- [2] P. Lunardi: The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils, T&T International, May 2000.
- [3] E. Colin, C. Neumann: LaserShell leads the way for SCL tunnels. T&T International, June 2003.
- [4] T. Marcher, M. John: Numerical Analysis of the LaserShell-Construction Method for the Heathrow Terminal 5 Tunnels, in: Geotechnical Innovations (Editor: P.A. Vermeer), to be published 2004.
- [5] T. Graf von Smettow, J.-R. Fennker: Berücksichtigung von Düsenstrahl-Säulen und Ortsbrustankern beim Nachweis der Ortsbruststabilität, in: Tagungsband zum 4.Kolloquium Bauen in Boden und Fels, 20. und 21. Januar 2004, TAE Esslingen (D).
- [6] R.B.J. Brinkgreve, P.A. Vermeer: User Manual for PLAXIS 3D-Tunnel, Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 2001.
- [7] Meißner H.: Tunnelbau unter Tage, Empfehlungen des Arbeitskreises 1.6, „Numerik in der Geotechnik“, Abschnitt 2, Geotechnik 19, 1996, S. 99-108.
- [8] M. John, B. Mattle: Factors of shotcrete lining design, T&T International, October 2003.
- [9] K. Kovari, P. Lunardi: On the observational method in tunneling, Keynote Lecture, GeoEng 2000.
- [10] H. Brandl: Ground support – reinforcement – composite structures, Keynote Lecture, GeoEng 2000..
- [11] A. Poma: Die Stabilisierung der Ortsbrust mit GFK-Ankern, Felsbau 19, 2001.
- [12] C. Yoo, H.-K. Shin: Deformation behaviour of tunnel face reinforced with longitudinal pipes – laboratory and numerical investigations, Tunnelling and Underground Space Technology 18, 2003.

Na pamiatku Prof. Ing. Juraja Mencla /In commemoration of Prof. Ing. Juraj Mencl

Dňa 13. 2. 2005 vo veku 89 rokov zomrel vzácný človek, tunelársky odborník, pamätník éry výstavby železničných tunelov na Slovensku, Prof. Ing. Juraj Mencl.

Prof. Ing. Juraj Mencl sa narodil 18. januára 1916 v Plzni v rodine stavebného inžiniera. Rodinné zázemie predurčilo jeho ďalší osud. Po maturite sa zapísal na Fakultu inžinierskeho staviteľstva ČVUT v Prahe, ktorú absolvoval s vyznamenaním v roku 1939. Po získaní inžinierskeho diplomu odišiel na Slovensko, kde žil a pôsobil do svojej smrti.

Prvým pôsobiskom mladého inžiniera bola firma J. V. Velfík v Prahe, u ktorej pracoval ako stavbyvedúci na stavbe železničného tunela na trati Banská Bystrica – Dolná Štubňa. Neskôr, počas neľahkých rokov 2. svetovej vojny pôsobil na stavbách tunelov pri Tisovci a Starej Lubovni.

Po znárodnení stavebníctva pracoval Ing. Mencl v stavebných závodoch v Bratislave. V roku 1953 nastúpil ako docent pre odbor Tunely a mechanizácia stavieb na katedru dopravných stavieb vtedajšej Fakulty inžinierskeho staviteľstva SVŠT. Odovzdával študentom svoje bohaté praktické poznatky v rámci predmetov Mechanizácia a realizácia stavieb, Podzemné stavby, Štôlne a tunely, Lomárstvo a Mechanika skalných hornín. Od roku 1962 pôsobil na katedre zakladania stavieb, geológie a priehrad (dnešnej katedre geotechniky). V roku 1965 bol menovaný profesorom pre odbor Teória a konštrukcie inžinierskych stavieb. Niekoľko rokov zastával funkciu prodekanu Stavebnej fakulty pre vedu a výskum. Bol spoluautorom 2 významných knižných publikácií a autorom niekoľkých titulov skrípt.

Obdobie normalizácie tvrdo zasiahlo do života Prof. Mencla. Hoci nebol politicky činný, v roku 1971 bol nútený z SVŠT odísť a opustiť pedagogickú prácu, ktorú mal rád, pri ktorej sa tešil pre svoju vysokú odbornosť a pedagogické majstrovstvo obľube poslucháčov. Odišiel na Výskumný ústav inžinierskych stavieb. Bol jedným z najlepších teoretikov-staviteľov v odbore podzemných stavieb v Československu. Pracoval na významných úlohách zameraných na výstavbu podzemných dráh v Prahe a Bratislave, na výstavbe prečerpávacích vodných elektrární Čierny Váh a Dlouhé Stráne, na výstavbe Strahovského tunela atď.

Po novembri 1989 sa Prof. Mencl vrátil na katedru geotechniky ako emeritný profesor, kde bol jej platným členom. Ochtne radil doktorandom, diplomantom a mladým pracovníkom katedry a pomáhal aj v pedagogickom procese. Zapájal sa do riešenia expertíz a iných úloh pre stavebnú prax. Bol aktívnym členom Slovenskej tunelárskej asociácie ITA, predsedom odbornej skupiny pre podzemné stavby v Zväze stavebných inžinierov a bohato sa zapájal do publikačnej činnosti v odborných časopisoch. Z jeho skúseností čerpajú tunelári na Slovensku aj v Čechách, kde bol pravidelne prizývaný k spolupráci.

To však bola len profesionálna dimenzia Prof. Mencla. Druhá, ľudská, bola tiež nezvyčajne široká. Zaujímal sa o dejiny, literatúru, hudbu, bol dokonale zorientovaný v geopolitike. Bol výborným znalcom geológie a geografie Česka, Slovenska a strednej Európy, s ktorou sa aj prakticky oboznámil ako aktívny turista.

Prof. Ing. Juraj Mencl svojim ľudským i odborným záberom obsiahol širokú oblasť. Bol osobnosťou s morálnymi zásadami a s korektným vzťahom k iným. Jeho bohatý život sa uzavrel, ale hodnoty, ktoré vytvoril, žijú ďalej a zostanú navždy v pamäti všetkých, ktorí sme ho poznali. Česť jeho pamiatke.

*Vedenie Stavebnej fakulty STU v Bratislave
Komitét Slovenskej tunelárskej asociácie ITA/AITES*



On 13/2/2005, an outstanding man, tunnelling expert remembering the era of railway tunnels being constructed in Slovakia, Prof. Ing. Juraj Mencl died aged 89.

Prof. Ing. Juraj Mencl was born in Plzen, in a family of a civil engineer, on 18 January 1916. His further fate was predetermined by his family background. After passing the examination for school-leaving certificate, he entered the Faculty of Civil Engineering of the Czech Technical University in Prague. He graduated with a magna cum laude in 1939. After graduation he left for Slovakia, where he lived till his death.

The first employer of the young engineer was a Prague-based company J.V.Velfík. He worked with them as a site agent on the construction of a tunnel on the railway line Banská Bystrica – Dolná Štubňa. Later, during the difficult years of the World War II, he worked on tunnel constructions near Tisovec and Stará Lubovňa.

After the nationalisation of the construction industry, Ing. Mencl was employed in construction plants in Bratislava. In 1935, he entered the Department of traffic structures of the then Faculty of Civil Engineering of the SVŠT (the Slovakian Technical University) as an assistant professor of the branches "Tunnels and Construction Mechanisation", "Underground Construction", "Tunnels and Galleries", "Quarrying", and "Rock Mechanics". Since 1962 he worked in the Department of Construction Foundation, Geology and Dams (currently the Department of Geotechnics). In 1965 he was appointed the professor of Theory and Execution of Civil Engineering Structures. He performed the function of the Sub-Dean of the Faculty of Civil Engineering for Science and Development for several years. He was a co-author of 2 outstanding books, and the author of several titles of duplicated textbooks.

The normalisation period affected heavily Prof. Mencl's life. Despite the fact that he had not been politically active, he was forced to leave the SVŠT in 1971. He had to leave his pedagogical work he loved so much, which was highly appreciated by the audience for his high professionalism and pedagogical mastery. He left for the Research Institute of Civil Engineering Structures. He was one of the best theoreticians – structural engineers in the line of underground construction in Czechoslovakia. He worked on significant problems focused on the construction of underground railways in Prague and Bratislava, on the constructions of the pump storage schemes Čierny Váh and Dlouhé Stráne, the construction of the Strahov vehicular tunnel, etc.

After November 1989, Prof. Mencl returned back to the department of geotechnics as an emeritus professor, and became it valuable member. He readily advised students preparing their doctoral theses, graduation theses and young employees of the department, and also helped in the pedagogical process. He got involved in elaboration of expert opinions and other problems of the construction practice. He was an active member of the Slovakian Tunnelling Association ITA, chairman of an expert group for underground construction in the Association of Civil Engineers, and got frequently involved in publication in technical magazines. His experience is a source of knowledge for tunnellers both in Slovakia and Czechia, where he was regularly invited to cooperate

This, however, was only Prof. Mencl's professional dimension. The second dimension was also exceptionally wide. He was a character keeping to moral principles and correct relationships with others. His rich life has closed, but the values he created are living, and will remain to live forever in the memory of all of us who have known him. Let us pay honours to his memory.

*Management of the Faculty of Civil Engineering of the STU in Bratislava
The Committee of the Slovak Tunnelling Association ITA/AITES*

Zprávy z tunelárskych konferencií / News from tunnelling conferences

Konferencie Železniční mosty a tunely

Jubilejná desiatá konferencia sa konala už v tradičnom prostredí kongresového sálu Olšanka v Prahe 3 dne 20. 1. 2005. Je vlastne odborným pokračovaním konferencie o železničných z prosince predešlého roku. Jej technické zamčrení bylo čistě inženýrské, a to na objekty mostního a tunelového stavitelství.

Letos bylo předneseno 25 příspěvků převážně se týkajících nových nebo rekonstruovaných železničních mostů. Tunelům byly věnovány sice jen čtyři příspěvky, ale určitě ne nevýznamné.

Příspěvek doc. ing. Kvarčáka a ing. Stečinského vlastně poprvé na konferenci podal informaci o současné úrovni bezpečnosti železničních tunelů a dopravy v nich v naší republice v kontextu evropské legislativy.

The conference Railroad Bridges and Tunnels

The tenth jubilee conference was held in the already traditional environment of the congress hall Olšanka in Prague 3 on 20/1/2005. Virtually, this event was professional continuation of the conference on railroads held in December 2004. Its technical focus was put on civil engineering structures, i.e. bridges and tunnels.

Twenty-five papers were read this year, mostly dealing with new or reconstructed railroad bridges. Only 4 contributions, certainly not insignificant, were dedicated to tunnels.

The paper by Doc. Ing. Kvarčák and Ing. Stečinský informed for the first time in the conference about the current level of safety in railroad tunnels and traffic safety in our republic, in the context of European legislation. In the conclusion, the authors analysed the current condition, and defined the problems to be solved in this area.

V závěru autoři provedli analýzu současného stavu a vytýčili úkoly, které je třeba v této oblasti řešit.

Nově vybudované tunely na koridoru v úseku Olomouc–Česká Třebová, Krasíkovský a Tatenický jsou v provozu. Byl to pro dodavatele Subterra, a. s., a Metrostav ojedinělý a technicky velmi náročný projekt, který úspěšně zvládli. Autoři příspěvku ing. Cyroň, ing. Tesař se věnovali zkušenostem z výstavby a technické problematice.

Traťový úsek Třebonice–Rudoltice patřil už v 19. století, kdy byl postaven Třebonický tunel, k nejsložitějším z geotechnického hlediska. Vážné komplikace a problémy způsobují bobtnavé a vysoce plastické jíly. Příspěvek ing. Kresla analyzuje geotechnické rizikové faktory v nově navrhované trase v zářezu a tunelu. Technickému a ekonomickému porovnání výstavby tří úseků na připravované modernizaci trati Veselí nad Lužnicí–Tábor se věnoval příspěvek ing. Kupky, ing. Máry a ing. Davida, který prokazuje účelnost tunelových variant oproti tradičně hlubokým zářezům.

Závěry konference ukázaly, že perspektiva výstavby železničních tunelů na tratích ČD je velká, na její realizaci je připravena i odborná kapacita tuzemských projekčních organizací a dodavatelských firem.

ING. PETR VOZARIK, *Metrostav a. s.*,
e-mail: vozarik@metrostav.cz

The newly constructed tunnels within the corridor section Olomouc – Česká Třebová, i.e. the Krasíkov and Tatenice tunnels, are operating. It was a unique and technically challenging project for the contractors, Subterra a.s. and Metrostav a.s., which was coped with successfully. The authors of the paper, Ing. Cyroň and Ing. Tesař, dealt with their experience from the construction and technical issues.

The track section Třebonice – Rudoltice belonged to the most complex from the geological point of view already in the 19th century, when the Třebonice tunnel was built. Serious complications and problems are caused by swelling and highly plastic clays. The paper read by Ing. Kresla analyses geotechnical risk factors along the newly designed track alignment led in an open cut and through a tunnel. Technical and economic comparison of the construction of 3 sections of the planned project The Modernisation of the Railway Line Veselí nad Lužnicí – Tábor was the topic of the paper by Ing. Kupka, Ing. Mára and Ing. David. It proved that the tunnel variants are reasonable in comparison with traditionally deep open cuts.

The conference conclusions indicated that the perspective of railroad tunnel constructions on railway lines of Czech Railways is great, and the professional capacity of domestic design offices and construction contractors is ready to implement them.

ING. PETR VOZARIK, *Metrostav a. s.*,
e-mail: vozarik@metrostav.cz

Aktuality z podzemních staveb v České a Slovenské republice Current news from the Czech and Slovak underground construction

SLOVENSKÁ REPUBLIKA

Tunel Sitina

Pri výstavbe diaľničného tunela Sitina v Bratislave bol dosiahnutý prvý významný míľnik. Dňa 10. marca 2005 sa uskutočnila slávnostná prerážka západnej tunelovej rúry. Slávnosti sa zúčastnili viacerí prominentní hostia, predseda vlády SR Mikuláš Dzurinda, minister dopravy pôšt a telekomunikácií Pavol Prokopovič, primátor mesta



Obr. 1 Slávnostný prípitok nápojom zo zeme vychádzajúceho slnka
Fig. 1 An official toast with a drink from the country of the rising sun



Obr. 2 Miesto konania slávnosti v núdzovom zálive
Fig. 2 Celebration in the emergency bay

SLOVAKIAN REPUBLIC

The Sitina tunnel

The construction of the Sitina tunnel in Bratislava met the first significant milestone. A ceremony to mark the breakthrough of the western tunnel tube was held on 10 March 2005. This event was visited by many outstanding guests, Mr. Mikuláš Dzurinda, the Prime Minister of the SR, Mr. Pavol Prokopovič, minister of transport, Mr. Andrej Ďurkovič, Lord Mayor of Bratislava, Ing. Dušan Faktor, CSc, general director of newly established Národná diaľničná spoločnosť, a. s., and, above all, representatives of companies participating in the tunnel construction.

The length of the eastern and western tunnel tube of the Sitina tunnel will reach 1415 m and 1440 m respectively. The contractor is an international Japanese – Czech consortium Taisei-Skanska. The tunnel excavation is carried out on behalf of the main contractor Taisei Corporation by Banské stavby, a. s., Prievidza (acting under a business name of Skanska BS, a. s.). The eastern tunnel tube should be finished by the beginning of the summer 2005. The work on final structures performed by employees of Váhostav – Tunely a špeciálne zakladanie, a. s. continue concurrently with the mining operations. Concrete casting of cut-and-cover tunnel sections at both portals and of the secondary lining in the western tunnel tube from the south portal is in progress. A road with concrete pavement should be constructed in the second half of this year. Once completed, the motorway tunnel Sitina will become part of the D2 section leading from Lamačská Cesta to Staré Grunty, which will finally connect the D2 motorway running through the Slovakian Republic with the south-west by-pass of Bratislava. After the inauguration, the motorway connection of the Czech Republic with Hungary,



Obr. 3 Hĺbené úseky tunela Sitina na severnom portáli
Fig. 3 Cut-and-cover sections of the Sitina tunnels at the north portal

Bratislava Andrej Ďurkovič, generálny riaditeľ novovzniknutej Národnej diaľničnej spoločnosti, a. s., Ing. Dušan Faktor, CSc. a najmä predstavitelia firiem zúčastnených na výstavbe tunela. Dopravná dĺžka východnej tunelovej rúry tunela Sitina bude 1415 metrov a západnej tunelovej rúry 1440 metrov. Stavbu realizuje medzinárodné, japonsko-české konzorcium Taisei-Skanska. Rázenie tunela zabezpečuje pre hlavného zhotoviteľa Taisei Corporation spoločnosť Banské stavby, a. s., Prievidza (od 1. 1. 2005 pod obchodným menom Skanska BS, a. s.). Východná tunelová rúra by mala byť prerazená v apríli a razičské práce by mali byť ukončené začiatkom leta roku 2005. Zároveň s razičskými prácami pokračujú aj práce na definitívnych konštrukciách, vykonávané pracovníkmi Váhostav-Tunely a špeciálne zakladanie, a. s. Betonované sú úseky hlbenej tunelov na oboch portáloch ako aj sekundárne ostenie v západnej tunelovej rúre od južného portálu. V druhej polovici roku by mali prebiehať práce na vozovke s cementobetónovým krytom.

Diaľničný tunel Sitina bude po dobudovaní súčasťou úseku diaľnice D2 Lamačská cesta-Staré Grunty, ktorý definitívne spojí diaľnicu D2 cez Slovenskú republiku a juhozápadný obchvat Bratislavy. Po jeho uvedení do prevádzky sa stane plne funkčným diaľničné prepojenie Českej republiky cez Bratislavu do Maďarska. Stavebná časť tunelu Sitina by mala byť ukončená koncom roku 2005, následne by sa mali začať montáže technologického vybavenia tunela. Do prevádzky by sa tunel mal dostať najneskôr v jarných mesiacoch roku 2007.

ČESKÁ REPUBLIKA

Ražby tunelu Panenská ukončené

Východní (pravý) tubus razily pracovní čty v odstupe za západním (levým). Dne 14. ledna byla provedena prorážka v kalotě východního (pravého) tubusu tunelu Panenská. O dva dny později pak byl vyražen západní (levý) tubus v plném profilu (včetně jádra). V polovině března letošního roku, o čtrnáct dní dříve než stanovil harmonogram, bylo dotěženo jádro i ve východním tubusu. Tím byly dokončeny práce související s vyražením a zajištěním výrubu primárním ostěním nejdelšího dálničního tunelu v České republice. V souběhu s odtěžováním rubaniny pokračovaly práce na betonáži definitivního ostění. Ke konci března bylo vybetonováno 1200 m z 1994 m na západní a 1000 m z 1975 m na východní tunelové rouře.

Ražby tunelu Libouchec zahájeny

Po několikaměsíčním odkladu způsobeném odvoláním proti stavebnímu povolení byla 18. února zahájena ražba tunelu Libouchec. Jde o druhý dvou-tubusový tunel dlouhý 480 a 388 metrů na dálnici D8 situovaný jižně od již vyraženého tunelu Panenská. Ke konci března je na levé tunelové troubě vyraženo 120 m kaloty a 23 metrů jádra. Jižní portál pravé tunelové trouby je z důvodu trasování dálnice do boku Liboucheckého kopce posunut o 22 metrů za portálem levého tunelu. Po zajištění horninového pilíře a provedení mikropilotového deštníku byly práce na kalotě pravého tunelu zahájeny 26. března. Podle předpokladu by měly být ražby na tunelu Libouchec ukončeny v srpnu tohoto roku.

Úsek dálnice D47 Bílovec – Ostrava – Rudná

Na Velký pátek, tj. 25. března 2005, byla slavnostně poklepáním na základní kámen zahájena výstavba úseku dálnice D47 z Bílovce do Ostravy-Rudné. Ministr Šimonovský se při této příležitosti podrobně věnoval stěžejnímu objektu tohoto úseku, kterým je přibližně kilometr dlouhý tunel Klimkovice. Vyzvedl ekologické aspekty zvoleného řešení – ochrana krajiny, léčivých pramenů a zachování klidu v blízkosti lázní Klimkovice. Úsek realizuje Sdružení D4707, jehož lídrem je Skanska DS, dalšími členy jsou Metrostav a. s., Subterra, a. s., a Strabag, a. s.

Ražba tunelu B z ostravského portálu byla zahájena 1. 4. 2005 s tím, že 9. 4. 2005 byla přerušena, aby bylo možno provést jádrový vrt pro upřesnění geotechnického průzkumu. V tomto okamžiku se zahájila ražba tunelu B také z ostravského portálu. I zde nastalo 19. 4. 2005 přerušování ražeb pro provedení jádrového vrtu.

Současně probíhá hloubení portálové jámy u brněnského portálu.

Prorážka na tunelu Hněvkov II

Ražby tunelu Hněvkov II na stavbě optimalizace traťového úseku Zábřeh – Krasíkov byly dokončeny 10. února 2005, slavnost k ukončení ražeb za účasti zástupců regionu, investora a dodavatelských firem se konala o několik dní později, 28. února 2005. Velké obtíže na této stavbě znamenala nepřístupnost míst portálů, dodatečná sanace svahu u severního portálu i nutnost provizorně přemostit silnici III. třídy, která je jediným přístupem do obce Hněvkov.

Tunel Valík

Střední opěra byla v celé délce dobetonována v lednu 2005. Pak se rozebírala speciální bednicí forma, kterou vyrobila firma Östru Stettin.

via Bratislava, will become fully operable. The civil part of the Sitina tunnel should be completed around the end of 2005, to be followed by installation of the tunnel equipment. The tunnel should be opened to traffic at the very latest in the spring of 2007.

CZECH REPUBLIC

The Panenská tunnel excavation completed

The eastern (right) tunnel tube was excavated with the face at a distance behind the western (left). The breakthrough of the top heading of the eastern (right) tube of the Panenská tunnel took place on 14 January. Two days later, the western (left) tube broke through in the full profile (including the bench). The excavation of the bench in the eastern tube was completed in mid March 2005, fourteen days ahead of the schedule. This was the end of the excavation and primary support of the longest highway tunnel in the Czech Republic. Concurrently with mucking, the work continued on the casting of the final lining. As of the end of March, 1200 m out of 1994m and 1000m out of 1975 m were completed in the western and eastern tube respectively.

The Libouchec tunnel excavation started

The excavation of the Libouchec tunnel started on 18 February 2005, after a several-month delay caused by appeals against the building permit. The tunnel is the second twin-tube tunnel structure (480 and 388 m) on the D8 highway, situated to the south of the already completely excavated tunnel Panenská. As of the end of March, 120 m of top heading and 23 m of bench excavation has been completed in the left tunnel tube. The southern portal of the right tunnel tube is shifted by 22 m behind the left tube portal due to the highway alignment entering Libouchec hill at an angle. When the rock pillar had been stabilised and the canopy tube pre-support installed, the work on the top heading of the right tunnel tube was started (on 26 March). The excavation of the Libouchec tunnel is scheduled for completion in August 2005.

The D47 highway section Bílovec – Ostrava – Rudná

On Good Friday, i.e. on 25 March 2005, the ceremony of laying cornerstone of the D47 highway section from Bílovec to Ostrava – Rudná took place. Minister Šimonovský used this opportunity to speaking about the crucial structure of this section, which is the approximately a kilometre long tunnel Klimkovice. He put stress on environmental aspects of the adopted solution – protection of the landscape, medicinal springs, and maintenance of quiet in the vicinity of the Klimkovice spa. This section is constructed by the Sdružení D4707 joint venture, whose lead partner is Skanska DS, and the other partners are Metrostav a. s., Subterra a. s. and Strabag a. s. The excavation of the tunnel B from the Ostrava portal started on 1/4/2005, to be interrupted on 9.4.2005. This allowed drilling of a core hole for the purpose of refining the results of the geotechnical exploration. At that moment, the excavation of the tube A also started from the Ostrava portal. This excavation was also interrupted due to the core hole drilling.

The digging of the portal pit at the Brno portal is carried out simultaneously.

The Hněvkov II tunnel breakthrough

The excavation of the Hněvkov II tunnel, which is part of the project of optimisation of the track section Zábřeh – Krasíkov was completed on 10 February 2005; the excavation ending ceremony took place several days later, in the presence of representatives of the region, the client and contractors.

Serious problems existed at this construction due to inaccessibility of the locations of portals, a need for an additional stabilisation of the slope at the north portal, and necessity to build a bridge over a 3rd class road, which is the only access to Hněvkov village.

The Valík tunnel

Casting of the central pillar along the entire tunnel length was completed in January 2005. Disassembly of a special shutter produced by Östru Stettin followed. The excavation of both tunnel tubes goes on, enjoying great public interest. People come to a customer centre on the site, open every first Friday of the month.

The excavation of the Blanka exploration gallery is near the end

By the end of February, 1500 m of the excavation had been completed, and the excavation end was at a distance of about 120 m from the

Pokračujú ražby oboj tunelových trub za značného zájmu verejnosti, lídri prichádzajú do návštevníckého strediska na stavbe, ktoré je otvorené pre verejnosť každý prvý pátek v mesiaci.

Ražba průzkumné štoly Blanka se blíží ke konci

Do konce letošního února bylo již vyraženo 1580 m a čelba štoly se nacházela cca 120 m od původní Šlechty restaurace. Ražbu charakterizuje střídání geologických podmínek – značně pevné skalecké křemence s velkými přítoky vody a dobrotivské břidlice, sice měkčí, ale se sklonem k vyjždění bloků. Ukončení ražby štoly i geotechnického průzkumu, který se v ní provádí, se předpokládá v druhém polovině roku 2005.

Nové spojení, příprava pro zahájení ražeb Vítkovských tunelů

Mimořádná železniční stavba na území hl. m. Prahy úspěšně pokračuje. Blíží se také zahájení klíčových objektů stavby, kterými jsou, vedle řady mostních objektů, Vítkovské tunely. Dva dvoukolejné tunely procházející vrchem Vítkov přímo pod Národním památkem jsou přes cca 1100 m dlouhé. Probíhají intenzivní práce na východní portálové jámě a zahájení ražeb je plánováno na 27. května 2005. Základní problematikou stavby je nedostatek místa (stavěniště je sevřeno dvěma provozovanými tratěmi), svažité terén a provádění prací v centru města. Proto také investor předepsal odvoz přebytečné zeminy i rubaniny na definitivní skládku po železnici. Po provedení zemných prací pokračuje také stavba objektu Tunelový most, což je v podstatě hloubený jednokolejný železniční tunel délky cca 150 m.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ (STA),
e-mail: frankovsky@terraprojekt.sk

ING. MILOSLAV NOVOTNÝ (ČTUK), e-mail: ita-aite@metrostav.cz

Šlechta's restaurant. The excavation is characterised by alternation of geological conditions – very hard Skalec Quartzite with significant water inflows, and Dobrotiv Shales, which are softer, but tending to slippage of blocks. The excavation of the gallery and the geotechnical exploration carried out in the gallery are scheduled for completion in the second half of 2005.

The New Connection, preparation for the commencement of excavation of the Vítkov tunnels

This extraordinary railway construction in Prague continues successfully. The commencement of the construction of the Vítkov tunnels, which are, together with several bridges the key structures of this project, is drawing near. The two over 1100m long double-rail tunnels pass through Vítkov hill, directly under the National Monument. Intense work on the east portal pit is in progress; the tunnel excavation is scheduled to start on 27 May 2005. The fundamental problem of the construction is the lack of space (the construction site is confined between two operating railway tracks), sloping ground surface, and the fact that the work is carried out in the centre of the city. This is why the client ordered that the excess soil and muck must be transported to the final stockpile using the railway.

Once the earthwork has been completed, the construction of the so called Tunnel Bridge, which is essentially a cut-and-cover single-rail railway tunnel about 150 m long, continues.

ING. MILOSLAV FRANKOVSKÝ (STA),
e-mail: frankovsky@terraprojekt.sk
ING. MILOSLAV NOVOTNÝ (CTUC),
e-mail: ita-aite@metrostav.cz

Životní jubilea / Live jubilee

K SEDEMDESIATKE

PROF. ING. FRANTIŠKA KLEPSATELA, Ph.D.

Životného jubilea 70 rokov sa v máji 2005 dožíva Prof. Ing. František Klepsatel, Ph.D. Obhliadnime sa pri tejto príležitosti po jeho bohatej profesionálnej kariére, úzko spätých nielen s akademickou výchovou odborníkov, ale aj so samotnou výstavbou podzemných stavieb všetkých účelov a profilov, tunelov či mikrotunelov.

Prof. Klepsatel sa narodil 31. mája 1935 v Markušovciach na Spiši. Po ukončení štátneho gymnázia v Bratislave nastúpil na Fakultu inžinierskeho staviteľstva SVŠT. Štúdium odboru Inžinierske konštrukcie a dopravné stavby ukončil v roku 1958. Po promócií nastúpil do zamestnania ako asistent na katedre dopravných stavieb, odkiaľ v roku 1962 prešiel na katedru geotechniky, kde pracuje doteraz.

Vedeckú hodnosť kandidáta vied získal v roku 1970, v roku 1980 bol habilitovaný na docenta a od roku 1995 je profesorom pre vedný odbor Teória a konštrukcie inžinierskych stavieb. Jeho vedecká činnosť sa zameriavala predovšetkým na bezvýkopové metódy výstavby podzemných inžinierskych vedení a na cyklické razenie tunelov v skalných horninách. Týmto odborom ako aj mechanike hornín sa venoval v svojej pedagogickej činnosti, zahrňujúcej nielen vysokoškolské vzdelávanie, ale aj odborné semináre a postgraduálne kurzy. Mnohí z inžinierov (a inžinierok) aktívne sa dnes podieľajú na výstavbe tunelov a podzemných stavieb na Slovensku majú jeho podpis vo vysokoškolskom indexe.

Je autorom 126 výskumných prác a expertíz, ktorých výsledky boli využité pri realizácii mnohých významných stavieb na Slovensku a v Českej republike. Bohatej odbornej a pedagogickej praxi zodpovedá aj jeho publikačná činnosť. Ako autor alebo spoluautor sa podieľal na vydaní 11 monografií, 2 vysokoškolských učebníc, 20 skript, 124 vedeckých a odborných prác publikovaných v časopisoch a zborníkoch, z toho 41 v zahraničí. Aktívne pôsobí vo viacerých profesných asociáciách, je členom Medzinárodnej spoločnosti pre mechaniku skalných hornín (ISRM), Slovenskej tunelárskej asociácie ITA-AITES, Medzinárodnej spoločnosti pre bezvýkopové technológie (ISTT), Slovenskej akadémie inžinierskych vied a Bieloruskej akadémie bankových vied.

Okrem jubilančných odborných aktivít nemožno nespomenúť jeho celoživotnú lásku k športu, predovšetkým ľahkej atletike, k turistike a cestovaniu, histórii a filatelii. S troškou nadsázky je možné povedať, že biele miesta na atlase sveta, na ktoré jeho noha zatiaľ nevstúpila, povážlivo ubúdajú. Rovnako jeho hlboká znalosť slovenských hôr mnohokrát premeraných vlastnými nohami je obdivuhodná.

V mene komitétu želáme jubilatovi veľa zdravia, pohody a životnej energie a ešte mnoho rokov strávených v nielen kruhu rodiny (má dve dcéry, ktoré sa obe upísali stavebníctvu a tri vnúčatá), ale aj priateľov a spolupracovníkov z prostredia staviteľov tunelov a podzemných stavieb.

Komitét Slovenskej tunelárskej asociácie ITA/AITES



PROF. ING. FRANTIŠEK KLEPSATEL, PHD SEPTUAGERIAN

Prof. Ing. František Klepsatel, Ph.D. will celebrate his 70th birthday in May 2005. Let us use this opportunity of to commemorate his rich professional career, closely connected not only with academic education of specialists, but also with construction of underground structures for all purposes, of all profiles, tunnels or microtunnels.

Prof. Klepsatel was born on 31 May 1935 in Markušovce, in the Spiš region. After passing a state grammar school in Bratislava, he entered the faculty of civil engineering of the SVŠT (the Slovakian Technical University). He finished the studies in the field of civil engineering and traffic structures in 1958. After the graduation he worked as Assistant Professor in the Department of traffic structures. In 1962 he transferred to the department of geotechnics, where he has worked till now.

He was awarded the scientific title of a candidate of sciences in 1970, in 1980 he finished his second doctoral thesis, and since 1995 he is a professor of the scientific branch Theory and Structures of Civil Engineering. His scientific activities have been focused above all on trenchless methods of construction of underground engineering networks, and cyclic tunnel excavation in rock, as well as the rock mechanics. The above-mentioned branches and rock mechanics were the activities to which he dedicated his pedagogic activities, consisting not only of university teaching, but also technical seminars and postgraduate courses. Many engineers (men and women) who are today participating actively in tunnel and other underground construction in Slovakia have his signature in their undergraduate's course unit record.

He is the author of 126 pieces of research and expert opinions. Their results were utilised in the construction of many significant structures in Slovakia and the Czech Republic. His publication activities correspond with the wealth of his professional and pedagogical practice. He participated, as the author or co-author, in the publication of 11 monographs, 2 university textbooks, 20 duplicated textbooks, 124 pieces of scientific and technical work published in magazines and proceedings, out of that number 41 published abroad. He has worked actively in several professional associations, has been a member of the International Society for Rock Mechanics (ISRM), Slovakian Tunnelling Association ITA-AITES, International Society for Trenchless Technologies, Slovakian Academy of Engineering Sciences, and Byelorussian Academy of Mining Sciences.

Apart from his professional activities, we cannot forget Prof. Klepsatel's lifelong love to sports, above all athletics, tourism and travelling, history and philately. With only slight exaggeration, we can say that the areas in the world atlas he has not visited are significantly dwindling. Also his deep knowledge of Slovakian mountains, many times measured by his own paces, is admirable.

On behalf of the Committee, we wish Prof. Klepsatel to keep good health, comfort and vigour for many years ahead, to be spent not only with his family (his two daughters involved in the construction industry, and three grandchildren), but also with his friends and colleagues from the community of constructors of tunnels and underground structures.

Slovak Tunnelling Association ITA/AITES

Spravodaj Slovenskej tunelárskej asociácie ITA/AITES Slovak Tunnelling Association ITA/AITES reports

The Slovak Tunnelling Association ITA/AITES informs about an extended meeting of its board that took place on 31 March 2005. The agenda of the meeting contained a plan of activities for 2005, co-operation with the Czech Tunnelling Committee ITA/AITES on the preparation of the WTC 2007 in Prague, participation in the editing of Tunnel magazine, and admission of new members.

Skrátený zápis z rozšíreného rokovania Komitétu STA v Roháčoch dňa 31. marca 2005

Miesto konania: Účelové zariadenie Doprastavu, a. s., Hotel v Roháčoch
Program rokovania:

1. Vyhodnotenie plnenia úloh v roku 2004,
2. Plán činnosti na rok 2005,
3. Návrh spolupráce s ČTK v súvislosti s usporiadaním Svetového kongresu ITA/AITES 2007 WTC PRAGUE,
4. Časopis Tunnel – terajší stav, zmeny a vzťahy k ČTK ako spoluvydávateľskej organizácii,
5. Kontrola stavu členských príspevkov za rok 2004 a 2005,
6. Príprava Valného zhromaždenia STA,
7. Prijatie nových kolektívnych členov STA,
8. Rôzne a diskusia,
9. Záver.

1. Vyhodnotenie plnenia úloh v roku 2004

V období od Valného zhromaždenia STA v Žiline dňa 3. júla 2003 sa činnosť STA výrazne zintenzívnila a v roku 2004 sa podarilo odstrániť najmä deficit v hospodárení a platení členských príspevkov.

Zintenzívnením práce Komitétu STA sa podarilo splniť takmer všetky prijaté úlohy na Valnom zhromaždení STA v Prievidzi dňa 20. apríla 2004. Z nich menovite uvádzame:

- Nanovo bola urobená registrácia STA na Ministerstve vnútra SR;
- Členské príspevky boli v roku 2004 uhradené takmer na 100 %;
- Úspešná po každej stránke bola konferencia „Význam tunelov v doprave“ uskutočnená v Podbanskom v dňoch 16.–18. júna 2004 v hoteli Permon;
- Prehľad sa spolupráce s ČTuK;
- STA uhradila ČTuK všetky záväzky súvisiace s vydávaním časopisu Tunnel;
- Rokovania Komitétu STA sa uskutočnili v súlade s prijatým plánom;
- O činnosti STA bola vypracovaná správa pre General Assembly ITA-AITES;
- V októbri 2004 bol zorganizovaný seminár na tému Technológia striekaného betónu mokrou cestou a použitie vláknovej výstuže striekaného betónu.

2. Plán činnosti na rok 2005

V januári 2005 rozoslal predseda Komitétu STA všetkým členským organizáciám plán zamýšľaných hlavných úloh na rok 2005 s požiadavkou na iniciatívne doplnenie o eventuálne ďalšie prospešné a reálne akcie. Podľa tohto zoznamu sa v roku 2005 uvažuje s týmito hlavnými akciami:

- **Marec:** Rozšírené zasadanie Komitétu STA s účasťou zástupcov členskej základne; Prizvanie zástupcov ČTuK na toto rokovanie;
- **Apríl:** Technologický deň (14. apríla) na tuneli Sitina v Bratislave za účasti firiem: SIKA, DEGUSSA, SWISSGREEN, MAPEI a HOLCIM; Sympóziom „Výstavba a zabezpečenie tunelov“, ktorého organizátorom bude Fakulta BERG Technickej univerzity Košice dňa 28. 4. 2005;
- **Máj:** Svetový kongres a zasadanie Valného zhromaždenia ITA v Istanbuli v dňoch 5. 5. – 12. 5. 2005 (World Tunnel Congress and 31st ITA general Assembly);
- **Jún:** Valné zhromaždenie STA;
- **Sept.:** Rokovanie Komitétu STA so zameraním na prípravu konferencie „Podzemné stavebníctvo 2006“, ktorého organizátorom bude SKANSKA BS;
- **Nov.:** Rokovanie Komitétu STA so zameraním na zhodnotenie činnosti v roku 2005 a činnosť v roku 2006.

3. Návrh spolupráce s ČTuK v súvislosti s usporiadaním Svetového kongresu ITA/AITES 2007 (WTC PRAGUE)

Na Valnom zhromaždení ITA/AITES v čase Svetového tunelárskeho kongresu 2004 v Singapore bola prireknutá úloha ČTuK usporiadať WTC 2007 v Prahe.

Český tunelársky komitét ITA/AITES už veľmi intenzívne pripravuje zvolanie a usporiadanie Svetového tunelárskeho kongresu WTC 2007 PRAGUE, ktorý sa má uskutočniť v dňoch 5. – 10. mája 2005. Je už menovaný organizačný výbor, pripravené sú tematické okruhy kongresových príspevkov, bola otvorená webová stránka WTC 2007, sú zabezpečené priestory, v ktorých bude prebiehať rokovanie kongresu a nadväzujúce spoločenské akcie, sú zabezpečené potrebné ubytovacie kapacity a bolo rozoslané Prvé oznámenie o usporiadaní kongresu WTC 2007 PRAGUE.

Na rozšírenom zasadaní Komitétu STA v Roháčoch sa zúčastnili dvaja zástupcovia Českého tunelárskeho komitétu, a to člen predsedníctva ČTuK Ing. Jiří Romanov, ktorý je zároveň predsedom organizačného výboru WTC 2007, a sekretár ČTuK Ing. Miloslav Novotný, ktorí informovali slovenských kolegov o stave príprav a zároveň oficiálne požiadali STA o participáciu na usporiadaní Svetového kongresu 2007. Participácia STA spočíva v zastúpení jedným členom v Organizačnom výbore WTC 2007, v účasti vybraných slovenských odborníkov z podzemného stavebníctva na

práci Vedeckej rady kongresu a na zorganizovaní jednej postkongresovej exkurzie na niektorej aktuálnej podzemnej stavbe na území SR a zaujímavej krajinej alebo mestskej lokalite.

4. Časopis Tunnel – terajší stav, zmeny a vzťahy k ČTuK ako spoluvydávateľskej organizácii

Ing. Miloslav Frankovský ako zástupca STA v redakčnej rade informoval o zmenách v systéme vydávania časopisu Tunnel, ktorých cieľom je zachovanie jeho vysokej odbornej úrovne (prípadne ďalšie zvýšenie kvality) pri súčasnom znížení nákladov na jeho vydávanie.

Počínajúc prvým tohoročným číslom vychádza časopis Tunnel v novej grafickej úprave a bude sa tlačiť v inej tlačiarni než doposiaľ. Od 1. januára 2005 nastala zmena aj v osobe vedúceho redaktora, ktorým sa stal dlhoročný člen redakčnej rady časopisu Tunnel Ing. Miloslav Novotný, ktorý zároveň prevzal aj funkciu sekretára ČTuK.

Pretrvávajúcim problémom slovenskej strany je úzke autorské zázemie a slabý stupeň disponibilnej proporcionality voči českej strane.

5. Kontrola stavu členských príspevkov za rok 2004 a 2005

Členské príspevky sú za rok 2004 vyrovnané takmer na 100 %. Platenie príspevkov na rok 2005 sa sľubne rozbehlo, takže STA má aktívne saldo.

6. Príprava Valného zhromaždenia STA

Hostiteľskou organizáciou Valného zhromaždenia STA pripravovaného na termín jún 2005 bude Uranpres, spol. s r. o., Spišská Nová Ves. Na túto úlohu sa podujal generálny riaditeľ Ing. Ján Jaško. Miestom konania by mala byť Spišská Nová Ves alebo blízke okolie.

7. Prijatie nových kolektívnych členov STA

Komitét odhlasoval prijatie týchto nových kolektívnych členov (ktorí ocenili profesionálnu a spoločenskú výnám STA a majú záujem o participáciu na činnosti STA):

- SIKA Slovensko, spol. s r. o., Rybníčná 38 / e, 83107 Bratislava
- TAISEI CORPORATION, o. z., Slovakia, Dúbravská cesta 9, P.O. Box 113, 84505 Bratislava
- ZAKLADANIE STAVIEB, s. r. o., Pri Habánskom mlyne 30, 81104 Bratislava
- NÁRODNÁ DIALNIČNÁ SPOLOČNOSŤ, a. s., Miletičova 19, 82619 Bratislava
- SWISSGREEN, s. r. o., Šumavská 15, 60200 Brno

8. Rôzne a diskusia

Ing. Martin Bakoš informoval o prezentácii firiem skupiny AMBERG na tuneli Sitina s touto tematikou:

- Prezentácia technologického vybavenia a rizikových analýz tunelov;
- Podrobnejšia prezentácia firmy AMBERG vrátane exkurzie na tuneli Sitina.

Ing. Ondroušek, predseda Zväzu podnikateľov na dráhach (16 organizácií) na základe skúsenosti tejto organizácie odporučil do pozornosti možnosť uplatnenia v rámci činnosti STA tieto tri marketingové počiny:

- Vydali súborný informačný materiál o členských firmách zväzu (v slovenskej a anglickej mutácii);
- Stolový kalendár – každá firma má dve až tri strany s fotografiou sídla, mapkou, adresou, kontaktmi;
- Nástenný plagát veľkého formátu s fotografiami a grafickými prvkami a zaujímavými informáciami o historických a moderných tuneloch.

Náklady na vydanie týchto informačných a propagačných materiálov sa hradia systémom úhrady odberateľmi podľa počtu prevzatých výtlačkov.

Ing. Grohman pripomenul otázku potreby web stránky STA a nutnosť odstránenia tohto deficitu.

Ing. Jozef Frankovský vyjadril znepokojenie zo šírenia neodborných názorov týkajúcich sa potreby cestných (dialničných) tunelov. Z nepochopiteľných dôvodov sa udržuje pri živote názor, že Slovensko sa bez tunelov môže zaobiť a že sa ich buduje veľa. V médiach sa s obľubou prezentujú iba negatívne javy, napr. predražovanie nákladov na výstavbu, nešťastia v tuneloch v zahraničí apod. Ako „protijed“ voči týmto negatívnym interpretáciám navrhuje intenzívnejšie zasadanie sa aj STA, formou publikovania fundovaných odborných názorov nielen v úzko odborných tlačovinách, ale aj v dennej tlači a spoločenských časopisoch.

9. Záver

V záverečnom slove predseda Komitétu Ing. Robert Turanský ocenil početnú účasť na rozšírenom rokovaní zo strany kolektívnych členov STA, záujem o aktivity STA zo strany novoprijatých organizácií, aktívne zapojenie všetkých účastníkov do programu a priebehu rokovania. Ocenil tiež aktivitu niektorých členov Komitétu v doterajšej činnosti a dobrú úroveň spolupráce s Českým tunelárskym komitétom. Konštatoval tiež, že rokovanie bolo dobrou prípravou na blížiaci sa Valný zhromaždenie STA.

Zapísal: Ing. Jozef Frankovský