

Ražené tunely Olbramovický a Tomický I na trati Votice – Benešov u Prahy

Ing. Jakub Němeček, Subterra a.s.

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

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 dělí 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.

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 NRTM 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 zastižených 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/hod. 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.

Geotechnické poměry Olbramovického tunelu – prognóza a skutečnost

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 4 bloky betonáže raženého tunelu byly navrženy v technologické třídě výrubu VI. se spodní klenbou. V oblasti výjezdového portálu měla zvětralá 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.



Obr. 1 Svahovaná stavení jáma Olbramovického tunelu – výjezdový portál

Zemní práce probíhaly bez problémů a po zajištění navrženém v projektové dokumentaci byly svahy jámy stabilní, i když v zóně zvětrání zasahovala do větší hloubky a poloha granitu nebyla při hloubení, ani po zahájení ražby zastížena. 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. Jejím 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 Ø32 mm délky 6 m, které zajišťují přístropí tunelu při zahájení ražby.



Obr. 2 Výjezdový portál Olbramovického tunelu – hornina se úlomkovitě rozpadá, čelba je stabilní



Obr. 3 Vjezdový portál Olbramovického tunelu se zcela zvětralým eluviem a minimálním nadložím

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 klínem a případně lokálním kotvením pomocí celozávitových tyčí osazovaných do cementové zálivky.

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 provázela měření geotechnického monitoringu, který na stavbě zajišťuje firma ARCADIS. Ta provádí i geotechnický dozor investora a zatřídování horninového masivu do technologických tříd výrubu. I když ražba probíhala pouze strojním rozpojováním bez použití trhacích prací a horninový masiv byl tektonicky porušen, celková stability 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. 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 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 překlasifikována do třídy výrubu IV. a III., prognózovaná třídy výrubu II. nebyla po celou dobu ražby použita. Za ražbou kaloty následovala ražba jádra a dobírání dna, přičemž maximální vzdálenost čelb dílčích výrubů určovala projektová dokumentace a potvrzoval geotechnik stavby podle skutečně zastižených podmínek.



Obr. 4 Primární ostění Olbramovického tunelu, členění výrubu, vlevo rampa do kaloty

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 vjezdového portálu, čelba byla zajištěna kotvami a střikaným

betonem a mechanizmy byly přesunuty k vjezdovému portálu. O den později 23. 4. 2010 zahájila noční směna protiražbu od vjezdového portálu. Již při hloubení stavební jámy se potvrdily obavy z hloubky zvětrání horninového masivu v oblasti vjezdového portálu. Eluvium v úrovni dna kaloty bylo téměř možné 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 Ø32 mm délky 6 m, tentokrát navrtaný ve dvou řadách nad sebou. Raziči firmy Subterra přistupovali k zahájení ražby velmi zodpovědně a s odpovídajícím respektem. Výrub kaloty o ploše 60 m² s nadložím 5 m až 8 m však 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.

Hydroizolace, drenáže a definitivní ostění tunelu

Již při dotěžování jádra 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 opěří 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. Již tradičně jsou hloubené úseky tunelu prováděny z betonu C30/37 odolného proti průsaku vody. Protože na ostění není položena hydroizolační fólie, musí být spáry mezi bloky betonáže těsněny vnitřním těsnícím pásem šířky 320 mm.



Obr. 5 Bednicí vůz hloubených tunel se speciálním čílkem pro vložení těsnícího pásu



Obr. 6 Detail čela s vloženým těsnícím pásem pro utěsnění spáry mezi bloky betonáže

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 těsnícím 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 betonu odolného proti průsakům, jednak odpadá citlivý detail napojení hydroizolační fólie mezi hloubenou a raženou částí tunelu, který se zpravidla řeší zpětným spojením.

Ražená část tunelu je izolována hydroizolační fólií, která je podélně svařena dvoustupým 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. 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 celou 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 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 REHAU.

V ražené části tunelu je definitivní ostění navrženo z betonu C20/25. Dimenzování probíhá na základě výsledků deformačních měření prováděných v rámci geomonitoringu. Díky použití primárního ostění tloušťky 200 mm až 250 mm a díky parametrům stabilního 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 zohledněno jeho popraskání 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. Do konce roku 2010 byly vybetonovány oba hloubené úseky tunelu a část raženého úseku tunelu. Díky možnosti uzavření portálů a bednicího vozu geotextilií mohou probíhat betonáže i v zimním období.

Tunel Tomický I.

Tunel Tomický I. je s délkou 324 m druhým nejkratším tunelem na úseku Votice – Benešov u Prahy. Geotechnické podmínky pro ražbu jsou 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 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 pohybují standardně do 15 mm, v ojedinělých případech překračují 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 liší se od prognózy stanovené v zadávací dokumentaci, resp. realizační dokumentaci stavby. Ražba tunelu byla zahájena v září 2010 a do konce roku došlo k proražení kaloty a následně probíhá

ražba jádra tunelu. Betonáže hloubených úseků tunelu budou záviset na klimatických podmínkách.

Závěr

Ražba obou tunelů proběhla v prostředí garnitoidů různého stupně zvětrání a tektonického porušení. Z geotechnického hlediska byla pro 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. 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 zatřídění 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 nezbytně nutné pro zajištění bezpečnosti ražby a přípustných deformací výrubu.

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.