

Votický tunel – první zkušenosti z výstavby

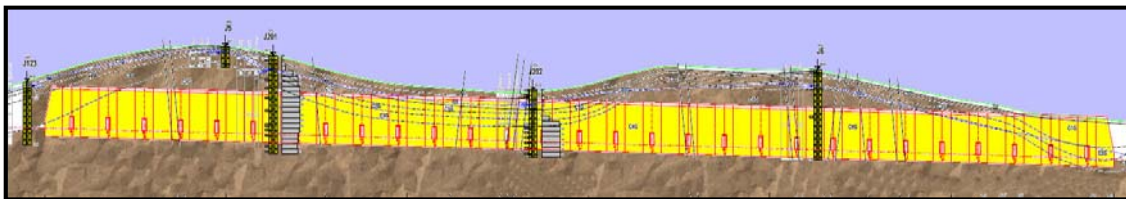
Ing. Eva Tatičková, HOCHTIEF CZ a. s.

Ing. Libor Mařík, IKP Consulting Engineers, s. r. o.

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 středočeského plutonu v blízkosti výběžku moldanubika a je tvořeno zejména paleozoickými, hlubinnými a žilnými vyvřelinami. Horniny jsou velmi variabilní a jsou charakteristické svou značnou petrografickou pestrostí. Převažujícími horninovými typy jsou drobnozrnné žilné granity a aplity a v části území porfyrické, středně zrnité, amfibol-biotitické žuly typu Čertova břemene a porfyrické, středně zrnité biotitické žuly s amfibolitem sedčanského 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. 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 do max. 9 m. V oblasti výjezdového portálu je tunel oproti původní úrovni terénu dokonce mírně přesypán. Geotechnický průzkum byl prováděn pomocí vrtů doplněných geofyzikálním průzkumem. Protože se metodami průzkumu jen obtížně stanovuje sklon a orientace puklin, bylo předpokládáno typické rozpuštění charakteristické pro daný typ horniny.



Obr. 1 Schématický podélný řez Votickým tunelem

Po zahájení prací na hloubení stavební jámy se však ukázalo, že se v některých údajích skutečně zastížené geotechnické podmínky odchylují od prognózy uvedené v projektu stavby a zadávací dokumentaci. Horniny jsou nepravidelně a všesměrně rozpukané. Směr a sklon jednotlivých diskontinuit se v masívu 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 stmelového písku až po vysoce

pevnou téměř zdravou horninu. Kvalitní pevná hornina vystupuje v trase tunelu ve dvou elevacích v tunelovém metru (TM) 0-150 a TM 300-450.



Obr. 2 Západní svahu v oblasti elevací



Obr. 3 Východní svah v oblasti elevací

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 (viz obrázky 1 a 2).



Obr. 4 Sesuv zvodnělého eluvia na západním svahu v oblasti výjezdového portálu



Obr. 5 Celkový pohled na stavební jámu v oblasti výjezdového portálu

S postupujícím odtěhováním 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 nejčetnějších ploch svírají se spádnici svahu stavební jámy úhel $< 45^\circ$ a sklon se pohybuje v rozmezí $65\text{--}80^\circ$.



Obr. 6 Orientace a směry diskontinuit

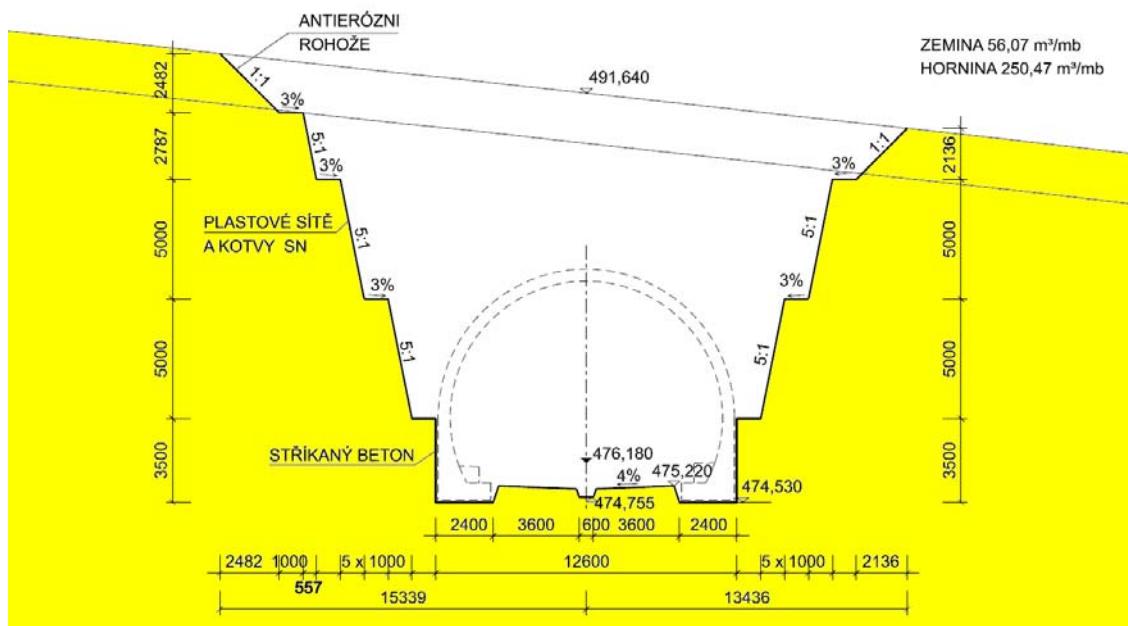


Obr. 7 Rozpad horniny podél ploch nespojitosti

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. 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 provedené technicko ekonomické posouzení varianty vedené v otevřeném zářezu a varianty přesýpaného tunelu. Díky originálnímu technickému řešení, využívajícímu boky stavební jámy jako tuhou podpěru klenbové konstrukce ostění tunelu se podařilo nejen minimalizovat objem zemních prací, ale dosáhnout výrazného zeštíhlení tunelového ostění i snížení stupně vyztužení v porovnání s klasickou konstrukcí prováděnou ve svahované stavební jámě. 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 je navržena dokonce se svislými boky, aby o ni bylo možné rozepřít tunelové ostění. Pouze první táž stavební jámy situovaná do vrstev pokryvu je navržena ve sklonu 1:1. Její hloubka však zpravidla nepřesahuje 3 m.



Obr. 8 Hloubený tunel s rozepřenými boky o stěny stavební jámy

Vzhledem k reliéfu terénu a vedení trasy na úseku Votice – Benešov u Prahy nebylo možné dosáhnout vyrovnané hmotnice. Vedením trasy v 5 tunelech a četných zářezích vznikl značný přebytek výkopového materiálu, který bylo možné trvale deponovat až cca 100 km od dané lokality. Navržením hloubeného tunelu délky 590 m došlo k výraznému snížení objemu zemních prací. Hlavními důvody byly jednak strmější sklony 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 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 tyto problémy vyřešit jednoduchým způsobem a hydroizolační fólii v případě Votického tunelu vůbec nenavrhl. Vodonepropustnost ostění je zajištěna 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 těsnícími pásy.



Obr. 9 Bednicí vůz s děleným čelem pro těsnící pás



Obr. 10 Těsnící pás v čele bednicího vozu

Za to 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 těsnící 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).



Obr. 11 Vodonepropustné ostění metra ve Vídni



Obr. 12 Vodonepropustné ostění tunelu Leinzer

U tunelů v ČR se tato technologie dosud používala jen u krátkých hloubených úsecích tunelů (např. tunel Vepřek, Malá Huba, Hněvkovský I.). S délkou 590 m je Votický tunel nejdelším tunelem v ČR, kde bude vodonepropustné ostění použito.

Rozpírání tunelu o boky stavební jámy

Další raritou Votického tunelu je ojedinělý návrh konstrukčního řešení 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 (d_{proj} je projektovaná tloušťka ostění). Navržené opatření eliminuje 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. 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 trahcích 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. 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.

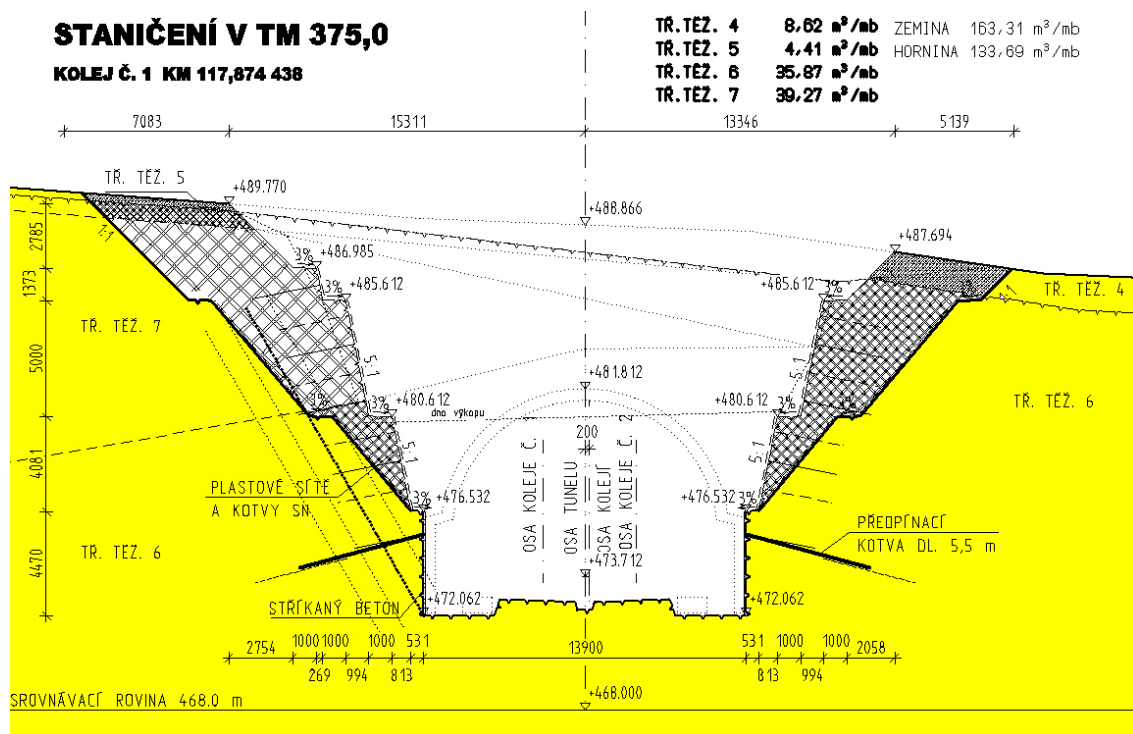


Obr. 13 Betonové klíny pro rozepření klenby hloubeného tunelu o boky stavební jámy

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 díky 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 masivu. Výsledky měření ukázaly, že masiv je rozpuštěn v mnoha rovinách a směrech, přičemž lze říci, že na západních svazích jámy dochází po těchto plochách k vyjíždění 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 vyjížděním 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“.



Obr. 14 Porovnání obou variant z hlediska objemu zemních prací

První varianta vycházela z přesvahování stavební jámy na mírnější sklon. Po vyhodnocení strukturální analýzy horninového masivu byl sklon svahů navržen 50°. I tomto případě však zůstaly svahy poslední etáže stavební jámy svislé, neboť provedení tunelu klasickým způsobem bez rozepření by znamenalo rozšíření stavební jámy o další cca 3 m a zesílení ostění tunelu, což by variantu ekonomicky zcela vyřadilo ze hry. Proti rozpadu přívrchové 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 kotevní tyče o průměru 32 mm a délky 6 m s továrně vyrobeným závitem 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 závitem 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. 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 byl v projektové dokumentaci navržen v ortogonálním rastru 2,5 m x 2,5 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 síť, přičemž byly použity jednak HEA panely, jednak panely PANROPE CLIP-S.



Obr. 15 Stabilizace svahu HEA panely



Obr. 16 Zkoušení celozávitových předpjatých kotev

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. V souvislosti s minimalizací seismických účinků a zejména minimalizace nadvýrubů byla nasazena skalní fréza Vermeer T1255 s motorem Caterpillar o výkonu 447 kW.



Obr. 17 Nasazení skalní frézy u vjezdového portálu



Obr. 18 Fréza pod stožářem vysokého napětí

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 majetkoprávním 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. 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.

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.



Obr. 19 Boční drenáž před vyztužením patek



Obr. 20 Boční drenáž po vyztužení patek

Protože jejich obsyp zároveň tvořil rubové bednění tunelové patky, bylo nutné místo šterku použít mezerovitý beton. Vzhledem k tomu, že 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 bednění vůz umožňující betonáž bloků délky 10 m. Vzhledem k absenci hydroizolační fólie jsou spáry mezi bloky betonáže těsněny pomocí vnitřních těsnících pásů šířky 320 mm. 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 18 až 24 hodin. Montáž výztuže probíhá zpravidla na plášti bedněního vozu, což pracovní cyklus dále prodlužuje. U krátkých úseků hloubených tunelů nehraje tato skutečnost tak významnou roli, u 59 bloků betonáže Votického tunelu se již jedná o prodloužení doby výstavby až v řádu měsíců. Na návrh projektanta je proto výztuž tunelu navržena jako samonosná, což zcela eliminuje blokování bednění pro montáž výztuže.



Obr. 19 Samonosná výztuž ostění



Obr. 20 Úprava výztuže pro těsnící pás



Obr. 21 Stykování rámu samonosné výztuže



Obr. 22 Pojezd vnějšího bednění na první lavici

Formu je možno přesunout a betonáž zahájit ihned po správném geometrickém ustavení. 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 plášti jsou osazeny příložné vibrátory. Vnitřní vibrátory lze do směsi nasadit okny pro betonáž v plášti bedněního vozu. Vnější bednění tvoří rovněž pojízdná ocelová konstrukce s pojezdem na první lavici nade dnem stavební jámy. Navržené technické řešení umožňuje proudová postup výstavby kde za těžením a zajišťováním svahů stavební jámy, následuje betonáž podkladních

betonů, osazování drenáží, betonáž patek, montáž výztuže a betonáž klenby tunelu. Následovat bude betonáž kabelovodů, chodníků a vnitřního vybavení tunelu.



Obr. 23 Pojízdné vnitřní, vnější bednění a smontovaná samonosná výztuž

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 a 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 se geotechnickými podmínkami. Při dimenzování ostění byly použity výpočty s využitím nelineárního modelu betonu, které umožnily dosáhnout i u hloubeného tunelu úspor výztuže. Do konce roku 2010 bylo z celkové délky 590 m vytěženo a zajištěno do úrovně základové spáry 355 m stavební jámy, podkladní betony pod patky jsou připraveny v délce 220 m, opěrné klíny v poslední etáži stavební jámy jsou vybetonovány v délce 190 m. Drenáže jsou položeny a základové patky vybetonovány v délce 180 m. Na základových patkách je smontována výztuž v délce cca 3 bloků a betonáž celého ostění tunelu je provedena v délce 100 m. Investorem stavby je SŽDC Stavební správa Praha. Tunel staví firma HOCHTIEF CZ na základě realizační dokumentace zpracované firmou IKP Consulting Engineers.

