

VOTICKÝ ŽELEZNIČNÍ TUNEL – TECHNICKÉ ŘEŠENÍ A ZKUŠENOSTI Z VÝSTAVBY

VOTICE RAIL TUNNEL – TECHNICAL SOLUTION AND EXPERIENCE FROM CONSTRUCTION

LIBOR MAŘÍK

Hloubený dvoukolejný tunel Votický má v rámci České republiky hned několik primátů. S délkou 590 m je nejdelším hloubeným železničním tunelem, jehož ostění tvoří beton odolný proti průsakům. Originální je i konstrukce ostění tunelu rozpíraná ve spodní části o boky stavební jámy nebo způsob vyztužování ostění. Stavbu tunelu provázely od samého počátku geotechnické problémy, které si vyžádaly změnu způsobu zajištění stavební jámy. K odtěžování stavební jámy byla kromě trhacích prací použita i skalní fréza. Příspěvek popisuje úskalí, se kterými se musí projektant, zhotovitel i investor potýkat při změně geotechnických poměrů a s tím souvisejícího postupu výstavby.

GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY – PŘEDPOKLADY A SKUTEČNOST

Klíčovým faktorem, který zásadně ovlivňuje výstavbu tunelu i volbu konstrukčního řešení, jsou geotechnické poměry v dané lokalitě. Nejinak tomu bylo při zpracování projektové dokumentace a následné realizaci stavby. Tunely na traťovém úseku Votice – Benešov u Prahy procházejí geomorfologickou soustavou označovanou jako Jihočeská vysočina. Území se nachází při jihovýchodním okraji středoevropského plutonu v blízkosti výběžku moldanubika a je tvořeno zejména paleozoickými, hlubinnými a žilnými vyvělinami. Horniny jsou charakteristické svou značnou petrografickou pestrostí. Převažujícími horninovými typy jsou drobnozrnné žilné granity a aplity. V části území porfyrické, středně zrnité, amfibol-biotitické žuly typu Čertova břemene a porfyrické, středně zrnité biotitické žuly s amfibolitem sedlčanského typu. Lokálně se v trase tunelu vyskytují kontaktní metamorfity zastoupené cordieritickými rulami a migmatity různého stupně zvětrání. Avizované geotechnické podmínky v místě Votického tunelu byly v porovnání s tunely Olbramovický, nebo Tomický I. a II. na stejném traťovém úseku velmi příznivé. Kromě zóny hlubšího dosahu zvětrání uprostřed tunelu a v oblasti výjezdového portálu měl tunel procházet navětralými granity s ortogonálním systémem subvertikálních, resp. subhorizontálních puklin. Ražený tunel nebyl v tomto úseku navržen pouze z důvodu nízkého nadloží, které se pohybuje od 0 do max. 9 m a nedovolovalo by tak dosáhnout požadované bezpečnosti pro ražbu. V oblasti výjezdového portálu je tunel oproti původní úrovni terénu dokonce mírně přesypán. Geotechnický průzkum byl prováděn pomocí jadrových vrtů doplněných geofyzikálním průzkumem. Protože se zvolenými metodami průzkumu jen obtížně stanovuje sklon a orientace puklin, bylo předpokládáno typické rozpukání charakteristické pro daný typ horniny.

Po zahájení prací na hloubení stavební jámy se však ukázalo, že se v některých údajích skutečně zastížená geotechnická podmínky odchyľují od prognózy uvedené v projektu stavby a zadávací dokumentaci. Horniny jsou nepravidelné a všesměrně rozpukané. Směr a sklon jednotlivých diskontinuit se v masivu

The Votice cut-and-cover tunnel is a holder of several records in the Czech Republic. With its length of 590 m it is the longest cut-and-cover railway tunnel with a seepage resistant concrete lining. Even its structure is original through the bracing at the bottom against sides of the construction trench and the method of reinforcing the lining. The construction was attended by geotechnical problems from the very beginning. They required a change in the technique of stabilising the construction trench. The construction trench was dug using blasting, supplemented by a rock roadheader. The paper describes the difficulties a designer, contractor and project owner have to deal with when geotechnical conditions and the associated construction procedure change.

GEOTECHNICKÉ PODMÍNKY – PŘEDPOKLADY A REALITA

Geotechnické podmínky v této lokalitě jsou klíčovým faktorem, který zásadně ovlivňuje výstavbu tunelu i volbu konstrukčního řešení. Nejinak tomu bylo při zpracování projektové dokumentace a následné realizaci stavby. Tunely na traťovém úseku Votice – Benešov u Prahy procházejí geomorfologickou soustavou označovanou jako Jihočeská vysočina. Území se nachází při jihovýchodním okraji středoevropského plutonu v blízkosti výběžku moldanubika a je tvořeno zejména paleozoickými, hlubinnými a žilnými vyvělinami. Horniny jsou charakteristické svou značnou petrografickou pestrostí. Převažujícími horninovými typy jsou drobnozrnné žilné granity a aplity. V části území porfyrické, středně zrnité, amfibol-biotitické žuly typu Čertova břemene a porfyrické, středně zrnité biotitické žuly s amfibolitem sedlčanského typu. Lokálně se v trase tunelu vyskytují kontaktní metamorfity zastoupené cordieritickými rulami a migmatity různého stupně zvětrání. Avizované geotechnické podmínky v místě Votického tunelu byly v porovnání s tunely Olbramovický, nebo Tomický I. a II. na stejném traťovém úseku velmi příznivé. Kromě zóny hlubšího dosahu zvětrání uprostřed tunelu a v oblasti výjezdového portálu měl tunel procházet navětralými granity s ortogonálním systémem subvertikálních, resp. subhorizontálních puklin. Ražený tunel nebyl v tomto úseku navržen pouze z důvodu nízkého nadloží, které se pohybuje od 0 do max. 9 m a nedovolovalo by tak dosáhnout požadované bezpečnosti pro ražbu. V oblasti výjezdového portálu je tunel oproti původní úrovni terénu dokonce mírně přesypán. Geotechnický průzkum byl prováděn pomocí jadrových vrtů doplněných geofyzikálním průzkumem. Protože se zvolenými metodami průzkumu jen obtížně stanovuje sklon a orientace puklin, bylo předpokládáno typické rozpukání charakteristické pro daný typ horniny.



Obr. 1 Zahájení těžení jámy (01/2010)
Fig. 1 Commencement of pit excavation (01/2010)

poměrně výrazně mění, což je zřejmě způsobeno horninotvornými procesy souvisejícími s intruzí plutonu podél komplexu moldanubika. Hornina je v prostoru hloubené jámy postižena různým stupněm zvětrání od zcela zvětralé horniny charakteru stmelého písku (obr. 1) až po vysoce pevnou téměř zdravou horninu. Kvalitní pevná hornina vystupuje v trase tunelu ve dvou elevacích v úsecích ohraničených tunelovými metry TM 0 až 150 a TM 300 až 450. V ostatních částech trasy zasahuje zvětrání do značné hloubky, což má za následek výskyt horniny o nízké až velmi nízké pevnosti. Výjezd z tunelu v TM 460–590 je celý tvořen eluviálními granitickými zvětralínami. S postupujícím odtěžováním horniny směrem do hloubky dochází i v porušených úsecích k postupnému obnažování pevné navětralé až zdravé horniny. Na několika místech se ve stěnách stavební jámy objevují tělesa žilných (aplitických) žul, která jsou mnohdy provázána poměrně silnými přítoky vody.

Hlavní faktor ovlivňující stabilitu stěn stavební jámy je orientace zastoupených ploch nespojitosti. Díky blízkosti kontaktu s moldanubickými horninami je granit až nezvykle usměrněný a jeho vnitřní uspořádání limitují 3–4 systémy ploch nespojitosti. Spádnice nejčtenějších ploch svírají se spádnicí svahu stavební jámy úhel $< 45^\circ$ a sklon se pohybuje v rozmezí $65\text{--}80^\circ$. Někdy lze dokonce označit dominantní systémy jako subparalelní se směrem stavební jámy. Tato nepříznivá a nepředpokládaná orientace dominantních ploch nespojitosti způsobovala v průběhu hloubení stavební jámy vznik nestabilních širokých a plochých klínů, které měly výraznou predispozici pro vyjetí do prostoru stavební jámy (obr. 2). Vzniklá situace vedla až ke změně způsobu zajištění stavební jámy.

OD ZÁŘEZU K HLOUBENÉMU TUNELU

V průběhu projektování přípravné dokumentace došlo v úseku nynějšího tunelu k výškové úpravě trasy. Ve vazbě na navazující úseky bylo nutné niveletu zahloubit až o 1 m, a tím vzrostla hloubka navrhovaného zářezu až na bezmála 20 m. Při této hloubce stavební jámy již vstupují do hry kromě investičních nákladů i otázky spojené s dlouhodobou stabilitou jejích svahů a nároky na údržbu tratě. Proto bylo provedeno technicko-ekonomické posouzení variant vedení trasy v otevřeném zářezu a přesypaného tunelu. Zatímco svahy stavební jámy navrhované jako dočasné bylo možné projektovat strmější, trvalý zářez by vyžadoval použití podstatně plošších sklonů svahu. Proto se z hlediska objemu zemních prací jevila jako výhodnější varianta hloubeného tunelu, která navíc umožňovala část vytěženého materiálu uložit zpět ve formě zásypu tunelu. Stavební jáma však byla nejen značné hloubky, ale i šířky, neboť

It was found out after the beginning of the excavation of the construction pit that, in some points, the actually encountered geotechnical conditions deviated from the prognosis contained in the detailed design and the tender documents. The rock is irregularly and omni-directionally fractured. The direction and dip of individual discontinuities relatively significantly vary within the massif. This is probably caused by rock-forming processes associated with the intrusion of pluton along the Moldanubic complex. The rock in the space of the construction pit is affected by various degree of weathering, ranging from totally weathered rock with the character of compacted sand (see Fig. 1) up to very strong, sound rock. Good quality, strong rock rises along the tunnel route in two elevations in sections bordered by tunnel chainages 0 to 150 m and 300 to 450 m. In the other parts of the route, weathering processes reach significant depths, resulting in the occurrence of low to very low strength rock. The entire exit from the tunnel at tunnel chainage 460-590 m is formed by eluvial granitic detritus. With the gradual deepening of the excavated pit, strong, slightly weathered to sound rock was exposed even in the disturbed sections. Vein (aplitic) granite bodies, frequently accompanied by relatively intense inflows of groundwater, appeared in several places in the walls of the construction trench.

The main factor affecting the stability of walls of the construction pit was the directions of existing discontinuity surfaces. Owing to the contact with the Moldanubic rocks found in the close vicinity, the granite is unusually aligned; its inner structure is limited by 3-4 systems of discontinuity surfaces. The lines of maximum slope of the surfaces lay at an angle $< 45^\circ$ to the lines of maximum slope of the pit sides; the gradient fluctuates between $65\text{--}80^\circ$. Sometimes it is even possible to mark dominating systems as sub-parallel with the direction of the construction pit. This unfavourable and unpredicted orientation of dominating discontinuity surfaces caused the origination of wide and flat wedges, which were significantly pre-disposed to sliding into the space of the construction pit (see Fig. 2). The resulting situation even led to a change in the construction pit stabilisation system.

FROM AN OPEN CUT ROUTE TO THE CUT-AND-COVER TUNNEL

The vertical alignment design was modified during the work on the conceptual design for the current tunnel section. The alignment depth had to be increased by about 1 m with respect to the adjacent sections. The depth of the proposed open trench increased up to nearly 20 m. At this depth of the construction pit, even the issues associated with long-term stability of its slopes and requirements for the maintenance of the track is to be counted with, in addition to investment costs, to the process. This was the reason why a technical and economic assessment of a variant of the alignment running in an open cutting and a false tunnel variants were carried out. While the construction trench, slopes proposed as temporary structures, could be designed steeper, a permanent cutting would have required substantially flatter gradients of slopes. For that reason the cut-and-cover tunnel variant, which, in addition, allowed part of the excavated material to be returned back in the form of the tunnel backfill, appeared to be more advantageous. However, the construction trench was to be excavated to a significant depth and also width, because it was necessary in terms of a standard construction system to allow for a space at least 1.5 m wide alongside the cut-and-cover tunnel structure, on either side. This space allowed the tunnel formwork to be installed and other operations connected with the construction to be carried out. The width of the construction trench was successfully reduced by 3m thanks to an original technical solution



Obr. 2 Uvolněné skalní bloky (04/2010)
Fig. 2 Loosened rock blocks (04/2010)

pro standardní výstavbu bylo třeba počítat s prostorem podél hloubeného tunelu o šířce min. 1,5 m na každé straně. V tomto prostoru bylo možné zajistit bednění ostění tunelu a provádění dalších prací souvisejících s výstavbou. Díky originálnímu technickému řešení, využívajícímu boky stavební jámy jako tuhou podpěru klenbové konstrukce ostění tunelu, se podařilo zúžit stavební jámu o 3 m, a tím snížit objem zemních prací o více než 25 000 m³. Podepřením klenby tunelu o tuhé boky stavební jámy bylo dosaženo i výrazného zeštíhlení tunelového ostění o 100 mm a snížení stupně vyztužení v porovnání s klasickou konstrukcí prováděnou ve svahované stavební jámě, jako např. u sousedního Olbramovického tunelu. Při návrhu technického řešení se vycházelo z prognózy geotechnických poměrů v trase tunelu. Vzhledem k očekávaným geotechnickým parametrům horninového masivu byly dočasné svahy stavební jámy navrženy ve sklonu 5:1 a 3:1. Poslední etáž stavební jámy výšky 4,5 m byla navržena dokonce se svislými boky, aby o ni bylo možné rozepřít tunelové ostění. Pouze první etáž stavební jámy, situovaná do vrstev pokryvu, je navržena ve sklonu 1:1. Její hloubka však zpravidla nepřesahuje 3 m. Vzhledem k reliéfu terénu a výškovému i směrovému situování trasy nebylo možné dosáhnout vyrovnané hmotnice. Vedením trasy v pěti tunelech a čtveřech zářezech vznikl značný přebytek výkopového materiálu, který bylo možné trvale deponovat až asi 100 km od dané lokality. Navržením hloubeného tunelu délky 590 m došlo k výraznému snížení objemu zemních prací. Hlavními důvody byly jednak strmější sklon dočasných svahů stavební jámy, jednak možnost uložení části výkopu do zpětných zásypů. Na základě technicko-ekonomického porovnání bylo proto rozhodnuto sledovat v dalším stupni projektové dokumentace variantu hloubeného tunelu.

VODONEPROPUSTNÉ OSTĚNÍ BEZ IZOLAČNÍ FÓLIE

Zajištění vodonepropustnosti tunelového ostění je provázáno vždy určitými obavami. I když pomalu odeznívají ještě nedávno

using the sides of the construction trench for firm support of the vault structure, thus the volume of earthwork was reduced by over 25,000 m³. Significant reduction of the tunnel lining thickness by 100 mm was achieved and the reinforcement ratio was reduced in comparison with a classical structure constructed in a sloped open trench, such as, for example, the neighbouring Olbramovice tunnel. When the technical solution was being prepared, geotechnical conditions predicted for the tunnel route were adopted as the basis. Taking into consideration the predicted geotechnical parameters of the rock mass, 5:1 and 3:1 inclines were proposed for the temporary slopes of the construction trench. The last, 4.5 m high, bench of the construction trench excavation was even proposed to have vertical sides so that the tunnel lining could be braced against it. The first bench in the construction trench, located in the cover, was the only bench which was excavated with the slopes at 1 : 1. The height of this bench usually did not exceed 3 m. Because of the terrain relief and the horizontal and vertical design of the alignment, it was not possible to achieve a balanced mass haul diagram. Significant excavation surplus muck originated as a result of the alignment passing through 5 tunnels and numerous cuttings. A permanent stockpile was available only at the distance of about 100 km from the given location. The earthwork volume was significantly reduced owing to the proposal for the 590 m long cut-and-cover tunnel. The main reasons were both the steeper gradients of temporary slopes of the construction trench and the possibility of using part of the excavated ground for backfills. The decision to follow the cut-and-cover variant in the subsequent design stage was therefore made on the basis of the technical-economic comparison.

WATER RETAINING LINING WITHOUT WATERPROOFING MEMBRANE

The process of ensuring water-retaining properties of a tunnel lining is always accompanied by certain concerns. Despite the fact that the recently used sceptical arguments that a non-leaking tunnel does not exist slowly fade away, the application of waterproofing membranes is very demanding in terms of technological discipline and the precision of the installation. In the case of mined tunnels there is the danger that the waterproofing membrane will be damaged when the reinforcement of the final lining is being placed. As far as cut-and-cover tunnel sections are concerned, the main enemy is backfilling. For that reason the designer decided to solve these problems in a simple way. He proposed no waterproofing for the Votice tunnel. According to the design, the water retaining capacity of the lining is secured by means of seepage resisting concrete. Nevertheless, even this technology has its snags; but its advantages prevail. Among the disadvantages there are the higher requirements for the design of concrete mix with low hydration heat release, higher reinforcement ratio, the necessity to assess the cracking tendency of the structure, the placement of concrete and curing it after stripping and the fact that joints between casting blocks are always sealed with inner waterstops. The reward for coping with these requirements is crucial in terms of the tunnel operation and maintenance, namely the zero risk of damaging the waterproofing system during the work on backfills and an effective possibility of removing contingent leaks. If the waterproofing membrane is used, leaks can appear in other spots than the spots where the membrane was damaged. The subsequent injection of sealing grout is therefore little effective and usually requires the sealing covering a large section of the tunnel. When the seepage resistant concrete is used, the repair is carried out only in the spot where the structure is really weakened, where water really seeps through. This technology is used on larger scale rather in tunnels abroad

používané skeptické argumenty, že neexistuje tunel, který by netekl, je provádění hydroizolačních fólií velmi náročné na technologickou kázeň a preciznost provádění. V případě ražených tunelů hrozí nebezpečí poškození hydroizolační fólie při montáži výztuže definitivního ostění. U hloubených úseku tunelů je hlavním nepřítelem provádění zpětných zásypů. Proto se projektant rozhodl tento problém vyřešit jednoduchým způsobem a hydroizolační fólii v případě Votického tunelu vůbec nenavrl. Vodonepropustnost ostění v projektu zajistil pomocí betonu ostění odolného proti průsakům. I tato technologie má svá úskalí, výhody však převládají. K nevýhodám patří vyšší nároky na návrh betonové směsi s nízkým vývinem hydratačního tepla, vyšší procento vyztužení, posuzování konstrukce na vznik trhlin, vlastní provádění i ošetřování betonu po odbednění i skutečnost, že spáry mezi bloky betonáže/tunelovými pásy jsou těsněny vnitřními těsnicími pásy. Zato získáme výhodu, která je z hlediska provozování a údržby tunelu zásadní. Tou je nulové riziko poškození hydroizolačního systému při provádění zpětných zásypů a efektivní možnost sanace případných průsaků. V případě použití hydroizolační fólie nemusí k průsaku ostěním dojít v místě porušení fólie. Následná těsnicí injektáž je proto málo účinná a zpravidla vyžaduje utěsnění velkého úseku tunelu. V případě použití betonu odolného proti průsakům se sanuje místo skutečného oslabení konstrukce, kde k průsaku dochází. Tato technologie je ve větším měřítku používána spíše u zahraničních tunelů (např. podchod Dunaje ve Vídni trasou metra U2). U železničních tunelů se v ČR tato technologie dosud používala jen u krátkých hloubených úseků tunelů (např. tunel Vepřek, Malá Huba, Hněvkovský I.). S délkou 590 m je Votický tunel nejdelším železničním tunelem v ČR, kde bude vodonepropustné ostění použito.

ROZPÍRÁNÍ TUNELU O BOKY STAVEBNÍ JÁMY

Další zvláštností Votického tunelu je ojedinělý návrh konstrukčního řešení, který využívá spolupůsobení ostění a horninového masivu, kdy je poslední etáž stavební jámy využita jako rubové bednění a zároveň rozpěra spodní části klenbové konstrukce ostění. Vzhledem k tomu, že je ostění navrženo z betonu odolného proti průsakům, je nutné dodržovat povolené odchylky od projektované tloušťky podle *TKP 20 Železniční tunely*. Jedná se o podmínku, kdy se tloušťka ostění může lišit od projektované hodnoty podle vztahu:

$$d_{\max} \leq d_{\text{proj}} + 0,30 \text{ m, resp. } 1,5 \times d_{\text{proj}} \text{ (m),}$$

přičemž rozhodující je menší z obou vypočtených hodnot a d_{proj} je projektovaná tloušťka ostění. Tato podmínka eliminuje



Obr. 4 Speciální bednění bočních klínů (06/2010)
Fig. 4 Special formwork for side wedges (06/2010)



Obr. 3 Drenáž, separační fólie a výztuž
Fig. 3 Drainage, separation membrane and reinforcement

(e.g. the passage of the metro U2 Line under the Danube River in Vienna). Regarding railway tunnels in the Czech Republic, this technology has been applied only to short cut-and-cover tunnel sections (e.g. the Vepřek, Malá Huba and Hněvkov I tunnels). With its length of 590 m, the Votice tunnel is the longest railway tunnel in the Czech Republic where the water-retaining lining will be applied.

BRACING OF THE TUNNEL AGAINST SIDES OF CONSTRUCTION TRENCH

Another rarity of the Votice tunnel is the unique structural design using the composite action between the lining and the rock mass, where the last stage of the construction trench excavation is used as outer formwork and, at the same time, as a brace for the bottom part of the vaulted structure of the lining. Because of the fact that seepage resisting concrete is designed for the lining, it is necessary to observe the deviations from the design width permitted according to the *Technical Specifications 20 for railway tunnels*. This condition permits the thickness of the lining to differ from the design value according to the following relationship:

$$d_{\max} \leq d_{\text{design}} + 0.30 \text{ m, resp. } 1.5 \times d_{\text{design}} \text{ (m),}$$

where the smaller of the two calculated values decides and d_{design} is the design thickness of the lining. This condition eliminates sudden changes in the lining thickness, which could, with respect to the non-uniform generation of hydration heat, lead to the development of undesired cracks in the lining. The last stage of the construction trench excavation is lined with a separation membrane, with the aim of preventing the transfer of tangential stress between the rock mass and the concrete tunnel lining (see Fig. 3). The membrane has only the separation function and no rules used for waterproofing membranes are applicable to it. In terms of the construction work, this requirement places high demands on maintaining the shape of the trench. In the tender documents, a levelling layer of shotcrete was proposed for this part of the construction trench. It became obvious when the bottom of the construction trench bottom had been reached that the required shape of the trench could never be achieved, even if the shotcrete levelling layer was applied, because of the cracking described above and the system of deterioration of the rock mass during the blasting operations used for the excavation. For that reason the contractor made the decision to use special travelling formwork with the length identical with the length of the formwork for casting of the lining blocks (see Fig. 4). Cast-in-situ non-reinforced concrete wedges make adhering to the design shape of the lining in an

náhlé změny tloušťky ostění, které by mohly vzhledem k nerovnoměrnému vývinu hydratačního tepla vést ke vzniku nežádoucích trhlin v ostění. Aby se zamezilo přenosu tangenciálního napětí mezi horninovým masivem a betonem ostění, je poslední etáž stavební jámy potažena separační fólií (obr. 3). Ta má pouze separační funkci a neplatí pro ni pravidla používaná pro hydroizolační fólii. Z hlediska provádění klade tento požadavek vysoké nároky na dodržení tvaru stavební jámy. V zadávací dokumentaci byla v této části stavební jámy navržena vyrovnávací vrstva ze stříkaného betonu. Při dosažení dna stavební jámy se ukázalo, že z důvodu popsaného rozpukání a systému porušení horninového masivu při odtěžování pomocí trahčích prací nelze ani při nástřiku vyrovnávací vrstvy stříkaného betonu požadovaný tvar dosáhnout. Proto se rozhodl zhotovitel použít speciální posuvné bednění délky shodné s délkou bednění bloků betonáže ostění (obr. 4). Vybetonované klíny z prostého betonu umožňují optimálně dodržet projektovaný tvar ostění a snižují spotřebu konstrukčního betonu ostění. Zároveň stabilizují poslední lavici stavební jámy, která je určena pro pojezd rubového pojízdného bednění ostění tunelu.

Ze statického hlediska se jedná o velmi příznivé schéma podepření konstrukce. V poslední etáži stavební jámy se nacházejí kromě míst s hlubokým zvětráním velmi kvalitní horniny R2. Výpočet byl proveden pomocí programu NEXIS32, kde byl okolní materiál modelován systémem pružin s vyloučením tahu. Tuhost pružin byla odvozena od tuhosti horninového masivu na bocích stavební jámy. Zatímco pro zásyp stavební jámy projektant ve statickém výpočtu uvažoval hodnotou koeficientu ložnosti $k=5 \text{ MN/m}^3$, boky tunelu opírající se přímo o boky stavební jámy jsou uloženy do pružin o tuhosti odpovídající koeficientu ložnosti $k=140 \text{ MN/m}^3$. V úsecích hlubokého zvětrání byl v poslední etáži stavební jámy předpokládán výskyt hornin R4–R3 a odpovídající koeficient ložnosti byl v těchto úsecích uvažován hodnotou 60 MN/m^3 . Na rozdíl od standardně prováděných ostění hloubených úseků tunelů zpětně obsypaných po celém obvodu má tužší podepření boků tunelu za následek výrazně příznivější rozdělení vnitřních sil v ostění. Konstrukce byla ve statickém výpočtu posouzena na následující zatěžovací stavy:

1. Vlastní tíha konstrukce.
2. Smršťování betonu s vlivem dotvarování.
3. Teplotní vlivy – zima.
4. Teplotní vlivy – léto.
5. Zpětný zásyp – stavební fáze 1.
6. Zpětný zásyp – stavební fáze 2.
7. Zpětný zásyp – konečný stav.

Zatěžovací stavy byly sestaveny do kombinací, kterými byla konstrukce zatížena. Vzhledem k nelinearitě řešení úlohy s vyloučením tahu v pružinách nebylo možné zatěžovací stavy superponovat a výpočet probíhal vždy pro konkrétní nelineární kombinaci zatěžovacích stavů, která při výpočtu působila na konstrukci naráz.

ZMĚNA ZPŮSOBU ZAJIŠTĚNÍ SVAHŮ STAVEBNÍ JÁMY

Při prohlubování stavební jámy v úsecích, kde se eluviální vrstvy prakticky nevyskytovaly a horninový masiv zasahoval až k povrchu území, docházelo kvůli orientaci ploch nespojitosti vzhledem ke sklonu svahů stavební jámy k vypadávání bloků horniny ve tvaru klínů. Fragmentace horniny se pohybovala v závislosti na směru diskontinuit od malých bloků, až po bloky v řádu metrů. Vzniklá situace vedla kromě vytváření „nadvýrubů“ k nežádoucímu zvětšování objemu zemních prací a zejména k ohrožení bezpečnosti práce. Geolog projektanta realizační dokumentace provedl na obnažených plochách stavební jámy orientační měření sklonu a orientace ploch nespojitosti horninového

optimal way possible and reduce the consumption of structural concrete for the lining. At the same time, they stabilise the last bench of the construction trench, which is dedicated to the movement of the outer travelling formwork for the tunnel lining.

From the statistical point of view, this is a very favourable structural support design. There are very good quality rocks R2 in the last stage of the construction trench, with the exception of locations places affected by deep weathering. The calculation was carried out by means of NEXIS32 program, where the surrounding material was modelled by a system of springs in tension cut-off conditions. The stiffness of the springs was derived from the stiffness of the rock mass on the construction trench sides. Whilst the construction trench backfill was introduced by the designer into the structural calculation by the value of the coefficient of subgrade reaction $k=5 \text{ MN/m}^3$, the tunnel sides, leaning directly against the construction trench sides, are born by springs with the stiffness corresponding to the coefficient of subgrade reaction $k=140 \text{ MN/m}^3$. In the deep weathering sections, R4-R3 rocks were assumed to be encountered in the last stage of the excavation trench. The corresponding coefficient of subgrade reaction was assumed at 60 MN/m^3 in these sections. In contrast with linings of cut-and-cover tunnels constructed in standard ways with the backfill on all sides, the stiffer support of the tunnel sides results in significantly more favourable distribution of internal forces in the lining. The structure was assessed in the structural analysis for the following loading cases:

1. Dead weight of the structure
2. Concrete shrinking due to yield
3. Temperature-related effects - winter
4. Temperature-related effects - summer
5. Backfill – construction phase 1
6. Backfill – construction phase 2
7. Backfill – final condition construction phase

The loading cases were grouped in combinations, which were applied to the structure. Because of the non-linearity of the problem solution in tension cut-off conditions it was not possible to superpose the loading cases and the calculation was always carried out for a concrete non-linear combination of loading cases, which acted during the calculation on the structure concurrently.

A CHANGE IN THE CONSTRUCTION TRENCH SLOPES STABILISATION SYSTEM

Wedge-shaped blocks of rock fell from time to time from the construction trench sides during the process of deepening the excavation in the sections where eluvial layers virtually did not exist and the rock mass reached up to the terrain surface, owing to the orientation of discontinuity surfaces to the inclination of the construction trench slopes. The rock fragmentation degree varied, depending on the direction of discontinuities, from small blocks up to block sizes in the order of metres. Apart from the formation of “overbreaks”, this situation led to undesired increasing of the earthwork volume and, first of all, threatening of the safety of workers. The geologist employed by the author of the detailed design conducted informative measurements of the dip and orientation of discontinuity surfaces on the exposed sides of the construction trench. Results of this measurement proved that the rock mass is fissured along many surfaces and in many directions and it is possible to state that the massif slides along these surfaces toward the construction trench on the western slopes, whilst the fissures dip into the construction trench slope on the eastern side. Both situations were dangerous in terms of the stability of the slope. On the western slope, sliding wedge-shaped blocks caused the expansion of local surface instabilities

masivu. Výsledky měření ukázaly, že masiv je rozpučen v mnoha rovinách a směrech, přičemž lze říci, že na západních svazích jámy dochází po těchto plochách k vyjždění masivu směrem do stavební jámy, zatímco na východním svahu jámy pukliny zapadají do svahu. Obě situace byly z hlediska stability svahu nebezpečné. Na západním svahu docházelo vyjžděním klínových bloků k šíření lokálních povrchových nestabilit hlouběji do masivu. Navíc bylo možné očekávat s ohledem na orientaci ploch nespojitosti při prohlubování stavební jámy přerušení průběžných odlučných ploch a další zvýšení nestability boku jámy. Na východním svahu při zapadávání vrstev docházelo k porušení masivu podél ploch přibližně kolmých na zapadající plochy a vytváření převisů, které bylo nutno v rámci zajištění bezpečnosti strhnout. Tím opět docházelo ke zvětšování objemu vytěženého materiálu a odchýlení se od projektovaného tvaru jámy. Proto byly práce v dubnu 2010 zastaveny a projektant vypracoval dvě varianty řešení vzniklé situace, které byly posouzeny z hlediska provádění a z hlediska výše investičních nákladů i možných komplikací při údržbě za provozu. Cílem obou variant bylo zajištění požadované stability svahu, a to jak s ohledem na rozpad povrchových vrstev masivu, tak s ohledem na vznik možných hlubokých „smykových ploch“.

První varianta vycházela z přesvahování stavební jámy na mírnější sklon. Po vyhodnocení strukturální analýzy horninového masivu byl sklon svahů navržen 50°. I v tomto případě však zůstaly svahy poslední etáže stavební jámy svislé, neboť provedení tunelu klasickým způsobem bez rozeptění by znamenalo rozšíření stavební jámy o další cca 3 m a zesílení ostění tunelu, což by variantu ekonomicky zcela vyřadilo ze hry. Proti rozpadu příporchové vrstvy horninového masivu byly svahy stabilizovány krátkými tyčovými kotvami délky 3 m. Zásadní nevýhodou této varianty bylo enormní navýšení objemu zemních prací (výkopů i zpětných zásypů).

Druhá varianta ponechávala původní tvar stavení jámy podle zadávací dokumentace a zvýšení stupně stability dosahovala prodloužením kotev na 6 m až 10 m. Plošné zajištění povrchové vrstvy horninového masivu zajišťovaly vysokopevnostní síť schopné zachytit po přikotvení i větší bloky horniny. Největším úskalím této varianty bylo stanovení prognózy porušení horninového masivu podél diskontinuit. Proto byl návrh postaven na základě četných měření sklonu a orientace puklin a vypracování strukturální analýzy horninového masivu. Jako kritický z hlediska zajištění stability skalního svahu byl vypočten sklon diskontinuity 50°. Pod touto hodnotou již nelze zajistit stabilitu pomocí tyčových kotev délky 6 m a je nutno použít předpínané kotvy délky min. 10 m s kořenem délky 4 m.

Na základě technicko-ekonomického posouzení variant byla pro další sledování vybrána druhá varianta s tím, že navrhovaný způsob zajištění stavební jámy bude nejprve in situ vyzkoušen na pokusném úseku jámy délky 30 m. Pokusný úsek byl vybrán kompetentními zástupci stran zúčastněných při výstavbě jako charakteristický pro geotechnické podmínky očekávané v dalších úsecích stavební jámy.

Pro kotvení skalních svahů byly navrženy celozávitové kotvení tyče o průměru 32 mm a délky 6 m s továrně vyrobeným závitkem v celé délce kotvy. To umožnilo dotažení hlavy kotvy momentovým klíčem i po případném vypadnutí části horniny pod hlavou kotvy. Rychlá aktivace kotvy se ukázala jako zásadní prvek povrchové stabilizace horninových bloků. V případě použití standardních kotev se závitkem pouze na konci kotevní tyče nebylo možné hlavu kotvy aktivovat a v řádu dnů došlo k postupnému rozevírání diskontinuit a uvolnění bloku horniny. Na základě negativních zkušeností navrhl projektant v pokusném úseku jiný způsob kotvení. Celozávitové tyče délky 6 m byly osazovány do zálivky EKOMENT RT v délce 5 m.

deeper to the massif. In addition, it was possible to expect, taking into consideration the directions of the discontinuity surfaces, that the continuous parting planes would be interrupted and the stability of the trench side would increase. On the eastern slope with the blocks dipping into the slope, the rock mass was disturbed along surfaces approximately perpendicular to the dipping surfaces and lips were formed which had to be pulled down to secure the safety. As a result, the volume of the excavated material again increased and the shape of the construction trench given by the design was deviated from. For that reason the operations were suspended in April 2010 and the designer prepared two variants of solving the given situation, which were assessed in terms of the work execution and the amount of investment costs, as well as potential complications for the maintenance to be performed without stopping the operation. The objective of the two variants was to secure the required stability of the slope with respect to both the disintegration of the surface layers of the massif and the potential for the origination of deep-reaching "shear planes".

The first variant was based on changing the construction trench slope – decreasing its gradient. After assessing the results of the structural analysis of the rock mass, the gradient of slopes was designed at 50°. But the slopes of the last stage remained vertical even in this case, with respect to the fact that the construction of the tunnel using the classical procedure without bracing would mean the necessity of enlarging the width by additional 3 m and increasing the thickness of the lining, which would completely eliminate this variant economically. The slopes were stabilised with short (3 m long) rod-type anchors designed to prevent the disintegration of the surface layer of the rock mass. The fundamental disadvantage of this variant was the enormous increase in the volume of earthwork (excavation and also backfilling).

The second variant left the original shape of the construction trench according to the tender documents, achieving the increase in the degree of stability by increasing the length of anchors to 6 m up to 10 m. The surface of the rock mass was stabilised with high-strength mesh, capable of holding even larger blocks being tied back by anchors. The greatest catch of this variant was the determination (prediction) of the degree of disturbance of the rock mass along discontinuities. For that reason the proposal was carried out on the basis of numerous measurements of the dip and orientation of fissures and a subsequent analysis of the results. A discontinuity dip angle of 50° was determined by the calculation as critical in terms of the possibility to secure the stability of the rock slope. Under this value, the stability cannot be achieved by means of 6 m long rod-type anchors and it is necessary to use 10 m long pre-stressed anchors with 4 m long roots.

The second variant was selected for other follow-up on the basis of a technical-economic assessment. It was decided that the proposed technique would be first tested in situ on a 30 m long trial section of the construction trench. The trial section was selected by competent representatives of parties involved in the construction as a section characteristic for geotechnical conditions predicted for the other sections of the construction trench.

All-thread anchoring bars 32 mm in diameter, 6 m long, with factory-made threads, were proposed for anchoring of the rock slopes. Owing to this system it was possible to tighten the anchor heads with a torque wrench even when a piece of rock under the anchor head slips down. The quick activation of the anchor eventually turned out to be the crucial element of the stabilisation of rock blocks on the surface. It was not possible in the case of using standard anchors with the thread only at the end of the anchoring bar to activate the anchor head and



Obr. 5 Ochranné síť
Fig. 5 Protective mesh

Poslední metr kotvy byl ponechán volný, aby bylo možné kotvu aktivovat momentovým klíčem na hodnotu předpětí 50 kN. Vnesená normálová síla zvýšila tření na puklině a zamezila vypadnutí klínu horniny. Tento systém kotvení se v praxi osvědčil a minimalizoval výrazným způsobem vypadávání klínů horniny. Další změnou oproti původnímu návrhu byla receptura zálivky kotev. Původní cementová zálivka umožňovala předepnutí až po čase v řádu dnů. Do té doby však již došlo k zásadnímu rozvolnění horniny po predisponovaných plochách a rozpadu povrchové vrstvy horniny až na hloubku přes 1 m. Abychom tomuto způsobu porušení zabránili, byla pro zálivku použita směs EKOMENT RT umožňující aktivaci kotvy po 24 až 30 hodinách. Systémové kotvení bylo v projektové dokumentaci navrženo v ortogonálním rastru 2,5x2,5 m se šachovnicovým uspořádáním, takže vzájemná vzdálenost kotev nepřesahovala 1,25 m. V porovnání s původním způsobem kotvení došlo k vypadnutí bloku jen v několika případech a uvolněnou část horniny okamžitě zachytila vysokopevnostní dvouzákrutová síť (obr. 5).

Velmi diskutovaným tématem bylo rozpojování horniny a vliv trhacích prací na porušení horninového masivu a přesnost dodržení projektovaného tvaru stavební jámy. Zpočátku prováděné trhací práce vedly k silnému rozpukání svahů stavební jámy a podpořily rozpad po přirozených, tektonicky podmíněných diskontinuitách. Seismické účinky trhacích prací jsou pravděpodobně jedním z negativních faktorů, který urychlil rozpad povrchových vrstev horniny. V průběhu času zhotovitel upravoval vrtná schémata a časování roznětu tak, aby se tyto účinky minimalizovaly (obr. 6). V souvislosti s minimalizací seismických účinků a zejména minimalizace nadvýrubů byla nasazena skalní fréza Vermeer T1255 s motorem Caterpillar o výkonu 447 kW (obr. 7). Vzhledem k pevnosti a abrazivitě granodioritů ji bylo možné použít pouze ve vyšších partiích stavební jámy. I tam však vykonala neocenitelné služby v oblasti vjezdového portálu v místě, kde trasu tunelu křížuje vedení vysokého napětí. Vzhledem ke složitým majetko-právním vztahům se nepodařilo v požadovaném čase zařídit přeložku vedení a bez nasazení frézy by se práce v této oblasti musely přerušit. Důvodem je situování sloupu vysokého napětí přímo na hraně stavební jámy (obr. 8). Pomocí frézy došlo k odtěžení cca 5 m horniny a po zahloubení na tuto úroveň je již možno pod vedením použít pro rozpojování trhací práce.



Obr. 6 Rozpojování trhavinami (04/2010)
Fig. 6 Disintegration by means of explosives (04/2010)

discontinuities gradually started to open, releasing a block of rock during several days. Taking into consideration the negative experience, the designer proposed another system of anchoring for the trial section. The 6 m long all-thread bars were inserted into EKOMENT RT grout along the length of 5 m. The last metre of the anchor was left free so that the anchor could be activated with a torque wrench to achieve the pre-tension value of 50 kN. The normal force introduced into the rock mass increased friction on a crack and prevented the rock wedge from slipping out. This anchoring system acquitted itself in practice and significantly minimised slipping of rock blocks out. Another deviation from the original proposal was in the formula for the anchoring grout. The original cement grout allowed the pre-tensioning to be carried out only after a time in the order of days. But during this time the rock got significantly loosened along predisposed planes and the surface layer of the rock disintegrated to the depth even exceeding 1 m. With the aim of preventing this way of disturbing, we used EKOMENT RT grout, allowing the activation of anchors after 24 to 30 hours. The anchoring system was proposed in the design to be carried out in an orthogonal grid 2.5 m x 2.5 m, in a diamond pattern, which means that the spacing between anchors did not exceed 1.25 m. In comparison with the original way of anchoring, a rock block slipped out only in several cases and the loosened part of rock was immediately restrained by the high-strength double twisted mesh (see Fig. 5).



Obr. 7 Skalní fréza
Fig. 7 Rock treacher



Obr. 8 Stožár VN na hraně jámy
Fig. 8 High-tension line pole at the pit edge

TUNELOVÉ DRENÁŽE, VÝZTUŽ A BETONÁŽ DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ

Po překonání problémů se zajištěním stability stavební jámy se mohly konečně rozjet stavební práce na provádění drenážního systému, vyztužování a betonáži definitivního ostění. I když se jedná o hloubený tunel, jsou při provádění použity některé prvky známé spíše z provádění definitivního ostění ražených úseků tunelů. Jedním z nich je provádění systému bočních tunelových drenáží. Vzhledem k rozepření boků tunelu o stěnu stavební jámy bylo nutné před betonáží patek a klenby ostění provést osazení bočních tunelových drenáží. Protože jejich obsyp zároveň tvořil rubové bednění tunelové patky, bylo nutné místo štěrku použít mezerovitý beton (obr. 9). Protože na rozdíl od ražených úseků tunelů je v hloubeném tunelu propojena výztuž patky s výztuží klenby, bylo nutné drenáže osazovat před betonáží patek. Vybetonováním patek vznikla pojezdová plocha pro masivní bednicí vůz umožňující betonáž bloků délky 10 m. Vzhledem k absenci hydroizolační fólie jsou spáry mezi bloky betonáže těsněny pomocí vnitřních těsnicích pásků šířky 320 mm (obr. 10). Na kvalitě jejich provedení a na kvalitě betonu závisí vodonepropustnost ostění a s ní spojená životnost tunelu. Při délce 590 m lze totiž očekávat promrzání v celé délce konstrukce a případné průsaky by mohly způsobit poškození konstrukce.

Z hlediska harmonogramu výstavby hraje u hloubeného tunelu zásadní roli i betonáž ostění. Na rozdíl od raženého tunelu, kdy k odbednění klenby dochází po 14 až 18 hodinách, je v případě hloubeného tunelu tato doba prodloužena na cca 48 hodin. Montáž výztuže probíhá u hloubených tunelů standardně na plášti bednicího vozu,



Obr. 10 Spárový pás
Fig. 10 Waterstop



Obr. 9 Boční tunelová drenáž
Fig. 9 Tunnel side drainage

A highly discussed topic was the process of rock disintegration and the impact of blasting operations on the disturbance to the rock mass and the accuracy adhering to the design shape of the construction trench. The blasting operations which were carried out at the beginning led to heavy cracking of the construction trench slopes and contributed to the disintegration along natural, tectonically conditioned, discontinuities. Seismic effects induced by blasting operations are probably one of the main negative factors which accelerated the disintegration of the surface layers of the rock. During the time, the contractor adjusted the drill patterns and blast timing with the aim of minimising these effects (see Fig. 6). A Vermeer T1255 rock trencher with a 447 kW Caterpillar engine (see Fig. 7) was applied in the context of the minimisation of seismic effects and, first of all, minimisation of overbreaks. Because of the strength and abrasivity of the granodiorite, this machine was suitable only for the higher parts of the construction trench. Nevertheless, it provided an invaluable service, especially in the area of the entrance portal, in the location where the tunnel route is crossed over by a high-tension line. Because of complicated ownership relationships the attempts to arrange diverting of the line in the required time failed and the operations in this area would have to be suspended without the application of the trencher. The reason is the fact that a power-transmission pole was located directly at the edge of the construction trench (see Fig. 8). About 5 m thick layer of rock was excavated using the trencher. After the excavation reached this level, it started to be possible to disintegrate the rock by blasting.

TUNNEL DRAINAGE, FINAL LINING CONCRETE REINFORCEMENT AND CASTING

Once the problems about securing the stability of the construction trench had been overcome, it was finally possible to start the work on the drainage system installation of the concrete reinforcement and casting of the final lining. Even though this is the case of a cut-and-cover tunnel, some elements used during the construction are rather known from the construction of final linings of mined sections of tunnels. One of them is the system of side drains along tunnels. Taking into consideration the bracing of tunnel sides against the construction trench side, the side drains had to be installed before the casting of footings and the lining vault. Since the packing of the drains at the same time acted as the outer formwork for the tunnel footings, it was necessary to use porous concrete instead of gravel for the packing (see Fig. 9). Because, in contrast with mined sections of tunnels, the reinforcement of footings and tunnel vaults is interconnected in the cut-and-cover tunnel, the drainage had to be



Obr. 11 Stykání rámu samonosné výztuže
Fig. 11 Joining the components of self-supporting girders

což pracovní cyklus dále prodlužuje. U krátkých úseků hloubených tunelů nehraje tato skutečnost tak významnou roli. V případě Votického tunelu s 59 bloky betonáže se již jedná o prodloužení doby výstavby až v řádu měsíců. Na návrh projektanta je proto výztuž tunelu navržena jako samonosná, což je metoda používaná u definitivního ostění ražených úseků tunelů. Navržený způsob vyztužování zcela eliminuje blokování bednění pro montáž výztuže. Formu je možno přesunout ihned po odbednění k již připravené samonosné výztuži a betonáž zahájit ihned po správném geometrickém ustavení bednění. Samonosná výztuž vyžaduje použití tuhých rámu, které tvoří nosnou kostru a na které je pak následně navazována další výztuž (obr. 11). Zhotovitel se rozhodl vyztužení provádět z prutové výztuže. S ohledem na vodonepropustnost ostění a omezení vzniku trhlin je nutno volit menší profily výztuže s menší roztečí prutů.

Vodonepropustné ostění vyžaduje použití betonové směsi s nízkým vývinem hydratačního tepla a kvalitního tuhého bednění s možností vibrování. Vnitřní bednění tvoří pojízdný ocelový most, na jehož pláštích jsou osazeny příložné vibrátory. Vnitřní vibrátory lze do směsi nasadit okny pro betonáž v pláštích bednicího vozu. Vnější bednění tvoří rovněž pojízdná ocelová konstrukce s pojezdem na první lavici nade dnem stavební jámy (obr. 12). Navržené technické řešení umožňuje proudový postup výstavby, kde za těžením a zajišťováním svahů stavební jámy následuje betonáž podkladních betonů, osazování drenáží, betonáž patek, montáž výztuže a betonáž klenby tunelu (obr. 13). Standardní tunelové pasy délky 10 m jsou navrženy z betonu C25/30 XC2,



Obr. 12 Vnější bednění
Fig. 12 Outer formwork

placed before the footings were cast. The casting of footings gave rise to a surface serving as a track for the massive travelling formwork unit allowing 10 m long blocks to be cast. With respect to the absence of a waterproofing membrane, joints between casting blocks are sealed with 320 mm wide inner waterstops (see Fig. 10). The waterproofing capacity of the lining as well as the length of the tunnel service life associated with it depend on the quality of the joint sealing and quality of concrete. At the length of 590 m it is possible to expect that freezing will affect the whole tunnel length and contingent seepage could cause damage to the structure.

As far as the works schedule is concerned, the casting of the concrete lining plays one of major roles in the case of cut-and-cover tunnels. As opposed to a mined tunnel, where the formwork is stripped from the vault after 14 to 18 hours, this time, in the case of a cut-and-cover tunnel, it extended to about 48 hours. Concrete reinforcement in the case of cut-and-cover tunnels is placed in a standard way, on the jacket of travelling formwork. This operation further extends the working cycle. This fact is not so important where short cut-and-cover tunnels are concerned. In the case of the Votice tunnel comprising 59 casting blocks, the extension of the construction time would be in the order of months. For that reason, on proposal of the designer, the tunnel concrete reinforcement is designed as a self-supporting structure, which is the method applied to final linings in mined tunnel sections. The proposed method of reinforcing completely eliminates the need of formwork for the installation of reinforcement. Formwork can be shifted immediately after stripping to the self-supporting reinforcement prepared in advance and casting can commence immediately after correct geometrical setting of the form. The self-supporting reinforcement system requires rigid frames to form a load-bearing skeleton, which the other reinforcement elements are subsequently tied to (see Fig. 11). The contractor decided to use reinforcement bars for the structure. Taking into consideration the waterproofing capacity of the lining and the requirement for limiting the development of cracks, it is always necessary to select smaller reinforcement diameters and narrower spacing of the bars.

A watertight lining requires concrete mix with low generation of hydration heat and good quality, rigid formwork allowing the application of vibrators to be used. The inner formwork consists of a travelling steel gantry with external vibrators



Obr. 13 Proudový způsob výstavby
Fig. 13 Streamlined construction system



Obr. 14 Tunely v zimě
Fig. 14 Tunnels in winter

XF1 s povolenou hloubkou průsaku vody 35 mm. Portálové pásy, které jsou více exponované a přímo vystavené klimatickým vlivům, jsou navrženy z betonu C30/37 XC2, XF3 s povolenou hloubkou průsaku vody 25 mm. Za betonáží klenby následuje betonáž kabelovodů, chodníků a vnitřního vybavení tunelu. Před zahájením provozu v tunelu dojde k provedení zpětných zásypů a navrácení alespoň části území ve stopě nové trasy železnice do původního stavu.

ZÁVĚR

Výstavba Votického tunelu byla zahájena koncem roku 2009. Provádění hloubených tunelů bylo dlouhou dobu považováno v porovnání s raženými úseky tunelů za něco méněcenného či rutinního. Příklad Votického tunelu ukazuje, jak v případě dlouhého hloubeného tunelu může změna geotechnických podmínek výstavbu zkomplikovat jak technicky, tak časově a ekonomicky. Hledání nového technického řešení pak probíhá při výstavbě za obrovského tlaku na obnovení dočasně zastavené, nebo omezené stavby.

Zcela ojedinělá byla možnost ověření nového způsobu zajištění stability skalních svahů na pokusném úseku délky 30 m, která se podařila pouze díky osvětlenému přístupu a na návrh zástupce SŽDC. Díky tomuto přístupu bylo možné vyzkoušet všechny případné prvky zajištění stability jámy v reálných podmínkách stavby a zkušenosti aplikovat při zpracování prováděcího projektu. Použitím atypických projekčních návrhů a stavebních postupů lze docílit optimalizace dimenzí konstrukce i získat čas ztracený komplikací s odlišnými geotechnickými podmínkami a novým návrhem zajištění stability jámy. Při dimenzování ostění byly použity výpočty s využitím nelineárního materiálového modelu betonu, které umožnily dosáhnout i u hloubeného tunelu úspor výztuže.

Že podmínky pro výstavbu nejsou vždy ideální, ukazuje idylický obrázek z letošní zimy (obr. 14). Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha. Tunel pro sdružení VoBen staví firma Hochtief CZ na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers a první vlak s cestujícími projede tunelem dne 25. 11. 2011.

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

Recenzoval: Ing. Pavel Šourek

mounted on its jacket. Immersion vibrators can be installed through casting gates in the traveller formwork jacket. The outer shell of the formwork is also formed by a travelling steel structure, which moves on the first bench above the bottom of the construction trench (see Fig. 12). The technical solution proposed by the designer allows a streamlined system to be applied, where the construction trench excavation and slope stabilisation operations are followed by pouring of blinding concrete, installation of drains, casting of footings, installation of reinforcement and casting of the tunnel vault (see Fig. 13). Standard 10 m long concrete casting blocks are designed in C25/30 XC2, XF1 concrete with the permitted water penetration of 35 mm. The portal blocks, which are more exposed and directly influenced by climatic effects, are designed C30/37 XC2, XF3 concrete with the permitted water penetration of 25 mm. After the casting of the vault, the concrete cableways and walkways is cast and the inner equipment of the tunnel is installed. Before the tunnel is opened to traffic, the structure is backfilled and at least a part of the area along the footprint of the new railway route is reinstated.

CONCLUSION

The Votice tunnel construction started at the end of 2009. Constructing cut-and-cover tunnels used to be considered for a long time as something inferior or routine in comparison with mined sections of tunnels. The example of the Votice tunnel shows how a change in geotechnical conditions of construction can complicate the works in terms of both the time and economy in the case of a long cut-and-cover tunnel. Subsequent seeking a new technical solution proceeds during the construction, under an immense pressure on recommencing the temporarily suspended or restricted construction work.

The possibility of verifying the new method of stabilising the rock slopes on the 30 m long testing section was absolutely unique. It was organised only owing to the enlightened approach and on proposal of the representative of the Railway Infrastructure Administration. Thanks to this approach, it was possible to verify all stabilisation system elements being under consideration in realistic in-situ conditions and apply the experience during the work on the detailed design. It is possible to achieve the optimisation of dimensions of the structure and recover the time lost due to the complication with differing geotechnical conditions and with the new proposal for the construction trench stabilisation system. The calculations using a non-linear material model of concrete were applied when dimensions of the lining were being determined. Owing to them it was possible to achieve savings in the reinforcement even on the cut-and-cover tunnel.

The fact that conditions for construction work are not always ideal is documented in an idyllic picture taken this year during winter (see Fig. 14). The project owner is the Railway Infrastructure Administration, state organisation, Civil Engineering Administration Prague. The tunnel is being constructed for the VoBen consortium, the contractor, by Hochtief CZ, the tunnelling sub-contractor, on the basis of the detailed design prepared by IKP Consulting Engineers; the first train with passengers will pass through the tunnel on 25th November 2011.

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

LITERATURA / REFERENCES

Archiv společnosti IKP Consulting Engineers, s. r. o.