

RAŽENÉ TUNELY OLBRAMOVICKÝ A TOMICKÝ I. NA TRATI VOTICE – BENEŠOV U PRAHY

OLBRAMOVICE AND TOMICE I MINED TUNNELS ON THE VOTICE – BENEŠOV U PRAHY RAIL TRACK

LIBOR MAŘÍK

Součástí modernizace trati Votice – Benešov u Prahy je celkem 5 tunelů. Kromě hloubeného tunelu Votický projektuje firma IKP Consulting Engineers i realizační dokumentaci tunelů Olbramovický a Tomický I. Oba tunely se z hlediska technologie provádění děl na úseky hloubené a úseky ražené pomocí NRTM. Příspěvek informuje o zkušenostech z výstavby, porovnává prognózu a skutečnost z hlediska geotechnických podmínek a nasazení technologických tříd výrubu, dimenzování definitivního ostění a obecně významu geomonitoringu na optimalizaci technického řešení při výstavbě. Oba tunely jsou raženy s nízkým nadložím v tektonicky silně porušeném masivu. Přesto umožnily výsledky geomonitoringu u Olbramovického tunelu použít na části raženého úseku nevyztužené definitivní ostění.

1. OLBRAMOVICKÝ TUNEL – ZÁKLADNÍ INFORMACE

Olbramovický tunel leží na trati mezi tunely Zahradnickým a Votickým, přičemž od Votického tunelu jej dělí pouze zářez tratě délky cca 100 m. Celková délka hloubených tunelů dosahuje 120 m, ražený úsek tunelu má délku 360 m. Ražba probíhá Novou rakouskou tunelovací metodou a pro ražený úsek délky pouhých 360 m je navrženo celkem 5 technologických tříd výrubu označovaných římskými číslicemi II. až VI. Do nejlepších geotechnických podmínek je určena třída výrubu II., do nejhorších pak třída výrubu VI. se spodní klenbou. Pro tak krátký úsek nadstandardní počet technologických tříd výrubu má za účel možnost optimálního nasazení prvků zajištění stability výrubu (tloušťka stříkaného betonu primárního ostění, počet výztužných sítí, délka, typ a počet kotev, počet jehel, délka záběru apod.) podle skutečně zastížených geotechnických podmínek. Zvláštní technické kvalitativní podmínky a způsob ocenění jednotlivých prvků navíc umožňují upravovat tyto prvky i v rámci technologické třídy výrubu, takže investor i zhotovitel mají možnost nasadit jen takový způsob zajištění, který odpovídá potřebám pro dosažení bezpečného postupu ražby a zároveň ekonomicky nutnému minimu investičních nákladů s ohledem na chování horninového masivu při ražbě. Tunel o podélném sklonu 10,5 ‰ leží ve směrovém oblouku o poloměru 1 200 m a je navržen pro rychlost 160 km/h. Tvar příčného řezu tunelu odpovídá vzorovému listu dvoukolejného tunelu s tím, že pro převýšení 122 mm bylo nutné odsunout osu tunelu od osy kolejí o 200 mm.

2. GEOTECHNICKÉ POMĚRY OLBRAMOVICKÉHO TUNELU – PROGNÓZA A SKUTEČNOST

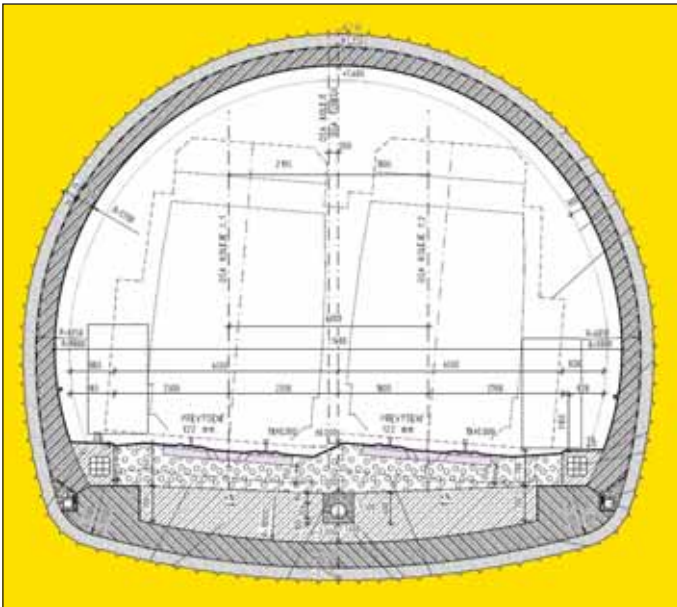
2.1 Hloubené úseky tunelu

Geotechnické poměry se podél trasy tunelu mění, a to jednak s ohledem na výšku nadloží, jednak s ohledem na kvalitu horninového masivu. Výška nadloží nepřesahuje 27 m. Z hlediska kvality horninového masivu byla v oblasti vjezdového portálu očekávána hluboká zvětralá zóna rul, která byla průzkumem avizována až do oblasti počvy tunelu. Z toho důvodu byl celý hloubený úsek navržen se spodní klenbou a i první čtyři bloky

A total of 5 tunnels is part of the modernisation of the Votice – Benešov u Prahy railway track. In addition to the Votice cut-and-cover tunnel, IKP Consulting Engineers, s. r. o. carries out the detailed design for the Olbramovice and Tomice I tunnels. Both tunnels are divided from the technological point of view into cut-and-cover sections with sections mined using the NATM. This paper informs about experience from the construction work, compares the prediction with the reality in terms of geotechnical conditions and determination of excavation support classes, designing of the final lining and the importance of geotechnical monitoring for the optimisation of the technical solution during the construction in general. Both tunnels are driven through a tectonically heavily disturbed massif, under a shallow cover. Despite this fact, owing to the Olbramovice tunnel geomonitoring results, it was possible to design a non-reinforced final lining for a part of the mined section.

1. THE OLBRAMOVICE TUNNEL – BASIC INFORMATION

The Olbramovice tunnel is located on the rail track between the Zahradnice tunnel and Votice tunnel, with a mere 100 m long open cut section separating it from the Votice tunnel. The total length of the cut-and-cover sections amounts to 120 m, whilst the mined tunnel section is 360 m long. The excavation proceeded using the New Austrian Tunnelling Method, the NATM. A total of 5 excavation support classes, denoted by Roman numerals II through VI, were determined for the mined section. Excavation support class II was designed for the best geotechnical conditions, whilst class VI employing an invert was for the worst conditions. The purpose of the above-standard number of excavation support classes designed for such a short section was to allow optimal application of elements ensuring the stability of the excavation (the thickness of the shotcrete primary lining, the number of welded mesh layers, the length, type and number of anchors, the number of dowels, the length of excavation rounds etc.) with respect to the geotechnical conditions encountered. In addition, Special Technical Specifications and the method of estimating individual elements made it possible to adjust these elements even within the framework of a particular excavation support class. Therefore, both the project owner and the contractor could apply only such the excavation support which was adequate to the needs of reaching safe progressing of the excavation and, at the same time, to the minimum of investment costs economically necessary with respect to the behaviour of the excavated opening during the course of the excavation. The tunnel longitudinal gradient is 10.5 ‰. It lies on a horizontal curve with the radius of 1200 m; the design speed is 160 km/h. The tunnel cross-section geometry corresponds to the standard sheet for a double-track tunnel, with the tunnel centre line set off from the centre line of rails by 200 mm because of the superelevation of 122 mm.

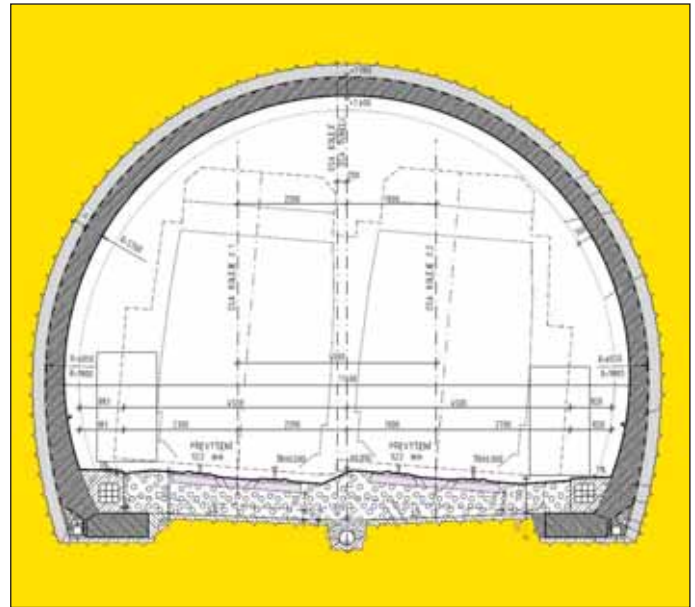


Obr. 1 Příčný řez tunelu se spodní klenbou
Fig. 1 Cross-section through the tunnel with an inverted arch

betonáže raženého tunelu byly navrženy v technologické třídě výrubu VI. se spodní klenbou (obr. 1). V dalších úsecích tunelu již umožňovaly geotechnické podmínky použít ostění uložené na patkách (obr. 2). V oblasti výjezdového portálu měla zvětřalá zóna zasahovat do kaloty tunelu a kromě rul byla přímo na rozhraní hloubené a ražené části tunelu očekávána poloha granitu. Střídání poloh granitu, biotitických rul a grafitických břidlic o různém stupni zvětrání i tektonického porušení bylo charakteristické pro celou ražbu tunelu. Stavbu zahájilo 1. 11. 2009 hloubení stavební jámy výjezdového portálu. Svahy stavební jámy zajišťují pouze tyčové kotvy délky 4 m a 6 m prováděné do cementové zálivky. Pohled do stavební jámy výjezdového portálu, kde je připraven vůz pro osazování hydroizolační fólie a za ním bednicí vůz, ukazuje obr. 3. Zemní práce probíhaly bez problémů a po zajištění navrženém v projektové dokumentaci byly svahy jámy stabilní, i když zóna zvětrání zasahovala do větší hloubky a poloha granitu nebyla při hloubení, ani po zahájení ražby zastižena. V dolních partiích stavební jámy a na portálovém svahu je proveden kromě kotvení i stabilizační nástřik stříkaného betonu se sítí KARI. Součástí stavební jámy je i zárodek kaloty. Jedná se o konstrukci provedenou z výztužných rámců, sítí a stříkaného betonu, která je pevně založena na železobetonových patkách. Tvarově odpovídá primárnímu ostění v navazujícím raženém úseku. Její úlohou je stabilizovat portálový svah a chránit osádku před případným pádem předmětů z portálového svahu do jámy. Dále tvoří rubové bednění bloku betonáže, který z ražené části tunelu částečně zasahuje do stavební jámy. V neposlední řadě tvoří podporu deštníku z jehel z betonářské oceli $\varnothing 32$ mm délky 6 m, které zajišťují přístropí tunelu při zahájení ražby. Slavnostní okamžik zahájení ražby tunelu pod zárodkem kaloty ukazuje obr. 4.

2.2 Ražené úseky tunelu

Firma IKP Consulting Engineers není příznivcem zahájení ražby pod mikropilotovým deštníkem, neboť tuto technologii považuje za příliš finančně i časově náročnou. Výsledný efekt zpravidla neodpovídá z hlediska provádění očekávanému přínosu. Nepřesné vrtání mikropilot na delší vzdálenosti vede buď k nadvýrubům, nebo ke komplikacím při odřezávání mikropilot, pokud zasahují do profilu tunelu. Při délce záběru při zahájení ražby do 1 m zpravidla dostatečně stabilizují obvod výrubu ocelové jehly. Stabilitu čelby je pak možné zajistit čelbovým klímem a případně lokálním kotvením pomocí celozávitových tyčí osazovaných do cementové zálivky.



Obr. 2 Příčný řez tunelu na patkách
Fig. 2 Cross-section through the tunnel on footings

2. THE OLBRAMOVICE TUNNEL GEOTECHNICAL CONDITIONS – PROGNOSIS AND REALITY

2.1 Cut-and-cover tunnel sections

Geotechnical conditions of the Olbramovice tunnel vary along the tunnel route in terms of the height of the overburden and the ground mass quality. The height of the overburden does not exceed 27 m. As far as the quality of the ground mass is concerned, a thick weathered gneiss zone was expected in the area of the entrance portal. Its depth was predicted by the geological survey to reach the tunnel bottom. This was why an invert was designed for the entire cut-and-cover tunnel section and excavation support class IV with an invert (see Fig. 1) was proposed for the initial 4 casting blocks of the mined tunnel. Geotechnical conditions existing in the other tunnel sections allowed the lining to be supported by footings (see Fig. 2). In the exit portal area, the weathered zone was expected to reach the tunnel top heading level. A granite layer was expected to be encountered directly at the interface between the cut-and-cover and mined parts of the tunnel, in addition to the gneiss. Alternating layers of granite, biotitic gneiss and graphitic shales in various degrees of weathering was characteristic for the whole tunnel excavation. The construction started on 1st November 2009 by excavating the construction pit for the exit portal. Slopes of the construction pit were stabilised only by 4 m to 6 m long rod anchors, which were pushed into cementitious grout. A view down the construction pit at the exit portal, where a travelling scaffold is prepared for installing the waterproofing membrane and the travelling formwork is behind it, is shown in Fig. 3. Earthmoving operations proceeded without problems and, after the installation of the support required by the design, slopes of the pit were stable, despite the fact that the weathering zone extended to a greater depth and the granite layer was not encountered either during the pit excavation or after the commencement of the tunnel excavation. A stabilisation layer of shotcrete with KARI mesh was added to the anchoring system in the lower parts of the construction pit and on the portal slope. Part of the construction pit was a starting top heading stub. It was a structure consisting of lattice girders, mesh and shotcrete, which was firmly founded on reinforced concrete footings. Its cross-section corresponded to the lining in the subsequent mined section. Its task was to stabilise the portal slope and provide protection against contingent falling



Obr. 3 Svahovaná stavební jáma výjezdového portálu
Fig. 3 Sloped construction pit for the exit portal

Ražba tunelu byla zahájena 10. 12. 2009 od výjezdového portálu ve třídě výrubu V., která odpovídala projektem definovaným předpokladům. Výrub stabilizovalo systémové kotvení z kotev SN v počtu 7/8 ks (šachovnicově) délky 4 m. Primární ostění tloušťky 250 mm vyztužovaly příhradové rámy a ocelové sítě KARI Q188 při obou povrchích ostění. Stabilitu přístropí zajišťovaly ocelové jehly. Ražbu prováděla měření geotechnického monitoringu, který na stavbě zajišťuje firma Arcadis. Ta provádí i geotechnický dozor investora a zařídování horninového masivu do technologických tříd výrubu. I když byl horninový masiv tektonicky porušen a ražba probíhala pouze strojním rozpojováním bez použití trhačích prací, celková stabilita výrubu byla dobrá. Při ploše výrubu kaloty 60 m² se deformace výrubu pohybovaly do 10 mm, výjimečně dosáhly 15 mm. Projektem stanovená hodnota varovného stavu 50 mm pro třídu výrubu V. nebyla při ražbě nikdy dosažena, stejně jako varovné stavy definované pro ostatní třídy výrubu. Graf na obr. 5 znázorňuje modrou křivkou průběh maximálních ustálených deformací primárního ostění po délce tunelu a červenou čarou očekávané deformace podle projektu. Po cca 15 m od výjezdového portálu měla podle projektu přejít technologická třída výrubu V. ve třídu výrubu IV. Tím mělo dojít ke snížení tloušťky primárního ostění na 200 mm, zmenšení počtu kotev a prodloužení délky záběru na 1,5 m. Zástupci geotechnického dozoru však vyhodnotili podmínky pro změnu třídy výrubu jako nepříznivé a ražba pokračovala v třídě výrubu V. celkem 85 m od výjezdového portálu. To už se čelba nacházela v místech, kde měla ražba podle projektu probíhat ve třídě výrubu II. s tloušťkou ostění pouze 150 mm, lehkými vyztužnými rámy, pouze jednou sítí Q188 a jen 3 ks hydraulicky



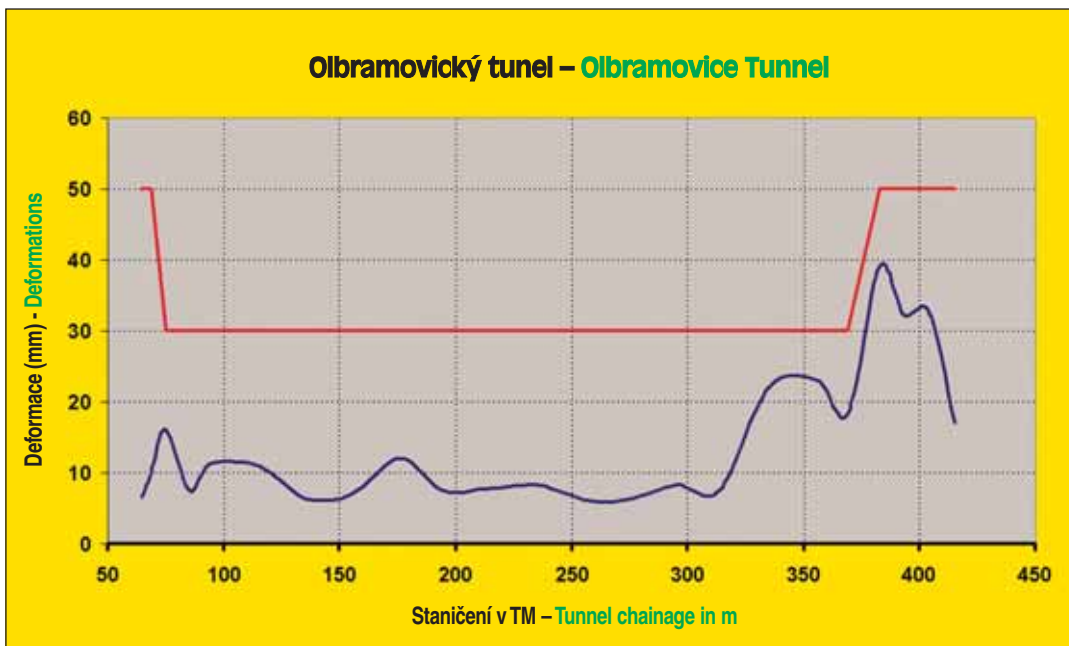
Obr. 4 Zahájení ražby pod zárodkem kaloty
Fig. 4 Commencement of excavation under the top heading stub

of objects from the portal slope to the pit. In addition, this structure formed the outer formwork for the tunnel casting block, which partially extended from the mined part into the construction pit. At last but not least, it provided support for a protective umbrella consisting of 6 m long concrete reinforcement bars Ø32 mm, which supported the tunnel top heading when the tunnel excavation was starting. The ceremonial commencement of the tunnel excavation under the top heading stub structure is shown in Fig. 4.

2.2 Mined sections

IKP Consulting Engineers, s. r. o. is not a fan of commencing excavation under canopy tube pre-support because it considers this technology to be excessively demanding in terms of costs and time. The resultant effect is usually inadequate in terms of the work execution compared with the expected benefit. Inaccurate drilling for the tubes to longer distances leads either to overbreaks or to complications when the tubes have to be cut off when they extend into the tunnel cross-section. Steel dowels usually sufficiently stabilise the circumference of the excavated opening if the excavation round length does not exceed 1 m. The stability of the face can be ensured by a rock wedge or local anchoring using all-thread bars inserted in cement grout.

The tunnel excavation commenced on 10th December 2009. It started from the exit portal. The excavation support class V, which was determined for the work, corresponded to the design assumptions. The excavation was stabilised by an anchoring system consisting of 7/8 pieces of 4 m long SN anchors installed in a staggered pattern. The 250 mm thick primary lining was reinforced with lattice girders and KARI Q188 welded mesh at both surfaces of the lining. The stability of the top heading was provided by steel dowels. Geotechnical monitoring measurements were carried out during the excavation by Arcadis. This firm in addition performed geotechnical supervision for the project owner and the categorisation of the rock mass in terms of the excavation support classes. Despite the fact that the rock mass was tectonically disturbed and the tunnel was driven with the rock disintegration performed solely mechanically, without blasting, the overall stability of the excavation was good. At the excavated cross-sectional area of the top heading deformations did not exceed 10 mm, exceeding 15 mm only exceptionally. The alert level of 50 mm which was set for excavation support class V by the design was never reached during the tunnel excavation. The same applies to the alert levels defined for the other excavation support classes. The blue curve in the chart in Fig. 5 illustrates the course of maximum stabilised deformations of the primary lining along the tunnel route, whilst the red curve represents deformations anticipated in the design. After driving about 15 m from the exit portal, the design expected that excavation support class V would change to class IV. As a result, the thickness of the primary lining was expected to be reduced to 200 mm, the number of anchors to be reduced and the length of the excavation round to increase to 1.5 m. Nevertheless, representatives of the geotechnical monitoring assessed the conditions for switching the excavation support class as unfavourable and the excavation support class V was applied further, covering the total distance of 85 m from the exit portal. Unfortunately, the excavation support class II was expected by the design to be applied to the excavation at that distance, requiring an only 150 mm thick lining, light-weight lattice girders, only one layer of Q 188 mesh and only 3 pieces of 3 m long hydraulically expanded rock bolts per one running metre of the tunnel. This fact meant that significant disproportions originated in comparison with the design assumptions. The contractor performed about 2 – 3 excavation rounds



Obr. 5 Průběh naměřených a předpokládaných deformací výrubu
Fig. 5 Curves for measured and anticipated deformations of the excavation

upínatelných kotev délky 3 m na 1 běžný metr tunelu. Tím došlo oproti předpokladům projektu ke značným disproporcím. Zhotovitel prováděl v tomto úseku cca 2 až 3 záběry za 24 hodin, čemuž odpovídala rychlost ražby kaloty max. 3 m/den. I když byla následně ražba překlasičkována do třídy výrubu IV. a III., prognózovaná třída výrubu II. nebyla po celou dobu ražby použita. Za ražbou kaloty následovala ražba opěří a dobírání dna, přičemž maximální vzdálenost čeleb dílčích výrubů určovala projektová dokumentace a potvrzoval geotechnik stavby podle skutečně zastižených podmínek. Členění výrubu na kalotu a opěří ukazuje obr. 6, kde je v levé části vidět rampa umožňující přístup do kaloty tunelu. Jak se ražba blížila k vjezdovému portálu, začaly se zhoršovat geotechnické poměry, což bylo v souladu s očekávaným vývojem. Za takových podmínek nebylo vhodné provádět prorážku do stavební jámy vjezdového portálu. V takovém případě je mnohem bezpečnější provádět prorážku v hoře v dostatečné vzdálenosti od portálu. V případě Olbramovického tunelu byla po dohodě projektanta a zhotovitele dne 23. 4. 2010 ukončena ražba 47 m od

per 24 hours, which corresponded to the top heading advance rate of 3 m per day as a maximum. In spite of the fact that the subsequent excavation was reclassified as excavation support classes IV and III, the predicted excavation support class II was not applied throughout the excavation period. The top heading excavation was followed by the excavation of the bench and completion of the bottom excavation. The maximum distances between the faces of the partial headings were prescribed by the design and were confirmed by a geotechnician in situ, according to actually encountered conditions. The excavation sequence consisting of the top heading and the bench is shown in Fig. 6, in which, pictured left, there is a ramp providing access to the tunnel top heading. With the excavation face approaching the entrance portal, the geotechnical conditions started to deteriorate, in agreement with the design. Under such conditions it was not advisable for the tunnel to break through into the construction pit at the entrance portal. It was much safer if the breakthrough was performed inside the mountain, at a sufficient distance from the portal. In the case of the Olbramovice tunnel, based on an agreement between the designer and the contractor, the excavation was terminated on 23 April 2010 at the distance of 47 m from the entrance portal; the excavation face was stabilised by anchors and shotcrete and the tunnelling equipment was moved to the entrance portal. A day later, on 23rd April 2010, the night shift crew started to drive the tunnel in the opposite direction, from the entrance portal (see Fig. 7). It was as early as during the excavation of the construction pit that the concerns regarding the depth of the rock mass weathering in the area of the entrance portal were confirmed. The eluvium at the top heading bottom level could be disintegrated nearly by hand.



Obr. 6 Členění výrubu na kalotu a opěří
Fig. 6 Excavation sequence consisting of top heading and bench



Obr. 7 Silně zvětralé eluvium na čelbě na vjezdovém portále
Fig. 7 Heavily weathered eluvium at the heading at the entry portal

vjezdového portálu, čelba byla zajištěna kotvami a stříkaným betonem a mechanismy byly přesunuty k vjezdovému portálu. O den později 23. 4. 2010 zahájila noční směna protiražbu od vjezdového portálu (obr. 7). Již při hloubení stavební jámy se potvrdily obavy z hloubky zvětrání horninového masivu v oblasti vjezdového portálu. Eluvium v úrovni dna kaloty bylo možné téměř rozpojovat rukou a zhotovitel si vymohl do realizační dokumentace doplnit alternativní zajištění portálu a zahájení ražby mikropilotovým deštníkem. Nakonec však nebyl opět použit a obrys přístropí zajišťoval opět jen deštník z betonářské oceli $\varnothing 32$ mm délky 6 m, tentokrát navrtaný ve dvou řadách nad sebou. Raziči firmy Subterra přistupovali k zahájení ražby velmi zodpovědně a s patřičným respektem. Výrub kaloty o ploše 60 m^2 s nadloží 5 m až 8 m probíhal bez problémů a nadvýrubů a záhy zhotovitel zjistil, že se nejedná o nic nebezpečného a že jehly poskytují dostatečnou bezpečnost pro ražbu i staveništní komunikaci v nadloží. Po dobu ražby pod komunikací byl však na ni přerušen provoz. Vzhledem k hloubce zvětrání byla na rozdíl od výjezdového portálu nasazena technologická třída výrubu VI. se spodní klenbou. Rozsah úseku se spodní klenbou určoval na základě skutečně zastížených podmínek geotechnik stavby s tím, že s ohledem na betonáž definitivního ostění musela délka úseku odpovídat násobkům délky bloku betonáže, tj. 12 m. V tomto případě se skutečná délka úseku ve třídě výrubu VI. shodovala s prognózou určenou v zadávací dokumentaci.



Obr. 8 Bednicí vůz ve stavební jámě
Fig. 8 Traveller formwork in a construction pit

The contractor enforced an addition to the detailed design, solving an alternative portal stabilisation system and starting the tunnel excavation by installing canopy tube pre-support. Eventually, the pre-support was not installed and the top heading contour was again stabilised only by the umbrella consisting of 6 m long concrete reinforcement bars $\varnothing 32$ mm, which were in this case installed in two tiers. The attitude of Subterra a. s. miners to the commencement of the excavation was very responsible and respectful from the very beginning. The top heading excavation with the cross-sectional area of 60 m^2 and the overburden 5 – 8 m high proceeded without problems and overbreaks. The contractor soon found out that this procedure was not at all dangerous and the dowels provided sufficient safety for the excavation as well as the site road above the tunnel. Nevertheless, traffic on the road was suspended during the course of the excavation under the road. Taking into consideration the depth of weathering, excavation support class VI with invert was applied, in contrast with the exit portal. The extent of the section with the invert was determined by the geotechnician on the basis of actually encountered conditions, taking into consideration the fact that the length of the section had to agree with the casting of the final lining. It had to be multiples of the length of casting blocks, i.e. 12 m. In this case, the actual length of the section passing through excavation support class VI was identical with the prediction contained in tender documents.

3. FINAL TUNNEL LINING AND SECURING ITS WATERTIGHTNESS

3.1 Cut-and-cover tunnel sections

Clearing of the tunnel bottom excavation from the exit portal and casting of blinding concrete under footings of the final lining had already started when the bench excavation was being completed. The casting of the final lining started in the cut-and-cover section of the tunnel. In contrast with the mined section, the reinforcement of footings and the tunnel vault is in this case interconnected. The minimum thickness of the lining in the crown is 600 mm and it increases toward the side walls up to more than 1 m. The inner surface of the tunnel is identical in the cut-and-cover and mined sections. Owing to this fact only one travelling form was used, making the casting of 12 m long blocks possible (see Fig. 8). It has become a tradition that seepage resistant concrete is used for cut-and-cover sections of a tunnel. Because no waterproofing membrane was placed on the lining, the joints had to be sealed using 320 mm wide inner waterstops. To this purpose it was necessary to equip the end of the travelling form with a special piece of formwork making the insertion of the inner waterstop possible (see Fig. 9). As an insurance, a bentonite gasket was inserted into the joint before the waterstop, which swells and seals the joint in the case of water seepage. Seepage resistant concrete was designed even for the first and last block of the final lining in the mined tunnel section. These blocks were in addition provided with a waterproofing membrane, the same as all blocks of the mined section of the tunnel. The waterproofing membrane was terminated by an outer waterstop on the block cast using seepage resistant concrete. The advantage of this solution is, on the one hand, that it secures overlapping of the section sealed by means of the waterproofing membrane and seepage resistant concrete; on the other hand, the sensitive detail of joining the waterproofing membrane between the mined and cut-and-cover parts of the tunnel, which is usually solved by means of a reverse joint, is avoided.



Obr. 9 Speciální úprava čela bednění pro těsnicí pás

Fig. 9 Special design for the end of the formwork for the insertion of a waterstop

3. DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ TUNELU A ZAJIŠTĚNÍ JEHO VODONEPROPUSTNOSTI

3.1 Hloubené úseky tunelu

Již při dotěžování opěrů probíhalo od výjezdového portálu dočišťování počvy tunelu a betonáž podkladních betonů pod patky definitivního ostění. Betonáž definitivního ostění byla zahájena na hloubeném úseku tunelu. Na rozdíl od raženého úseku je výztuž ostění patek a klenby tunelu v tomto případě propojena. Minimální tloušťka ostění v klenbě je 600 mm a směrem k opěrě tunelu se zvětšuje až na více než 1 m. Vnitřní líc tunelu je v hloubeném i raženém úseku stejný, a proto se používá jeden bednicí vůz, umožňující betonáž bloku ostění v délce 12 m (obr. 8). Již tradičně jsou hloubené úseky tunelu prováděny z betonu odolného proti průsaku vody. Protože na ostění není položena hydroizolační fólie, musí být spáry mezi bloky betonáže těsněny vnitřním těsnicím pásem šířky 320 mm. K tomu účelu je nutné čelo bednicího vozu vybavit speciálním bedněním, které umožní vsazení vnitřního těsnicího pásu (obr. 9). Jako pojistka je před tento pás do spáry vložen i bentonitový pásek, který v případě průsaku vody nabobtná a spáru utěsní. Z betonu odolného proti průsakům je navržen i první a poslední blok definitivního ostění v raženém úseku tunelu. Tyto bloky jsou zároveň izolovány hydroizolační fólií, jako všechny bloky ražené části tunelu. Hydroizolační fólie je ukončena vnějším těsnicím pásem na bloku betonáže z betonu odolného proti průsakům. Výhoda tohoto řešení je v tom, že je jednak zajištěn přesah úseku těsněného pomocí hydroizolační fólie a betonem odolným proti průsakům, jednak odpadá citlivý detail napojení hydroizolační fólie mezi hloubenou a raženou částí tunelu, který se zpravidla řeší zpětným spojem.

3.2 Ražené úseky tunelu

Ražená část tunelu je izolována hydroizolační fólií, která je podélně svařena dvoustupým, kanálkovým svarem s možností zkoušení natlakováním. Pro napojení klenby a patky je použit již standardní detail bez propojení výztuže a se zatažením hydroizolační fólie až do úrovně bočních drenáží (obr. 10). Ty jsou uloženy pod úrovní spáry mezi klenbou a patkou, takže hydroizolační fólie izoluje i tento citlivý detail s vodorovnou spárou. Kromě poškození hydroizolační fólie při montáži výztuže je nutno pečlivě sledovat i provádění zdvojení fólie v místě spáry mezi bloky betonáže a ukončení fólie v místě patky. Nedostatečné utěsnění fólie k patce ostění způsobilo v minulosti řadu problémů, kdy při doinjektování vrchlíku definitivního ostění došlo k zatečení injektážní směsi do drenážního systému a zabetonování potrubí. Sanace je časově i finančně velmi nákladná a zpravidla se neobejde bez trvalého poškození drenážního systému. Stejným způsobem může být drenážní systém poškozen, pokud není během provozování



Obr. 10 Koncová úprava hydroizolační fólie v místě patky ostění

Fig. 10 Final design for the waterproofing membrane at the foot of the lining

3.2 Mined tunnel sections

The mined part of the tunnel was provided with a waterproofing membrane, which was longitudinally welded up by a double-seam channel weld allowing the pressurisation of the seam. The connection between the vault and footings is solved using a traditional detail without connecting the reinforcement and with pulling the waterproofing membrane down, up to the level of the side drains (see Fig. 10). The drains are placed under the level of the joint between the vault and the footing; therefore the waterproofing membrane even protects this sensitive detail containing a horizontal joint. Apart from damaging the waterproofing membrane during its installation, it was necessary to carefully follow the installation of the double-layer membrane covering joints between casting blocks and the termination of the membrane at the footing. The insufficiently sealed connection of the membrane to the footing caused many problems in the past. Grout injected behind the final lining crown during the final grouting operation flew into the drainage system and filled the pipes. Repairs are very demanding in terms of time and costs and usually are not carried out without permanent damage to the drainage system. In the same way, a drainage system can be damaged if regular clearing is not carried out during the tunnel operation. For that reason there are manholes installed every 48 m in safety recesses, allowing the clearing of side drains. Drainage is threatened not only by fine sand washed away from the ground mass, but first of all by sediments from extracts from shotcrete. A drain shoe is installed in each manhole, which closes the pipeline in a standard way. In this way the access of air to the drainage system is limited. Results of surveys have shown that leaching is significantly retarded and the process of filling of drains is diminished if the access of air is limited. The drain shoe makes opening and clearing of drains with high-pressure water possible. Even the drainage piping material (in this case supplied by Rehau) is adjusted to this system.

The final lining for the mined tunnel section was designed in C20/25 concrete. Its dimensions were determined on the basis of results of deformational measurements conducted within the framework of the geotechnical monitoring. Owing to the use of the 200 mm to 250 mm thick primary lining and the high stability of the ground environment, the deformations during the excavation were minimised. Geotechnical parameters of the ground mass and loading on the lining, which were derived using a back analysis based on deformations, are very close to real conditions. In the case of a non-linear calculation of the concrete lining it was possible to use the cross-section to the maximum. The large part of the mined tunnel could be constructed without concrete reinforcement. For that reason only



Obr. 11 Úsek tunelu s nevyztuženým ostěním
Fig. 11 Tunnel section with non-reinforced concrete lining

tunelu prováděno jeho pravidelné čištění. Proto jsou po 48 m v záchranných výklencích umístěny šachty na čištění boční tunelové drenáže. Ta je ohrožena nejen jemnými částicemi vyplavovanými z horninového masivu, ale zejména usazeninami výluhů ze stříkaného betonu. V šachtě je osazen čistící kus, kterým je potrubí standardně uzavřeno. Tím je omezen přístup vzduchu do drenážního systému. Výsledky výzkumů ukazují, že při omezeném přístupu vzduchu se zpomaluje vyluhování a snižuje se proces zanášení drenáží. Čistící kus umožňuje po otevření čistit drenáže vysokotlakou vodou. Tomu je přizpůsoben i materiál drenážního potrubí – v tomto případě od firmy Rehaus.

V ražené části tunelu je definitivní ostění navrženo z betonu C20/25. Dimenzování probíhá na základě výsledků deformačních měření prováděných v rámci geomonitoringu. Použitím primárního ostění tloušťky 200 mm až 250 mm a díky vysoké stabilitě horninového prostředí došlo během ražby jen k minimálním deformacím. Zpětnou analýzou byly na základě deformací odvozeny geotechnické parametry horninového masivu a následně zatížení ostění, které se blíží reálným podmínkám. Při nelineárním výpočtu betonového ostění, kdy je zohledněn vznik trhlin a tím i maximální využití průřezu, lze větší část raženého tunelu provádět bez výztuže. Proto jsou vyztuženy pouze bloky betonáže v příportálových úsecích a v nevyztužených blocích betonáže jsou vyztuženy jen nouzové výklenky v každém druhém bloku (obr. 11). Díky možnosti

the casting blocks in the portal sections were reinforced. In the unreinforced blocks, only the emergency recesses in every other block were reinforced (see Fig. 11). Thanks to the possibility to close the portals and the travelling formwork with geotextile, concrete could be cast even during the winter season. During the preparation of this paper, the final lining had been completed throughout the tunnel length and the work on the inner equipment of the tunnel was in progress.

4. THE TOMICE I TUNNEL

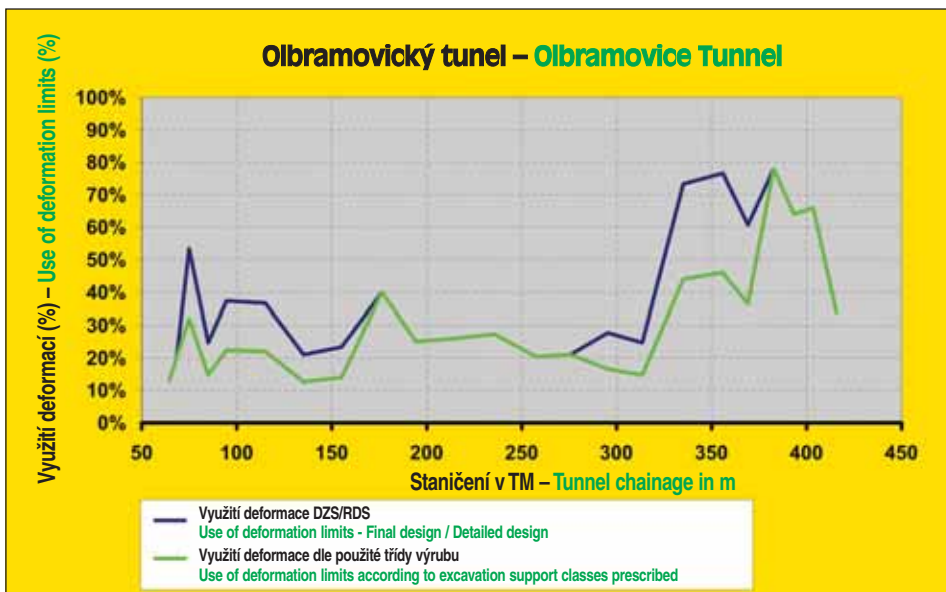
With its length of 324 m, the Tomice I tunnel is the second longest tunnel within the Votice – Benešov u Prahy rail line section. The tunnel excavation commenced in September 2010. The geotechnical conditions for excavation were similar as those in the case of the Olbramovice tunnel, despite the fact that the overburden height reaches a mere 15 m. Of the total tunnel length, a 108 m long section was constructed in an open construction trench (see Fig. 12) and 218 m were driven using the NATM. The tunnel lies on a horizontal curve with the diameter of 1282 m, inclining at the longitudinal gradient of 10 ‰. The track superelevation of 170 mm is smaller than that in the Olbramovice tunnel; the necessary offset of the centreline of the tracks from the tunnel centre line is 170 mm. The tunnel geometry is identical for all tunnels on the route, corresponding to the standard sheet for a double-track tunnel. The rock mass behaviour during the tunnel excavation was similar to the behaviour experienced in the case of the Olbramovice tunnel. Thus the contractor could apply the experience gained during the excavation of that tunnel. Deformations of the excavated opening varied up to 15 mm as a standard, exceeding 20 mm only in isolated cases. The value of 35 mm was not exceeded in any of the measurement profiles. It can be concluded from this fact that it also applies to the Tomice I tunnel that the rock mass is stable and the support system depending on the excavation support classes does not allow bigger increase in deformations. The excavation support classes were assigned following the same principle as it was in the case of the Olbramovice tunnel. It differed from the prediction contained in the tender documents and the final design.

5. CONCLUSION

The excavation of both tunnels passed through the geology consisting of granitic diorites in various degrees of weathering



Obr. 12 Stavba zárodku kaloty v jámě Tomického tunelu I.
Fig. 12 Construction of the starting top heading stub in the construction pit for the Tomice tunnel I.



Obr. 13 Graf využití přípustných deformací výrubu
Fig. 13 Chart of exhausting of allowable excavation deformations

uzavření portálů a bednicího vozu geotextilií mohly probíhat betonáže i v zimním období. V době psaní článku bylo již ostění v celé délce tunelu vybetonované a probíhaly práce na vnitřním vybavení.

4. TUNEL TOMICKÝ I.

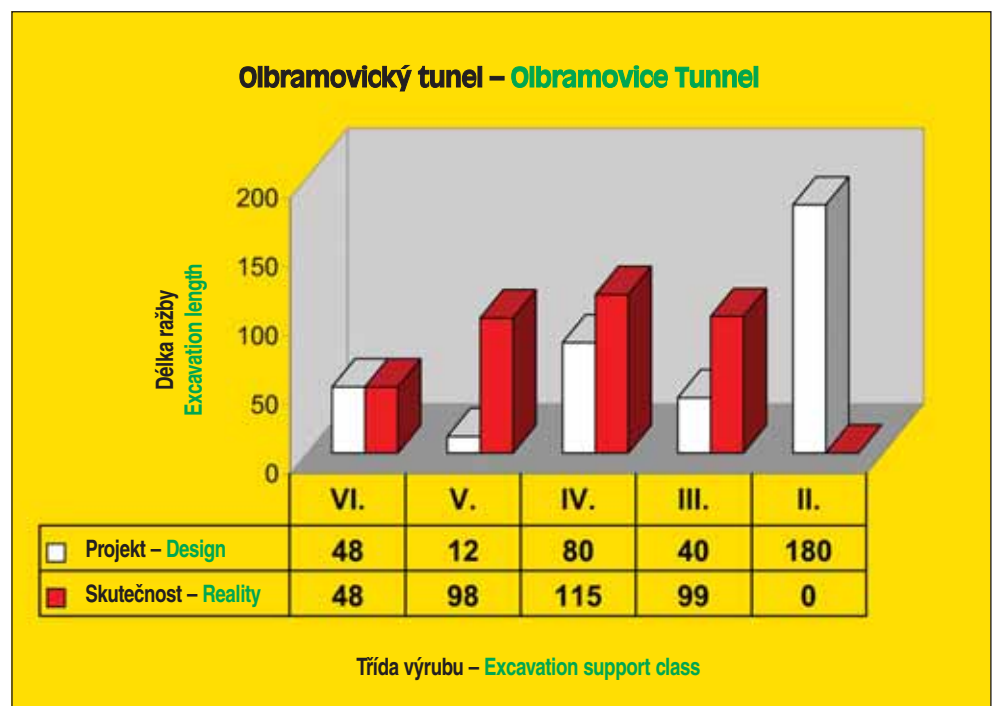
Tunel Tomický I. je s délkou 324 m druhým nejkratším tunelem na úseku Votice – Benešov u Prahy. Ražba tunelu byla zahájena v září 2010 a geotechnické podmínky pro ražbu byly obdobné jako v případě Olbramovického tunelu, i když výška nadloží dosahuje jen max. 15 m. Z celkové délky tunelu je 108 m tunelu prováděno v otevřené stavební jámě (obr. 12) a 216 m raženo pomocí NRTM. Tunel leží ve směrovém oblouku o poloměru 1 282 m v podélném sklonu 10 ‰. Převýšení koleje 170 mm je menší než v Olbramovickém tunelu a nutné odsazení osy kolejí od osy tunelu je 170 mm. Tvar tunelu je stejný pro všechny tunely na trase a řídí se rovněž vzorovým listem dvoukolejného tunelu. Chování horninového masivu při ražbě bylo obdobné jako v případě Olbramovického tunelu a zhotovitel mohl uplatnit zkušenosti získané při jeho ražbě. Deformace výrubu se pohybovaly standardně do 15 mm, v ojedinělých případech překračovaly 20 mm a v žádném z měřených profilů deformace nepřesáhla hodnotu 35 mm. Z toho lze usuzovat, že i v případě tunelu Tomického I. je horninový masiv stabilní a způsob zajištění podle technologických tříd výrubu nepřipouští větší nárůst deformací. Zatřídování do technologických tříd výrubu probíhalo podle stejného principu, jako v případě Olbramovického tunelu a lišilo se od prognózy stanovené v zadávací dokumentaci, resp. realizační dokumentaci stavby.

5. ZÁVĚR

Ražba obou tunelů proběhla v prostředí garnitoidů různého stupně zvětrání a tektonického porušení. Z geotechnického hlediska byla pro

and tectonic disturbance. From the geotechnical point of view, the parameter crucial for the excavation stability was the orientation of discontinuities in relation to the excavation face plane and their spacing determining the fragmentation of the rock. No larger overbreaks beyond the excavation contour occurred during the works. An instable excavation face was experienced in the Olbramovice tunnel at the beginning of 2010. The instability caused falling of rock over the planned length of the excavation round during mechanical disintegration. This instability was successfully removed by the contractor in time, therefore uncontrolled spreading of the problem was prevented. During the course of the subsequent excavation the rock mass behaved in a stable manner and the deformational measurements conducted within the framework of the geotechnical monitoring confirmed that the rock mass was stable as the whole. The alert levels were not registered at any of the measurement profiles. The example of exploiting the allowable deformations set in the design for the Olbramovice tunnel is presented in Fig. 13. It is obvious from the chart that the allowable deformations were not reached during the tunnel excavation and deformational manifestations of the excavation lied deep under the values expected by the design and tender documents.

The excavation support classes were determined in compliance with the NATM principles, directly on site, after mutual agreement of representatives of project owner's site supervision (or the site geotechnician) and a representative of the contractor responsible for the safety of the excavation work (the mine manager). The situation which has developed shows that correct determination of excavation support classes has a fundamental influence on the efficiency of investment costs incurred. The rules set according to the NATM



Obr. 14 Prognóza a skutečnost technologických tříd výrubu Olbramovického tunelu
Fig. 14 Prediction and reality in excavation support classes for the Olbramovice tunnel

stabilitu výrubu zásadním parametrem orientace diskontinuit vzhledem k rovině čelby a dále jejich vzdálenost určující fragmentaci horniny. Během ražby nedošlo k tvorbě větších nadvýlomů nad obrys tunelu. Začátkem roku 2010 došlo na Olbramovickém tunelu k nestabilitě čelby, která měla za následek vypadnutí horniny nad plánovaný rozsah záběru při strojním rozpojování. Tuto nestabilitu se však podařilo zhotoviteli včas zajistit tak, aby nedošlo k jejímu nekontrolovanému šíření. Při další ražbě se horninový masiv choval stabilně a deformační měření prováděná v rámci geotechnického monitoringu potvrzují celkovou stabilitu horninového masivu. Ani na jednom měřickém profilu nebylo dosaženo varovného stavu. Čerpání projektem stanovených přípustných deformací ukazuje příklad Olbramovického tunelu na obr. 13. Z grafu je zřejmé, že při ražbě nebylo přípustných deformací zdaleka dosaženo a deformační projevy ražby ležely hluboko pod projektem i zadávací dokumentací očekávanými hodnotami.

Zatřídování do technologických tříd výrubu probíhalo podle zásad NRTM přímo na stavbě po vzájemné dohodě zástupců technického dozoru investora (resp. geotechnika stavby) a zástupce zhotovitele odpovědného za bezpečnost ražby (závodního). Vzniklá situace ukazuje, že správné zařazení do technologické třídy výrubu má zásadní vliv na efektivnost vynaložených investičních nákladů. Nastavená pravidla NRTM umožňují zhotoviteli i investorovi použít jen takové prostředky k zajištění stability výrubu, které jsou nezbytné nutné pro zajištění bezpečnosti ražby a přípustných deformací výrubu. Rozdíly mezi prognózou a skutečností v zařídování do technologických tříd výrubu ukazují grafy na obrázcích 14 a 15.

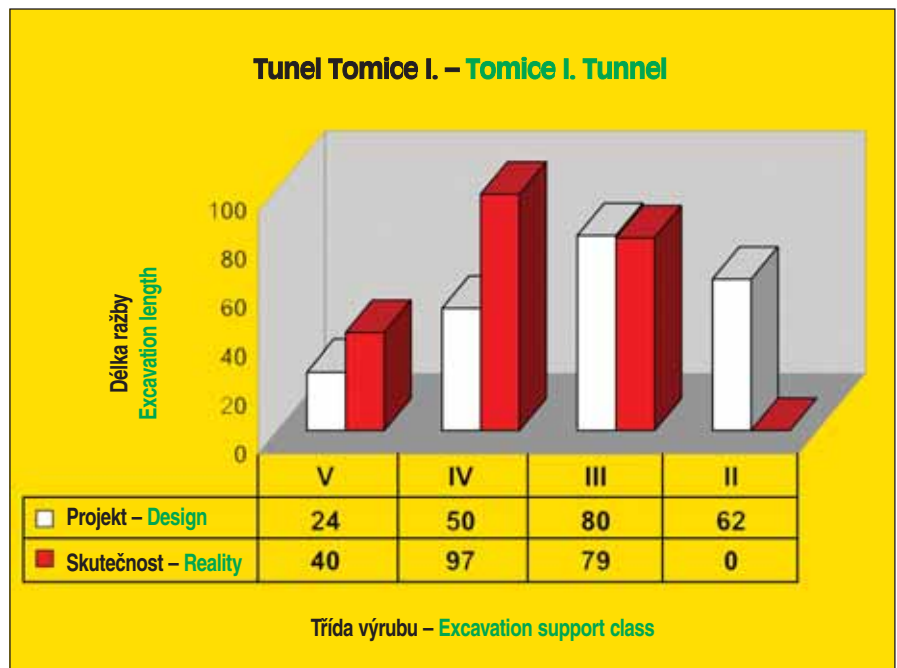
Použití betonů odolných proti průsakům pro ostění hloubených tunelů klade zvýšené nároky na provádění betonáže i detailů těsnění pracovních spár. Přináší však výhody v odstranění rizika poškození hydroizolační fólie jako jediného prvku k zajištění vodonepropustnosti ostění. V případě průsaků přes ostění lze sanovat místo, kde k průsaku skutečně dochází a na rozdíl od poškozené hydroizolační fólie přesně lokalizovat místo poruchy.

Dimenzování definitivního ostění na základě výsledků geotechnických měření v průběhu ražeb je jasným důkazem, že observační metoda je u NRTM použitelná nejen při ražbě a návrhu zajištění stability výrubu, ale i při provádění definitivního ostění. Oproti zadávací dokumentaci došlo v případě definitivního ostění k úspoře oceli, neboť větší část raženého úseku tunelu je provedena z nevyztuženého betonu. Přes počáteční nedůvěru se použití nevyztuženého ostění začíná u českých silničních i železničních tunelů pomalu používat.

Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha, zhotovitelem geotechnického monitoringu a geotechnikem stavby je firma Arcadis. Tunely provádí firma Subterra na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers.

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

Recenzoval: Ing. Karel Franczyk, Ph.D.



Obr. 15 Prognóza a skutečnost technologických tříd výrubu Tomického tunelu I.

Fig. 15 Prediction and reality in excavation support classes for the Tomice tunnel I.

allow both the contractor and the project owner to use only such means to provide the stability of the excavation which are indispensable for the safety of excavation and for securing of permitted deformations. Differences between the prediction and reality in the determination of excavation support classes are shown in Figures 14 and 15.

The application of seepage resistant concrete to the lining of cut-and-cover tunnels places increased demands on the execution of casting of concrete and details of sealing of construction joints. But it even brings advantages in terms of removing the risk of damage to the waterproofing as a single component securing the waterproofing capacity of the lining. As opposed to a damaged membrane, it is possible in the cases of seepage through the lining to exactly locate the defective spot and repair only the spot where the seepage really occurs.

The dimensioning of the final lining based on results of geotechnical measurements during the course of excavation is a clear proof that the observational method at the NATM is applicable not only during the excavation and preparation of a proposal for the excavation support, but also during the erection of the final lining. Compared with the tender documents, savings in reinforcement were achieved in the case of the final lining because the major part of the mined tunnel section is lined with non-reinforced concrete. Despite the initial distrust, the use of a non-reinforced lining slowly begins to be used in Czech road tunnels and railway tunnels.

The project owner is the Railway Infrastructure Administration, state organisation, the Civil Engineering Administration Prague; the contractor for geotechnical monitoring is ARCADIS. The tunnels are constructed by SUBTERRA a. s. on the basis of the detailed design carried out by IKP Consulting Engineers s. r. o.

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

LITERATURA / REFERENCES

Archiv společnosti IKP Consulting Engineers s. r. o.