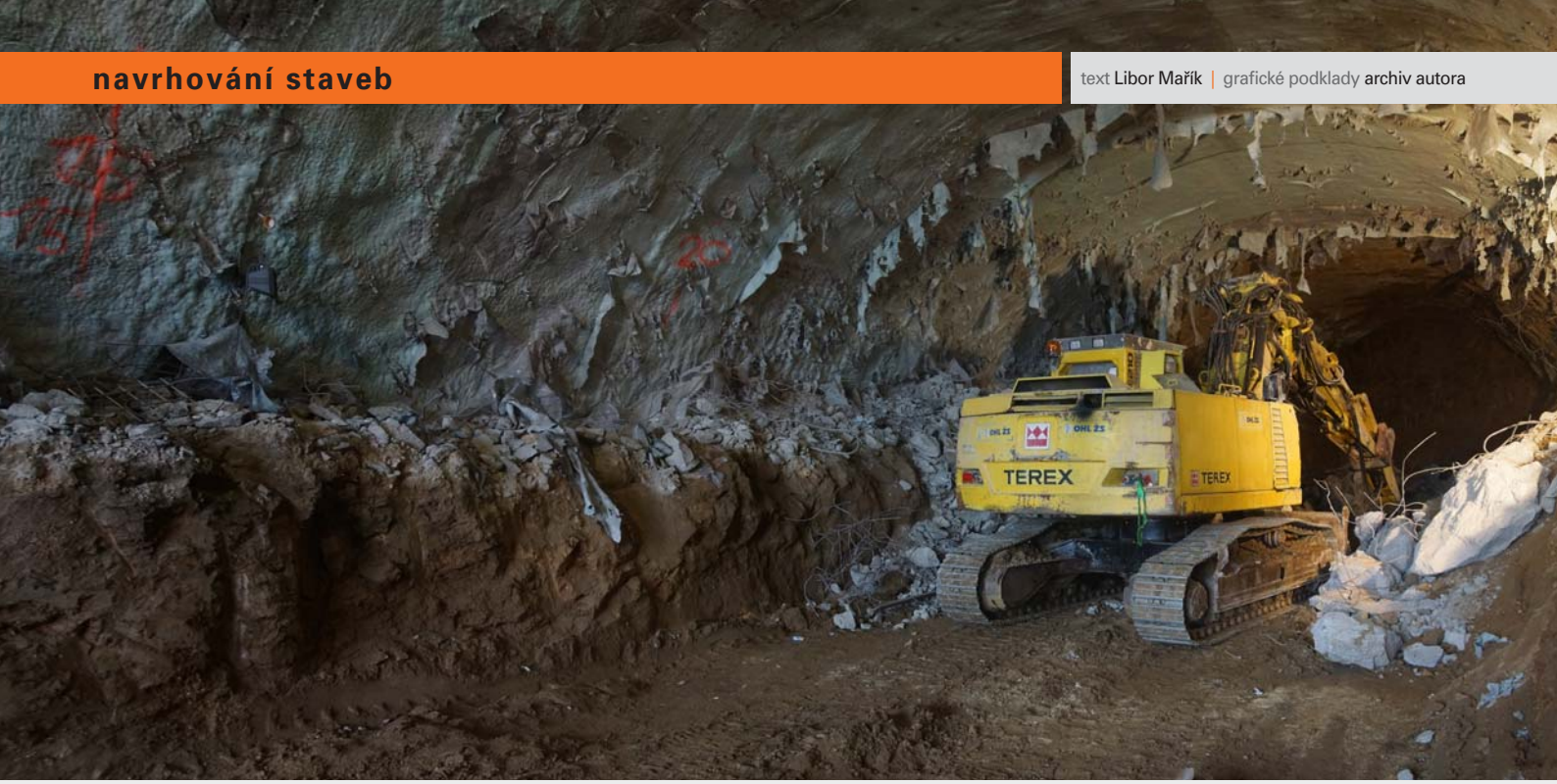
text Libor Mařík | grafické podklady archiv autora



▲ *Obr. 1 Tunel Sudoměřice – ražba kaloty pod želvou, separační fólie pro oddělování masivu od konstrukce želvy*

Ražba tunelů pod zastropením – metoda želva



Ing. Libor Mařík
Studoval na FSv ČVUT v Praze obor konstrukce a dopravní stavby se specializací na geotechniku. Po profesních začátcích ve firmě METROPROJEKT nastoupil k firmě ILF Consulting Engineers, s.r.o., a od roku 2005 k organizaci IKP Consulting Engineers, s.r.o. Nyní pracuje jako hlavní projektant ve firmě HOCHTIEF CZ a.s. Je členem předsednictva České tunelářské asociace ITA-AITES a výboru České betonářské společnosti ČSSI.
E-mail: libor.marik@hochtief.cz

Při hledání optimálního technického řešení tunelu projektant vždy řeší otázku, zda tunel navrhnout jako ražený, nebo hloubený. Nejde vždy o návrh postupu výstavby v celé délce tunelu, ale o rozhodování, kdy je ještě výhodné tunel provádět v otevřené stavební jámě a kdy již zahájit ražbu. V rozhodování je třeba zvážit celou řadu faktorů, které mohou ovlivnit bezpečnost provádění, výši investičních nákladů i dopady stavby na životní prostředí v dané lokalitě.

V České republice nadloží nedosahuje takových výšek jako v případě alpských tunelů a zóna zvětrání mnohdy zasahuje až k profilu výrubu. V případě vhodných geotechnických podmínek probíhá výstavba tunelů konvenčním ražením nebo tunelovacími stroji. V případě geotechnických podmínek nevhodných pro ražení, zpravidla z důvodu nedostatečné výšky nadloží nebo kvality horninového masivu, je výstavba řešena hloubením tunelů v pažených, nebo svahovaných stavebních jamách. Ne vždy však ražení nebo hloubení jednoznačně vyhovuje daným okrajovým podmínkám. Pro tento případ existuje další metoda výstavby tunelů, která kombinuje metodu hloubení i ražení a která se obecně nazývá ražba pod zastropením. V České republice se pro tento postup výstavby ustálil název metoda želva. Článek si dává za cíl seznámit odbornou veřejnost s principy návrhu výstavby tunelů touto metodou a na praktických příkladech ukázat, k jakým účelům a v jakých případech ji lze efektivně využít. Pokud bychom měli metodu želva začlenit do správné „škatulky" tunelovacích metod, pak se jedná o konvenční ražbu s cyklicky se opakujícími činnostmi, jako je tomu například u Nové rakouské tunelovací metody (NRTM), která je v České republice nejrozšířenější.

Princip metody želva

Při návrhu technologického postupu výstavby tunelů není neobvyklé, že se pod vrstvou pokryvů a zvětralých horních poloh skalního masivu již nachází pevná hornina, která pro rozpojování vyžaduje nasazení speciálních stavebních strojů, nebo dokonce použití trhacích prací. Výška nadloží i geotechnické vlastnosti masivu v nadloží tunelu nedovolují tunel razit bez nákladných opatření ke zlepšení horninového prostředí (např. injektáže nebo zmrazování), hloubení vlastního prostoru tunelu však již zasahuje do velmi pevných poloh



skalního podloží. Použití hloubeného tunelu by znamenalo nejprve odtěžit méně kvalitní vrstvy pokryvů a následně vyhloubit ve skalním podloží dostatečně širokou stavební jámu, která by umožnila nasazení technologie provádění hloubeného tunelu, tj. montáž rubového bednění monolitického ostění tunelu i dostatečný prostor pro pohyb stavebních strojů při provádění hutněného zásypu konstrukce ostění. V případě dopravních tunelů stavební jáma nemá pravidelný půdorys, neboť do výkopu není umístěn jen standardní profil tunelu, ale i výklenky pro umístění technologického vybavení tunelu (výklenky kabin SOS, požárního hydrantu, šachet na čistění boční tunelové drenáže nebo v případě železničních tunelů i záchranné výklenky pro úkryt pracovníků údržby tunelu za povozu). Aby bylo možné ve stavební jámě konstrukci hloubeného tunelu provést, měla by její šířka za rub ostění přesahovat o cca 2 m, takže půdorysně její rozměr narůstá v úrovni dna o cca 4 m a s nárůstem šířky jámy narůstá i objem zemních prací spojený s hloubením a následným zásypem tunelu. Kromě nárůstu objemu zemních prací se tento způsob výstavby negativně projevuje ve statickém působení konstrukce tunelu, neboť rostlý materiál na bocích tunelu je nahrazen hutněným zásypem, jehož tuhost a tím i schopnost vzdorovat reakci ostění od zatížení násypem nad klenbou tunelu je výrazně nižší než v případě, kdy je ostění podepřeno horninovým masivem v rostlém stavu.

Obě negativa eliminuje svým konstrukčním uspořádáním metoda želva. V oblasti pro ražbu špatných geotechnických vlastností horninového masivu je vyhloubena stavební jáma pouze do úrovně kaloty tunelu, jejíž dno je upraveno do tvaru klenby. Jemné tvarování dna jámy probíhá zpravidla stříkaným, nebo výplňovým betonem nízkých pevnostních tříd. Na geometricky upravený povrch dna stavební jámy je položena tenká separační PE fólie a ochranná geotextilie, která chrání separační fólii před poškozením při provádění klenby želvy. Separační fólie slouží při ražbě tunelu ke snadnému oddělení stříkaného vyrovnávacího betonu, případně horninového masivu od vlastní konstrukce želvy. Metoda získala název podle charakteristického tvaru klenby, který připomíná právě krunýř želvy. Na geotextilii následně probíhají standardní práce spojené s výstavbou monolitické železobetonové konstrukce, tj. montáž výztuže a vlastní betonáž po blocích obvyklé délky 5–6 m. Spodní bednění tvoří upravené dno stavební jámy, rozsah bednění boků konstrukce odpovídá tvaru klenby a konzistenci použité betonové směsi. Po dosažení pevnosti betonu požadované statickým výpočtem je možné konstrukci zasypat a povrch území uvést do původního, respektive projektovou dokumentací požadovaného stavu. Mezi další výhody této metody proto patří podstatné zkrácení doby, kdy je povrch území zatížen negativními vlivy spojenými s výstavbou (hluk, prach, exhalace ze stavebních strojů, liniové rozdělení území s nutností objízdných nebo obchozích tras atd.).

Po provedení zásypu probíhá pod ochranou klenby standardní ražba tunelu s horizontálním členěním plochy výrubu a zajišťováním jeho stability podle geotechnických podmínek pod základovou spárou konstrukce želvy. Ražba kaloty probíhá z větší části pod ochranou konstrukce želvy a tomu je možné přizpůsobit délku záběru. Ta je zpravidla závislá pouze na kapacitních možnostech rozpojování a odtěžování rubaniny. Při ražbě jádra tunelu pod úrovní základové spáry patek klenby již délka záběru a způsob zajištění stability výrubu odpovídá zastiženým geotechnickými podmínkám. Jedná se zpravidla o zajištění líce výrubu primárním ostěním ze stříkaného betonu vyztuženého ocelovými sítěmi nebo z drátkobetonu. Pro zvýšení únosnosti horninového masivu dochází k jeho prokotvení tyčovými kotvami typu SN, nebo v případě velmi kvalitního horninového masivu hydraulicky upinatelnými svorníky. V případě, že kvalita horninového masivu pod základovou spárou klenby želvy nesplňuje statické požadavky na její založení, nebo ražba tunelu pod touto úrovní vyžaduje dodatečná opatření pro zajištění stability boků výrubu, jsou tato opatření prováděna ze dna stavební jámy pro želvu. Ve většině případů se jedná o vrtání svislých mikropilot, nebo při ražbě v nesoudržném horninovém masivu provádění sloupů tryskové injektáže. Pouze v extrémně složitých geotechnických poměrech či ve speciálních případech použití se provádí založení želvy a zpevnění boků výrubu pomocí podzemních stěn nebo velkoprůměrových pilot. Zastropení tunelu nemusí být jen klenbovou konstrukcí, klenbu lze nahradit deskou. Tato metoda se používá zvláště ve městech, kdy jsou tunely situovány mělce pod povrchem a pro vzepětí klenby není dostatek prostoru. Na rovné dno stavební jámy je proto vybetonována stropní deska, která se ve většině případů na bocích tunelu opírá o svislé podzemní stěny, nebo velkoprůměrové piloty. Na rozdíl od klenbové konstrukce želvy, která ve většině případů představuje pouze dočasnou konstrukci pro bezpečnou ražbu tunelu, tvoří rovná stropní deska v kombinaci se svislými podzemními stěnami po provedení dalších opatření a stavebních úprav v mnoha případech definitivní konstrukci tunelu.

Konstrukční typy a možnosti použití metody želva

Metoda želva může být nasazena k řešení celé řady situací, ve kterých by použití jiné metody bylo buď komplikované, nebo zcela nereálné. Další text uvádí příklady použití na konkrétních příkladech již realizovaných tunelů. V principu se však jedná o dva velké okruhy nasazení této metody. První okruh použití představuje řešení staveb tunelů v městské zástavbě, kdy prostorové poměry vázané na šířku komunikace mezi uliční zástavbou neumožňují provedení svahované stavební jámy a snahou investora je minimalizovat dobu omezení života města na povrchu. Druhým okruhem jsou případy výstavby tunelů v extravilánu se snahou minimalizovat hloubku stavebních jam, velikost záboru pozemků, objem zemních prací při hloubení i zasypávání tunelů a minimálně zasahovat do stabilitních poměrů v daném území.

Z konstrukčního hlediska se rozlišuje klasická ražba pod zastropením s použitím postupů konvenčního tunelování, tj. zajištění boků výrubu primárním ostěním a vyztužováním horninového masivu kotvením, nebo výstavba tunelů se zajištěním boků tunelu podzemními či pilotovými stěnami a přístropí chráněného klenbou nebo rovnou stropní



▲ *Obr. 2 Tunel Branisko – fáze výstaby želvy*



▲ *Obr. 3 Tunel Branisko – odtěžování kaloty pod želvou, zahájení ražby*



▲ *Obr. 4 Tunel Branisko – oddělení horniny od konstrukce želvy*



▲ *Obr. 5 Tunel Branisko – mikropiloty podchycení základu prefabrikované želvy*

▼ *Obr. 6 Tunel Branisko – přisypávání paty svahu, stabilizační opatření*



deskou, kdy jsou tyto konstrukce součástí trvalého nosného systému tunelu. V takovém případě je nutno řešit celou řadu detailů, které se týkají jednak konstrukčního napojení svislých prvků stěn na stropní desku nebo klenbu, jednak zajištění vodonepropustnosti tunelu jako celku, tj. těsnění pracovních a dilatačních spár na všech úrovních.

Příklady použití metody na již realizovaných tunelech

Uvedené příklady praktického použití metody želva jsou voleny tak, aby co nejlépe ukázaly možnosti této metody pro řešení geotechnických úloh, zkrácení doby výstavby i zmenšení objemu zemních prací.

Dálniční tunel Branisko

Tunel Branisko délky 4975 m tvoří součást dálničního úseku D1 Behárovce – Branisko na východním Slovensku a jeho výstavba probíhala v letech 1997 až 2003. V rámci geotechnického průzkumu byla v roce 1996 v plánované severní tunelové troubě vyražena v celé délce tunelu průzkumná štola a v souvislosti s její výstavbou bylo na východním portále tunelu odtěženo cca 180 000 m^3 výkopu. Stavební jáma dosahovala při šířce 150 m a délce 250 m místy hloubky až 25 m. Tunel Branisko je výhledově navržen jako dvoutroubový a výkopové práce na portálech již s výstavbou druhé tunelové trouby počítaly, i když v současné době je obousměrně provozována pouze jižní tunelová trouba. Hloubené tunely na východním portále byly původně navrženy se zajištěním stavební jámy kotvenými podzemními stěnami. Odtěžením velkého množství materiálu při hloubení stavební jámy situované v patě svahu na úpatí hřbetu Branisko došlo k porušení stability a svah se ve velkém rozsahu dal do pohybu. Deformace podzemní stěny vyvozené svahovými pohyby způsobily přelomení inklinometru osazeného v její konstrukci a vzniklou situaci bylo nutné urychleně řešit. Stavební jáma měla být původně vytěžena až na úroveň dna tunelů a tunely byly navrženy jako hloubené. To by za vzniklé situace vedlo k dalšímu snížení stupně stability svahu, neboť by došlo k odlehčení v jeho patě. Svahové pohyby nezastavily ani dodatečné navržené šikmé odvodňovací vrty, ani drény z lomového kamene prováděné na povrchu svahu k rychlému odvedení vody z povrchu území. Z toho důvodu bylo nutné přikročit k opatření, které by svah uvedlo opět do rovnováhy. Jako jediné možné řešení se ukázala výstavba dvou želv (pro jižní i v budoucnu plánovanou severní tunelovou troubu) a rychlé provedení zásypu obou konstrukcí, který by patu svahu opět přitížil. Pro jižní tunelovou troubu, kde se nacházel horninový masiv ještě v rostlém stavu, byla použita klasická monolitická konstrukce želvy délky 48 m. Konstrukce byla provedena ve složitých geologických podmínkách. Jednalo se o terciérní pelitické sedimenty (jílovce, prachovce), které na obou stranách pohoří Branisko tvoří tzv. centrální karpatský paleogen. Hornina byla značně intenzivně tektonicky porušena, s velmi jemnou

laminací, všesměrnými diskontinuitami a zvrásněním. Po otevření stavební jámy obnažené svahy velmi rychle střípkovitě větraly na zeminu. Prostředí bylo místy značně zvodnělé s přítoky 2 l/s až 5 l/s. Výstavbu monolitické konstrukce komplikovaly klimatické podmínky, neboť probíhala v zimním období za vysokých mrazů. Jako opatření při betonáži byla konstrukce zakryta a pod plachty byl hnán horký vzduch. Dno stavební jámy bylo upraveno do tvaru klenby želvy a betonáž probíhala po blocích standardní délky 5 m. První blok betonáže želvy blíže k definitivnímu portálu tunelu byl vzhledem k nepříznivým geologickým podmínkám částečně podchycen svislými mikropilotami, ostatní již byly uloženy na upravenou základovou spáru přímo na horninovém masivu. Obr. 2 názorně ukazuje jednotlivé fáze výstavby od vytvarovaného dna stavební jámy až po vybetonované bloky konstrukce želvy. Po vybetonování želvy došlo k odtěžení kaloty. Rozpojování bylo zpočátku prováděno bez použití trhacích prací (viz obr. 3). Separační fólie kladená na upravené dno stavební jámy vytvořila po vytěžení kaloty na líci ostění hladký povrch (viz obr. 4), který byl vhodný pro instalaci mezilehlé izolační fólie pro zajištění vodonepropustnosti ostění tunelu.

Pro severní tunelovou troubu, byla zvolena méně obvyklá prefabrikovaná konstrukce. Vzhledem k tomu, že v ose trouby již byla vyražena průzkumná štola a horninový masiv byl odtěžen v rámci zahájení ražby štoly, představovala prefabrikovaná konstrukce řešení bez použití horninového masivu jako bednění klenby želvy. Konstrukčně se jednalo o trojkloubový oblouk, který byl složen ze dvou kusů prefabrikátů uložených v patě do speciálního základu a ve vrcholu kloubově spojených. Oba základové pasy byly v celé délce 50 m úseku podchyceny svislými mikropilotami (viz obr. 5), neboť se jednalo o konstrukci citlivou na poklesy a doba jejího využití (tj. doba výstavby severní tunelové trouby) nebyla v době ražby jižní tunelové trouby známa. V čele obou konstrukcí byla vystavěna provizorní gabionová zeď, aby bylo možné zvětšit objem zásypu a nad klenbou obou budoucích tunelů byl zásyp proveden do výšky 12 m (viz obr. 6). Konstrukce želvy byla v tomto případě použita jako prvek pro zajištění stability svahu v portálové oblasti tunelu.

Železniční tunel Malá Huba

Výstavba tunelu Malá Huba probíhala v rámci optimalizace vedení trasy na spojovací větvi mezi I. a II. železničním koridorem na traťovém úseku Zábřeh na Moravě – Krasíkov. Trasa dvoukolejného tunelu o celkové délce 324 m prochází pod severním výběžkem vrchu Malá Huba s nadmořskou výškou 415 m n.m. Terénní elevace je součástí členité Zábřežské vrchoviny, která je v těchto místech ze severu ohraničena průlomovým údolím Moravské Sázavy. Patu skalního výběžku řeka obtéká ze západu, severu a východu. Údolní niva leží v nadmořské výšce 316 až 317 m n. m. Horninový masiv je v trase tunelu tvořen proterozoickými metamorfovanými horninami zábřežského krystalinika, které jsou zastoupeny převážně fylity. Z petrografického hlediska jsou v masivu zastoupeny kromě fylitů i svory, metadroby, metaprachovce a metapelity. Horniny mají vyvinutou výraznou foliaci. Směr a sklon foliačních ploch se však často mění, což je způsobeno provrásněním hornin. Vzdálenost foliačních ploch se mění od 3 do 10 mm. Horniny jsou nepravidelně a všesměrně rozpukané, pukliny jsou převážně sevřené, často vyplněné oxidy železa. Z hlediska pevnosti převažují v masivu horniny se střední až vysokou pevností třídy R3 a R2. V jejich nadloží, v zóně silně zvětralých, silně rozpukaných a rozvolněných hornin pak převažují horniny s velmi nízkou až nízkou pevností třídy R5 až R4. Obecně lze horninový masiv v trase tunelu hodnotit podle stupně zvětrání jako navětralý až zdravý a v blízkosti východního portálu navětralý až slabě zvětralý. V oblasti výjezdového, východního portálu trasa pozvolně přechází ze širé trati pod kosým úhlem do vrchu Malá Huba, což vede k nesymetrické svahované



▲ *Obr. 7 Tunel Malá Huba – kvalita horninového masivu pod želvou*



▲ *Obr. 8 Tunel Malá Huba – rozsah stavební jámy želvy*

stavební jámě hloubených úseků tunelu. Vzhledem k reliéfu území se sklonem povrchu cca 15 % by při standardním hloubení stavební jámy na úroveň dna tunelů zasahoval jižní svah daleko do lesního porostu a výrazným způsobem by narostl objem zemních prací. Rozsah hloubeného úseku byl proto zkrácen pouze na portálový blok betonáže délky 12 m a za ním následoval úsek ražený pod ochranou želvy v délce

▼ *Obr. 9 Tunel Malá Huba – tunel vyražený pod želvou, zpětný zásyp*





▲ *Obr. 10 Tunel Hněvkovský I – výška nadloží pro zahájení ražby*



▲ *Obr. 11 Tunel Hněvkovský I – zajištění stavební jámy a fáze výstavby želvy*

24 m provedené z betonu C16/20 v tloušťce klenby min. 600 mm. Vzhledem k možným nepřesnostem při tvarování dna stavební jámy byla konstrukce v projektové dokumentaci navržena s nadvýšením 100 mm. Poměrně jemná foliace a rozpukání horninového masivu byly při tvarování dna výhodou, neboť bylo možné dosáhnout požadovaného tvaru bez velkých nadvýlomů oproti teoretickému tvaru. Výraznou foliaci i provrásnění horniny dokumentuje obr. 7, který zachycuje fázi výstavby po vytvarování klenby želvy před zakrytím dna jámy separační fólií. Povrch horniny byl zpevněn a geometricky dotvarován stříkaným betonem. Na stříkaný beton byla položena PE separační fólie a jako její ochrana geotextilie. Pak již probíhala montáž výztuže klenby a vlastní betonáž konstrukce želvy po blocích betonáže délky 6 m. Obr. 8 prezentuje zahájení montáže výztuže želvy na ochranné geotextilii. Obr. 9 ukazuje asymetrickou stavební jámu výjezdového portálu po zasypání klenby želvy a vyražení tunelu až na definitivní úroveň počvy. I při použití želvy a nedotěžení stavební jámy až na úroveň dna tunelů je rozsah stavební jámy značný. Lze si představit, jak by se jáma zvětšila při jejím vyhloubení až na úroveň počvy a nutným rozšířením jámy pro výstavbu monolitického ostění hloubeného tunelu. Konstrukce želvy byla v tomto případě použita jako prvek omezující rozsah záboru pozemků a objem zemních prací.

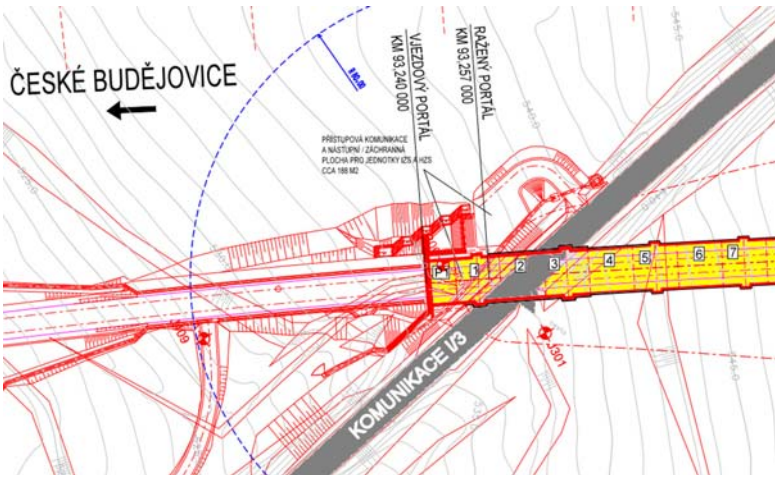
Železniční tunel Hněvkovský I

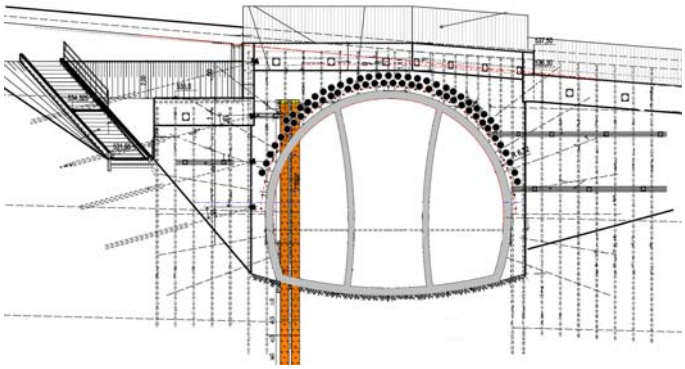
Dvoukolejný tunel Hněvkovský I se nachází na stejném traťovém úseku a je stejného profilu jako tunel Malá Huba. Výška nadloží je však ještě podstatně nižší a při délce tunelu 180 m nepřesahuje 11 m. Trasa tunelu prochází pod jižním výběžkem vrchu Plechovec. Nadmořská výška povrchu terénu v trase tunelu kolísá od 298 m n. m. do 325 m n. m. Horninový masiv tvoří proterozoické metamorfované horniny zábřežského krystalinika. Z petrografického hlediska se v horninovém masivu vyskytují kvarcitické ruly, pararuly a fylity. Horniny v oblasti ovlivněné ražbou jsou z větší části navětralé, pouze při povrchu a v okolí tektonických linií místy mírně zvětralé. Pukliny nepravidelně a všesměrně rozpukaného masivu jsou převážně sevřené. Z hydrogeologického hlediska patří zábřežské krystalinikum k jednotkám s puklinovými vodami velmi malých vydatností. Již poměrně mělce pod povrchem jsou pukliny sevřené a prakticky nepropustné. Významnější přítoky do tunelu lze při ražbě očekávat pouze v oblastech rozsáhlejšího tektonického porušení horninového masivu a v příportálových úsecích, kde vydatnost přítoků přímo závisí na množství atmosférických srážek. Při návrhu projektant vycházel nejen z provedeného geotechnického průzkumu, ale vlastnosti horninového masivu mohl vyhodnotit i na svazích nedalekého zářezu původního vedení trati. Vzhledem k dobré kvalitě masivu bylo proto rozhodnuto i přes malou výšku nadloží tunel navrhnout v délce 132 m jako ražený s navazujícím úsekem délky 36 m provedeným vzhledem k nedostatečné výšce nadloží pod zastropením. Jako bezpečná výška pro zahájení ražby byla zvolena mocnost skalního nadloží 5 m (viz obr. 10). Želva byla provedena na výjezdovém portále a vzhledem k dobrým vlastnostem nebylo nutné realizovat žádná další opatření pro zlepšení vlastností masivu pod úrovní základové spáry klenby želvy. Svahovaná stavební jáma pro želvu byla zajištěna pomocí tyčových SN kotev a stříkaným betonem se sítí. Postup výstavby byl standardní a jednotlivé fáze od vytvarování dna stavební jámy přes instalaci separační fólie až po betonáž klenby ukazuje obr. 11. Stejně jako v případě tunelu Malá Huba bylo cílem navrženého řešení minimalizovat rozsah zemních prací a zejména použít kvalitní horninový masiv na bocích tunelu jako stavební materiál, který je součástí nosné konstrukce tunelu. Sekundární ostění tunelu z betonu C25/30 má v tomto případě tloušťku pouze 350 mm. Krátké hloubené úseky tunelu byly navrženy s tloušťkou ostění min. 600 mm.

Železniční tunel Sudoměřice

Dvoukolejný tunel Sudoměřice délky 444 m je součástí IV. tranzitního železničního koridoru v úseku Tábor – Sudoměřice. Ražba tunelu probíhala v souladu s požadavky zadávací dokumentace pomocí NRTM. K největšímu technickému problému při výstavbě patřilo křížení trasy tunelu s provozovanou komunikací I/3 v oblasti jižního portálu (viz obr. 12). Podle zadávací dokumentace měl být podchod komunikace proveden ražením NRTM s vertikálním členěním výrubu za provádění doprovodných opatření. Ta si vyžadovala především extrémně malá výška nadloží a účinky provozu na komunikaci. Nad raženým tunelem o ploše výrubu cca 110 m^2 se pod konstrukčními vrstvami vozovky nacházejí kvartérní sedimenty a zcela zvětralé pararuly

▼ *Obr. 12 Tunel Sudoměřice – situace v místě křížení s komunikací*





▲ *Obr. 13 Tunel Sudoměřice – vertikalní členeni výrubu*



▲ *Obr. 14 Tunel Sudoměřice – svislé mikropiloty pro zajištění stability jámy*

o celkové mocnosti jen 2,7 m. Proto bylo v zadávací dokumentaci navrženo před zahájením ražby zpevnění nadloží po obvodu kaloty pomocí dvou řad horizontálních sloupů tryskové injektáže. Jednalo se o celkem 63 horizontálních vrtů s předpokládaným průměrem sloupu tryskové injektáže 400 mm prováděných s roztečí 500 mm. Do takto zpevněného prostředí byl po obvodu kaloty dále navržen mikropilotový deštník provedený rovněž ve dvou řadách. K výrubu přiléhající první řadu deštníku tvořilo 41 vodorovných mikropilot Ø 108/16 mm, délky 25 m. Nad nimi bylo pod vlastní komunikací navrtáno dalších 26 vodorovných mikropilot délky 15 m. V délce 27 m byla ražba pod komunikací navržena v technologické třídě s vertikálním členěním výrubu na dvě opěrové štoly a střední štolu (viz obr. 13) Primární ostění ze stříkaného betonu C20/25-X0 tloušťky 400 mm bylo vyztuženo dvěma vrstvami sítí KARI 8/100 × 8/100. Stabilitu čelby zajišťovaly sklolaminátové kotvy délky 25 m a v každém záběru nástřik betonu o tloušťce 100 mm. Vnitřní dočasné ostění štol tloušťky 300 mm bylo provedeno ze stejné pevnostní třídy betonu a vyztuženo rovněž dvěma vrstvami sítí KARI 8/100 × 8/100. Každá ze tří vertikálních štol byla dále horizontálně členěna na dva dílčí výruby.

Vzhledem k rizikům při provádění jednotlivých opatření k zajištění stability nadloží tunelu (tryskové injektáže mělce pod konstrukčními vrstvami vozovky, přesnost vrtání dlouhých mikropilotových deštníků i sklolaminátových kotev atd.) i rizikům při vlastní ražbě tunelu pod provozovanou komunikací navrhl projektant realizační dokumentace po dohodě se zhotovitelem investorovi, SŽDC, alternativní způsob provedení tunelu v délce 50 m metodou želva. Návrh technického řešení vycházel z předpokladu zkrácení uzavírky komunikace na minimum, minimalizace záboru pozemků a co nejmenšího rozsahu poškození silnice v nadloží. Vzhledem k tomu, že stavba byla realizována podle červené knihy FIDIC, byl návrh nejprve rozpracován do úrovně ideového řešení a předložen investorovi k vyjádření. Investor návrh přijal s podmínkou, že změna nevyvolá navýšení investičních nákladů, nepovede k prodloužení termínu výstavby a zhotovitel zajistí souhlasné stanovisko všech dotčených orgánů státní správy i jednotlivých účastníků výstavby. Vzhledem k tomu, že zadávací dokumentace nepředpokládala hloubení tunelu v místě komunikace a výkup pozemků pro úsek prováděný pod zastropením nebyl zajištěn, musel zhotovitel projednat i dočasný pronájem dotčeného pozemku od soukromého vlastníka. Změna realizační dokumentace a zejména její projednání i zajištění souhlasných stanovisek vyžadovalo čas, který nebyl v harmonogramu stavebních prací původně předpokládán. Ražba tunelu měla být zahájena právě od jižního portálu. Z toho důvodu byl harmonogram prací přepracován a výstavba byla zahájena hloubením stavební jámy severního portálu. Tak vznikl potřebný časový prostor, který umožnil navržené technické řešení kladně projednat a realizační dokumentaci přepracovat. Na místo křížení komunikace a tunelu bylo svoláno jednání za účasti kompetentních zástupců SŽDC, ŘSD ČR Středočeského kraje a Jihočeského kraje, odboru dopravy Jihočeského



▲ *Obr. 15 Tunel Sudoměřice – svislé stěny jámy zajištěné kotvenou mikropilotovou stěnou, tvarování podkladu želvy stříkaným betonem*



▲ *Obr. 16 Tunel Sudoměřice – tvarování klenbového dna jámy stříkaným betonem*

▼ *Obr. 17 Tunel Sudoměřice – hutněný zásyp želvy pod komunikací I/3*





▲ *Obr. 18 Tunel Sudoměřice – obnovení krytu vozovky nad želvou*



▲ *Obr. 19 Tunel Sudoměřice – ražba jádra tunelu v úseku pod želvou*



▲ *Obr. 20 Tunel Sudoměřice – kvalita horniny v nadloží tunelu*

kraje a Tábora, Policie ČR a místně příslušné správy a údržby silnic. Po vysvětlení problematiky křížení tunelu s komunikací bez přerušení provozu bylo dosaženo pozitivního závěru s tím, že provoz na komunikaci může být po dobu výstavby želvy přerušen a místní doprava dočasně převedena na objízdné trasy. To vedlo nejen ke zkrácení doby stavebních prací, ale i k optimalizaci technického řešení z hlediska investičních nákladů spojených s původně předpokládanou výstavbou a likvidací nové přeložky, která v tomto případě nebyla nutná.

Alternativní řešení se tak přiblížilo podmínce, že nepovede ke zvýšení investičních nákladů. Na základě tohoto rozhodnutí byla vypracována realizační dokumentace a zhotovitel mohl změnu technického řešení ocenit a předložit investorovi stavby ke konečnému odsouhlasení.

Dne 9. října 2013 bylo vydáno rozhodnutí o úplné uzavírce silnice I/3 v místě křížení s novým železničním tunelem na dobu od 12. října do 15. prosince 2013. Bohužel se vlivem zdlouhavého projednávání navržené změny technického řešení i z důvodu přepracování projektové dokumentace posunula výstavba předmětného úseku do zimního období. To ohrožovalo nejen provádění stavebních prací (betonáž konstrukce želvy a obnova konstrukčních vrstev vozovky), ale mohlo být i komplikací s ohledem na zajištění zimní údržby objízdné trasy vedené po silnicích nižších tříd. O to větší byla snaha zhotovitele zrealizovat práce v co nejkratším termínu, což se i díky příznivému počasí podařilo. Provoz na silnici I/3 byl obnoven o pět dnů dříve, než předpokládal harmonogram. V průběhu 59 dnů byly zrealizovány následující práce: pokácení pěti stromů mimolesní zeleně, odstranění konstrukčních vrstev vozovky o ploše cca 350 m^2, odvrtání a instalace 147 svislých mikropilot Ø 108/16 mm délky 4,0–11,5 m (viz obr. 14), postupné odtěžení cca 3400 m^3 materiálu třídy těžitelnosti 2–4, instalace 89 předpínaných tyčových kotev Ø 26,5 mm délky 10 a 11 m a 125 SN kotev Ø 32 mm délky 5 m umístěných pod patou želvy, vytvarování zemního tělesa želvy s uložením separační vrstvy a výztuže klenby želvy a vlastní betonáž v osmi blocích o objemu celkem cca 750 m^3 betonu. Po nárůstu pevnosti betonu byl proveden postupný hutněný zásyp stavební jámy a znovuzřízení konstrukčních vrstev komunikace. Zkrácení termínu oproti původně plánovanému 15. prosinci 2013 bylo nejen úspěchem zhotovitele stavby, ale i pozitivním signálem pro technickou i laickou veřejnost, že navržené technické řešení bylo dobrou volbou pro řešení náročného křížení komunikace s tunelem a splnilo vkládaná očekávání.

Boky stavební jámy zajišťovaly kotvené mikropilotové stěny, což minimalizovalo její rozsah (viz obr. 15). Hloubka stavební jámy dosahovala v nejhlubším místě 8 m. Kotvení bylo provedeno v závislosti na hloubce jámy ve dvou, respektive třech úrovních předpínanými tyčovými kotvami délky 10 m a 11 m s délkou kořene 5 m. Síly z kotev přenášely do mikropilot ocelové převázky a stabilitu horniny mezi mikropilotami zajišťoval nástřik betonu vyztužený sítí KARI 8/100 × 8/100. Čelo stavební jámy bylo svahováno a kotveno kotvami SN Ø 25 mm délky 4 m prováděnými do cementové zálivky. Čelní svah jámy chránila opět vrstva vyztuženého stříkaného betonu. Dno stavební jámy bylo tvarováno do půlkruhu jako bednění následně prováděné klenby želvy. Vzhledem k nepříznivému sklonu rozpukání horninového masivu vznikaly při tvarování dna stavební jámy značné odchylky od teoretického tvaru, které byly vyplňovány stříkaným betonem. Tvar klenby pomáhala dodržet síť KARI. Tvarování líce stavební jámy stříkaným betonem ukazuje obr. 16. Na vytvarované dno stavební jámy byla standardně položena separační PE fólie a ochranná vrstva geotextilie. Mezi mikropiloty zajištění bočních stěn stavební jámy byly šikmo umístěny kotvy SN Ø 32 mm délky 5 m vkládané do vrtu délky 4 m s cementovou zálivkou. Vyčnívající část kotvy v délce 1 m byla po montáži prutové výztuže zabetonována do patky želvy o šířce 1,5 m. Tloušťka želvy ve vrcholu klenby 600 mm směrem k patě narůstala. Po montáži prutové výztuže klenby následovala betonáž s délkou bloku betonáže 6 m. Ačkoli projekt předpokládal beton konstrukce C16/20, rozhodl se zhotovitel s cílem urychlit dobu výstavby použít beton C25/30 a pro bloky, pod nimiž měla být zahájena ražba tunelu, dokonce beton C30/37. Tím bylo dosaženo rychlejšího nárůstu požadované pevnosti betonu pro provedení zpětného zásypu a obnovení konstrukce vozovky v nadloží tunelu. Zásyp musel být hutněn tak, aby splňoval požadavky pro podkladní vrstvy vozovky a nedocházelo vlivem sedání k poškození nově zřízené části komunikace. Fázi hutnění zásypu nad klenbou želvy ukazuje obr. 17. Po provedení zásypu a obnovení vrstev vozovky (viz obr. 18) byla zahájena ražba kaloty pod želvou. Projektovaná úroveň dna kaloty je pod úrovní patek želvy. Aby se zamezilo

vypadávání rozpukané horniny zpod patek želvy, byl podél patek ponechán ochranný pruh horniny minimální šířky 1 m. Tato část kaloty byla dotěžena a zajištěna primárním ostěním až při ražbě jádra tunelu. Ražbu kaloty a zbytky separační fólie pod konstrukcí želvy ukazuje obr. 1. O rychlosti ražby pod želvou vypovídají následující časové údaje. Ražba tunelu pod ochranou želvy byla zahájena 2. prosince 2013. Za devět dnů vyrazil zhotovitel 48 m kaloty a k 10. prosinci 2013 ukončil 2 m před koncem želvy její ražbu. Čelba byla zajištěna stříkaným betonem se sítí, kotvami SN a připravena pro přerušení prací v období vánočních svátků. Od 11. prosince 2013 byla zahájena ražba jádra, která již probíhala podle zásad NRTM s délkou záběru 1 m, primárním ostěním tloušťky 300 mm se dvěmi vrstvami sítí KARI a kotvením ostění pomocí kotev SN Ø 25 mm délky 6 m. V oblasti tunelu pod želvou byly zastiženy horniny třídy těžitelnosti R3–R5, jednalo se zejména o polohy silně zvětralé pararuly bez přítomnosti podzemní vody. Rozpojování čelby probíhalo mechanicky tunelbagrem, nakládka a odvoz rubaniny nakladačem a doperem (viz obr. 19). V případě tunelu Sudoměřice posloužila konstrukce želvy ke zkrácení doby výstavby problematického křížení tunelu s komunikací a byla jediným řešením zcela eliminujícím rizika vzniku mimořádné události. Kvalitu horniny v nadloží tunelu ukazuje obr. 20.

Dálniční tunel Považský Chlmec

Technickým řešením metody želva použitým na dvoutroubovém dálničním tunelu Považský Chlmec se podrobně zabývá článek publikovaný v časopise Stavebnictví 10/2015 [1]. Tento text se proto omezuje pouze na konstatování, že metoda želva byla použita pro omezení rozsahu stavební jámy a zahájení bezpečné ražby od západního portálu i pro omezení velikosti stavební jámy a snížení její hloubky v exponované oblasti suťových kuželů v úpatí svahů údolí, do kterého byla situována střední stavební jáma. V místě želvy umístěné ve střední stavební jámě výstavbu navíc komplikoval silný přítok podzemní vody. Konstrukčně se jednalo o dva různé typy konstrukce. Na západním portále byla použita klenba želvy vetknutá do velkoprůměrových pilot, které zajišťovaly boky stavební jámy i ražbu tunelu pod želvou (viz obr. 21). K nejnáročnějším prvkům patřilo konstrukční spojení želvy s velkoprůměrovými pilotami, které bylo řešeno propojením výztuže želvy a pilot pomocí lepených kotevních želez (viz obr. 22). Z projektového hlediska pak působilo značné komplikace vytvoření matematického modelu, který by dokázal vystihnout reálné chování takto navržené konstrukce. Výsledné řešení se při realizaci ukázalo jako správné a tunel je v současné době v hrubé stavbě dokončen a probíhá montáž technologického vybavení.

Ve střední stavební jámě byla použita želva založená na horninovém masivu, jehož vlastnosti byly vylepšeny použitím svislých mikropilot vetknutých do monolitické konstrukce želvy. Na obr. 23 je kromě svislých mikropilot a výztuže jednoho bloku betonáže klenby želvy zobrazena i záporová stěna, která za pomoci předpjatých lanových kotev stabilizuje suťový kužel a zvětralé vrstvy slepenců. Původní technické řešení podle dokumentace pro stavební povolení počítalo se svahovanou stavební jámou zajištěnou stříkaným betonem



▲ *Obr. 21 Tunel Považský Chlmec – zajištění jámy stěnami velkoprůměrových pilot kotvenými předpjatými lanovými kotvami*



▲ *Obr. 22 Tunel Považský Chlmec – kotevní železa, propojení výztuže želvy a pilot*

a pramencovými předpjatými kotvami. Bez použití želvy by stěna stavební jámy byla ještě o 10 m hlubší. Situování želvy do stavební jámy střed a zajištění boků jámy pomocí záporových stěn nebo jen svahováním a stříkaným betonem s použitím kotev SN ukazuje obr. 24. Stavba byla realizována v režimu „navrhni a postav" podle žluté knihy FIDIC, což na rozdíl od technického řešení tunelu Sudoměřice podstatně zjednodušilo optimalizaci technického řešení a použití zcela odlišného způsobu zajištění stavebních jam i ražby tunelu. Návrh uvedených konstrukcí byl již součástí nabídky zhotovitele a spolu s dalšími optimalizacemi technického řešení přispěl k stanovení nabídkové ceny, která vedla k získání zakázky.

▼ *Obr. 23 Tunel Považský Chlmec – želva ve střední stavební jámě*



▼ *Obr. 24 Tunel Považský Chlmec – situování želvy a zajištění svahů*





▲ *Obr. 25 Lainzertunnel – odtěžování zeminy v prostoru mezi pilotovými stěnami, stropní nosníky z předpjatého betonu*



▲ *Obr. 26 Lainzertunnel – spojení pilotové a monolitické stěny*



▲ *Obr. 27 Lainzertunnel – využití velkoprůměrových pilot jako podpůrných sloupů*

Železniční tunel Lainzer ve Vídni

Posledním příkladem tunelu raženého pod zastropením je úsek železničního tunelu Lainzer ve Vídni. Jedná se o tunel, na kterém je použita celá řada tunelovacích metod – od konvenční ražby dvou- i jednokolejných tunelů pomocí NRTM přes ražbu pod zastropením až po hloubené úseky tunelu. Tunel celkové délky 9434 m zajišťuje přímé spojení Západní dráhy s nádražím Meidling, novým hlavním nádražím a Východní a Severní dráhou. Specifikem úseku raženého pod zastropením je použití podzemních stěn z velkoprůměrových pilot jako trvalé součásti nosného systému tunelu a zajištění vodonepropustnosti tunelu ostěním z betonu odolného proti průsakům. Obdivuhodné jsou i rozměry tunelu v místě podzemních rozpletů. Úsek ražený ve velmi nepříznivých geotechnických podmínkách je na bocích zajištěn podzemními stěnami z převrtávaných velkoprůměrových pilot, které jsou dimenzované na zatížení zemním tlakem. Stropní deska je betonována na upravené dno stavební jámy. Ražba pod touto deskou je v principu odtěžováním zeminy z prostoru mezi pilotovými stěnami (viz obr. 25). Pomocí speciálních kotevních prvků jsou pilotové stěny konstrukčně spojené s železobetonovými monolitickými stěnami z betonu odolného proti průsakům, které jsou dimenzované na zatížení hydrostatickým tlakem. Kotevní prvky spojující pilotovou a monolitickou stěnu ukazuje obr. 26. V prostoru podzemních rozpletů v místě kolejových spojek nebo odbočných ramp, kterými vystupují bočně situované koleje na povrch území, dosahuje rozpětí stropní desky značných rozměrů. Vzhledem k rozpětí stropní desky je na její konstrukci používán předpjatý beton, nebo jsou velkoprůměrové piloty využívány jako podpůrné sloupy (viz obr. 27). Vnitřní monolitická konstrukce je navržena z betonu odolného proti průsakům s omezením šířky trhlin. V místě velkých rozpětí přesahuje tloušťka desky 2 m (viz obr. 28). Prostupy velkoprůměrových pilot spodní deskou jsou těsněny bobtnacími pásky (viz obr. 29), pracovní spáry betonových konstrukcí jsou těsněny vnitřními těsnicími pásy (viz obr. 30). V tomto případě byla metoda želva použita při ražení tunelu mělce pod povrchem v městské zástavbě, kdy bylo snahou zachovat v maximální možné míře provoz na povrchu a etapizací výstavby minimálně omezit dopravu na povrchu území.

Závěr

Metoda želva patří do portfolia postupů výstavby, které mají široké uplatnění v celé řadě případů a vyplňují prostor mezi metodami výstavby tunelů ražením nebo hloubením. Po vysvětlení hlavních zásad použití byly na příkladech z praxe ukázány konkrétní situace, ve kterých

▼ *Obr. 28 Lainzertunnel – výztuž spodní desky tunelu z betonu odolného proti průsakům*





▲ *Obr. 29 Lainzertunnel – těsnění prostupu deskou pomocí bobtnacích pásků*



▲ *Obr. 30 Lainzertunnel – těsnění pracovních spár bloků betonáže ostění*

návrh postupu výstavby metodou želva vedl k řešením, která omezila rozsah záboru pozemků nutných pro výkop stavebních jam, snížila jejich hloubku a objem zemních prací, minimalizovala rizika při výstavbě nebo negativní dopady výstavby tunelu na život ve městě. Při návrhu výstavby tunelu je nutno zvážit geotechnické podmínky v dané lokalitě s ohledem na možnosti tvarování zemního tělesa a ražby pod želvou, výšku nadloží tunelu, možnosti zajištění svahů nebo stěn stavební jámy a v neposlední řadě technicko-ekonomické hledisko, i když v mnoha případech není jediným kritériem použití metody jen výše investičních nákladů. Nedílnou součástí návrhu je i způsob bezpečného přechodu ražby tunelu z úseku pod želvou do úseku s nadložím tvořeným horninovým masivem. K typickým prvkům zajištění stability výrubu na přechodu obou metod ražby je např. jehlování obvodu kaloty pomocí prutů betonářské výztuže osazovaných do vrtů s cementovou zálivkou. To je možné provést buď ze stavební jámy před betonáží klenby želvy, nebo z tunelu na konci úseku raženého pod želvou. Ražba pod zastropením se s úspěchem používá jak v České republice, tak v zahraničí, odkud se k nám po otevření hranic a možnosti získávání zahraničních zkušeností při výstavbě tunelů rozšířila. ■

Použitá literatura:

[1] MAŘÍK, Libor. Tunel Považský Chlmec na dálnici D3 Žilina (Strážov) – Žilina (Brodno). *Stavebnictví*. Brno: EXPO DATA spol. s r.o., 2015, roč. IX, č. 10, s. 38–49. ISSN 1802-2030.

[2] SVOBODA, Petr a Libor MAŘÍK. Řešení tunelových úseků s nízkým nadložím metodou „želva". *Tunel*. 2001, roč. 10, č. 2, s. 28–33.

[3] MAŘÍK, Libor. Želvy na Moravě. *Stavitel*. 2008, č. 5.

[4] JUST, Tomáš a Libor MAŘÍK. Dvoukolejný železniční tunel Sudoměřice – zkušenosti ze zahájení výstavby. *Tunel*. 2014, roč. 23, č. 1, s. 41–51.

english synopsis

Construction of Tunnels under Floor Structure – the Turtle Method

When designing an optimum technical solution of a tunnel, the design engineer faces the question whether to design driven or excavated tunnels. It is not always about the method to be used along the entire length of the tunnel.

klíčová slova:
ražba tunelů, metoda želva

keywords:
excavation of tunnels, turtle tunnelling

inzerce

Jak je možné získat maximální střešní prosklenou plochu?

Požadavky na úroveň bydlení se zvyšují. Trendem jsou otevřené prostory plné přirozeného světla.

Maximální střešní prosklenou plochu lze získat dvěma způsoby. Prvním je využití libovolných sestav různých typů oken. Tyto sestavy mohou být svislé, vodorovné nebo blokové.



Střešními okny lze pokrýt prakticky celou střechu. Rámy oken v sestavách jsou nejčastěji umístěny ve vzdálenosti 10 až 14 cm.

Další možností jsou okna řady proSky společnosti FAKRO. Jedná se o nejdelší jednokřídlá střešní okna dostupná na trhu s výškou až 206 cm. Díky tomu tato okna splňují normu DIN 5034-1 (Denní světlo v místnostech).

Šířka oken proSky (78 cm a 94 cm) je přizpůsobena pro nejběžnější rozteče krokví. Okna FYP-V proSky v rozměru 94 x 206 cm poskytují velkou prosklenou plochu a lze je bez problémů namontovat mezi krokve. Při použití



oken FYP-V proSky s výškou 206 cm získáme až o 18 % větší plochu prosklení než v případě svislé sestavy oken s využitím dvou střešních oken se standardní výškou 98 cm. Plocha zasklení je větší, protože zde nejsou použity prvky spojující okna, které zaberou cca 30 cm prostoru mezi okny.

FAKRO®