

# NÁVRH A PROVÁDĚNÍ PODZEMNÍCH ROZPLETŮ SILNIČNÍHO TUNELU MRÁZOVKA V PRAZE DESIGN AND IMPLEMENTATION OF UNDERGROUND ROAD TUNNEL FORKS IN MRÁZOVKA, PRAGUE

PAVEL ŠOUREK,  
FRANTIŠEK POLÁK,  
ALEXANDR BUTOVIČ

Článek popisuje návrh a provádění jedné z technicky nejnáročnějších částí tunelu Mrázovka, tunelové rozplety. Popis se soustředí na tvorbu dočasného a definitivního ostění.

*The article describes design and implementation of one of the most technically demanding parts of Mrázovka Tunnel, – tunnel forks. The description concentrates on the creation of temporary and final lining.*

Stavba tunelu Mrázovka, resp. jeho základních příčných profilů, již byla popsána v jiných příspěvcích [lit.]. Tento článek si klade za cíl podrobněji seznámit čtenáře s komplikovaností návrhu a provádění jeho největších profilů, tedy tunelových rozpletů. Příčný řez tunelového rozpletu s plochou výrubu až 324 m<sup>2</sup> (resp. 335 m<sup>2</sup>) lze směle označit za jeden z největších vyražených profilů nejen v České republice. Komplikovanost díla navíc umocňuje směrové a výškové řešení komunikace v této části liniové stavby. Niveleta je jak ve směrovém, tak i výškovém obloku zakřivena.

Konstrukce tunelových rozpletů na tunelu Mrázovka jako taková není jistě jediná na světě. V geotechnických podmínkách, které však byly zastíženy v případě rozpletů západní a východní tunelové trouby, byl návrh a provádění přinejmenším vel-



Obr. 2 Ražby rozpletu  
Fig. 2 Driving of the tunnel branching

mi složitý, a to nejen u samotných ražeb, ale též u definitivních ostění.

Tunelovým rozpletem rozumíme v tomto případě přechod třípruhového tunelu do tunelů dvou, jednopruhového a dvoupruhového. Přechod je proveden pozvolným rozšiřováním třípruhového profilu na délce kolem 50 m. Nutno dodat, že obvykle je návrh podzemní komunikace řešen tak, aby k silničnímu rozpletu došlo buď v povrchových nebo hloubených úsecích. V případě Mrázovky však jiné řešení možné nebylo (obr. 1).

## PRIMÁRNÍ OSTĚNÍ

Vlastní ražby profilu byly prováděny novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM) postupným vybíráním čelby s kombinova-

ným členěním (obr. 2). Primární ostění ze stříkaného betonu B20, kterým byl dočasně zajišťován vyrubaný prostor, bylo navrženo na základě výpočtu metodou konečných prvků (MKP) programem Tunnel v.12 firmy RIB Stavební software, s. r. o. Celkem byly pro každý rozplet provedeny tři výpočty, pro nejúžší a nejširší místo a oblast již dvou samostatných tunelů s velmi úzkým mezilehlým horninovým pilířem. Ostění je v programu modelováno jako plošný prvek s devíti uzly s kvadratickou tvarovou funkcí v posuvech. Toto řešení dává lepší výsledky než v případě modelování prutovými prvky.

Výpočtovým materiálem ostění je pak Mohr-Coulombův materiál s hodnotou úhlu vnitřního tření  $\phi = 55^\circ$  a normovou soudržností  $c_u$  určenou dle jeho stáří výpočtem podle vztahu:

$$c_u = 0,119 \cdot [2,964 \ln(T) + 8,419] \text{ [MPa]},$$

kde  $T$  je čas ve dnech.

Stáří betonu bylo modelováno pro 3 fáze:

– čerstvý beton (3 hodiny po aplikaci)

Obr. 1 Animace západního rozpletu  
Fig. 1 Animation of the West tunnel branching



- starší beton (po 3 dnech)
- starý beton (po 28 dnech)

Hodnoty pevnosti betonu použité pro určení modulu pružnosti a soudržnosti byly získány z minimálních hodnot podle křivky J2, která byla pro aplikaci stříkaného betonu v projektové dokumentaci předepsána.

Mezilehlé profily byly navrženy polygonální metodou programem Tunel firmy Finesoft, s. r. o., jejíž vstupy byly upraveny tak, aby se výsledky velikostí vnitřních sil v nejužším a nejširším místě podobaly výsledkům z MKP. Výsledky polygonální metody byly jen přibližné a sloužily pouze pro vytvoření představy, k jak rychlému nárůstu vnitřních sil dochází se změnou velikosti výrubu a křivosti horní klenby. Touto metodou není možné „modelovat“ členěný výrub. Měnící se výška nadloží nebyla ve výpočtech zohledněna.

Na základě výpočtů bylo ostění ze stříkaného betonu B20 navrženo v tloušťce 300 až 700 mm a bylo vyztuženo příhradovými rámy z betonářské oceli  $\varnothing 25$  mm. Posouzení bylo prováděno programem Beton 2D, firmy Finesoft, s. r. o.

V místě tunelového rozpletu Západní tunelové trouby byla v předstihu vyražena průzkumná štola, která v této oblasti poukázala na možnost výskytu nepříliš kvalitní geologie. Po vyražení opěrových tunelů kombinovaného členění výrubu se však informace z průzkumné štoly ukázaly jako mírně pesimistické, z čehož vyplynulo, že dimenze primárního ostění byla navržena s mírnou rezervou. Toto potvrdily i samotné deformace primárního ostění, které se ve svých absolutních maximech pohybovaly okolo 35 mm.

Z hlediska samotného provádění stříkaného betonu nevznikly žádné komplikace. Horninové prostředí zde bylo bez výraznějších zvodnělých pásem, a tak stříkání betonové směsi suchou cestou bylo ideálním řešením s dosažením minimálního spadu.

Vzhledem k výše uvedeným tloušťkám primárního ostění nebylo možné v jednom okamžiku nastříkat celé ostění najednou. Stříkání probíhalo v krocích s maximální dílčí tloušťkou 150 mm. Při každém záběru ražby byla v daném místě dostříkána uvedená dílčí část, plná tloušťka byla tedy dosažena po 4 m ražeb. Přestože při ražbách, zejména pomocí strojní mechanizace (zde použita fréza s podélnou rozpojovací hlavou), dochází k velmi intenzivnímu prášení, jednotlivé vrstvy ostění tloušťky 150 mm byly navzájem dobře spojeny a nikde nebylo zaznamenáno odlupování, a to ani v nejvíce namáhaných místech.

Dalším krokem výstavby rozpletů bylo vytvoření uzavřené fóliové izolace (SARNAFIL MP 915) po celém obvodu tunelu se zajištěním pracovních spár mezi sektory betonáže definitivního ostění zesilujícími těsnícími pásy. V návaznosti na postup výstavby definitivního ostění byla pokládka provedena postupně pro spodní a horní klenbu.

#### DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ

Vlastní návrh definitivního ostění je veden ve stejném duchu jako je tomu u třípruhového tunelu pouze s uvážením konkrétních specifických vlivů rozpletových úseků. Statické výpočty ostění byly provedeny metodou konečných prvků programem MISES 3 firmy TdV GmbH z Grazu. Výpočet byl proveden vždy pro okrajové podmínky, tedy v největším a nejmenším

profilu obou rozpletů. Mezilehlé hodnoty byly z okrajových profilů bezpečně odhadnuty. Zatěžovací stavy, z nichž byly vytvořeny i kombinace zatížení, byla vlastní váha ostění, hydrostatický tlak od podzemní vody, horninový tlak, smršnění a teplotní změny. Při výpočtu v numerickém modelu bylo využito výpočetní metody simulující postupné vybírání profilu při ražbách a vliv rozpadu primárního ostění v závislosti na čase. Opět byla do spolupůsobení celé konstrukce ostění zapojena nosná konstrukce vozovky-mostovky spolupůsobící jako táhlo ostění. V případě takto velkého profilu se však konstrukce táhla-mostovky dostává až na samou mez využitelnosti, neboť pro zajištění kritéria maximální trhliny je v betonové desce tloušťky 300 mm umístěno až 10  $\varnothing R32/m$  ve třech řadách nad sebou (obr. 3). Navíc nad podpůrnými stěnami je tato výtzuž doplněna přidavnými smykovými ohyby proti protlačení stěn deskou. Betonová směs pro mostovku se proto blížila betonu samozhutnitelnému, ovšem s nutností zajištění příčného a podélného spádu mostovky až 2 %. Byla rovněž upravena maximální frakce kamene. Šířka rozpletu, nutnost zatažení výtzuže táhla od jednoho boku klenby k druhému a nemožnost stykování přesahem vedlo k nutnosti použití šroubovacích spojek výtzuže LENTON.

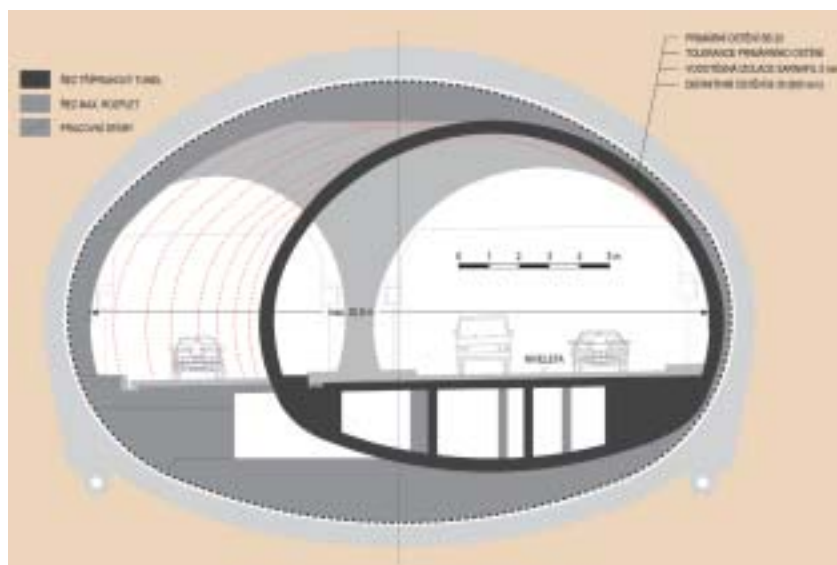
Definitivní ostění v rozpletech bylo navrženo v délce 47,04 m v západním tunelu a 50,05 m ve východní tunelu, což neodpovídá délkám rozpletů v ražbách, ale odpovídá to požadavku maximálního využití pojízdné hydraulické formy pro třípruhový tunel. Tyto délky byly dále rozčleně-

Obr. 3 Výtzuž mostovky  
Fig. 3 Reinforcement of the deck



Obr. 4 Betonáže spodní části  
Fig. 4 Concreting of the lower part





Obr. 5 Schéma změny tvaru ostění klenby  
Fig. 5 Diagram of the change of the form of the vault lining

ny na devět resp. deset sektorů o délce cca 5 m.

Spodní klenba až do úrovně mostovky byla prováděna opět zcela obdobně jako u tunelů třípruhových (obr. 4). Pouze u betonových bloků a dna (východní rozplet) se zvýšeným zřetelem na vliv vývinu hydratačního tepla, neboť konstrukce jsou objemově výrazně větší, byla betonová

směs modifikována. Pracovní postup spodní klenby měl tedy celkem čtyři fáze:

- dno spodní klenby s tloušťkami od 450 do 600 mm podle narůstajícího profilu,
- spodní část betonových bloků,
- stěny tloušťky 300 mm,
- mostovka s horní částí betonových bloků.

Naproti tomu pro horní klenbu bylo třeba najít vhodný systém betonáže a zejména bednění, který by dokázal zajistit požadovanou plynulou změnu tvaru (obr. 5). Tuto změnu nelze provést za pomoci standardního systémového bednění. Z ekonomického hlediska ovšem nebylo možné použít na každý sektor nové, speciálně pro tento sektor upravené bednění. Návrh dodavatele na konstrukci klenby, který obsahoval kombinaci monolitických betonových boků klenby a vrcholu klenby z betonu stříkaného, byl po uvážení všech okolností, s ohledem na provádění, trvanlivost a zejména nejistotu kvality, zamítnut. Proto byla projektantem navržena kombinace bednění systémového s vložením individuální části, speciálně pro každý sektor vyrobené. Bednění, resp. ostění rozpletů, muselo v severní části plynule navazovat na třípruhový tunel (šířka tunelu 14,46 m) a v poloze jižní muselo splňovat šířkové požadavky uspořádání navazujícího dvoupruhového tunelu a odbočující jednopruhé větve (šířka tunelu 20,95 m). Problematická pro návrh tvaru ostění byla též proměnná výška od primárního ostění. Rozdíl výšky profilu na začátku a na konci rozpletu činil

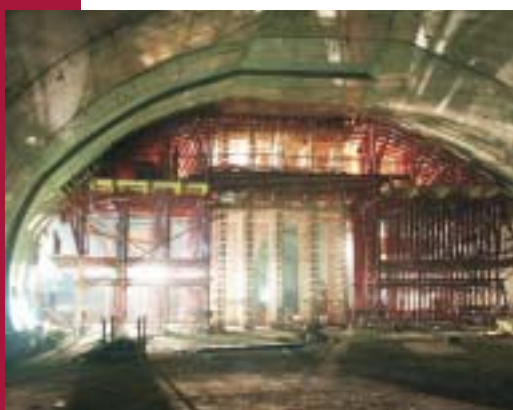
1,33 m. To vedlo k zásadnímu požadavku na bednění definitivního ostění klenby, jež s postupem betonářských prací po sektorech muselo být schopno lineárně zvětšit světlou výšku profilu. Dalším požadavkem bylo plynulé půdorysné natáčení boků klenby podle vedení tras tunelů. Směrové poměry tras v rozpletech jsou následující: ZTT je v celém úseku v přechodnici ( $A=108,469$  m,  $L=60$  m), VTT dosahuje poloměrů 450 m a 200 m a minimální poloměr odbočujících větví  $A, B$  je 100 m. Výškové vedení nivelet je v parabolickém oblouku pouze v části větve  $B$ . Maximální půdorysný odklon boku klenby v místě jednopruhé větve dosahuje hodnoty až  $30^\circ$ .

Pro reálnou možnost návrhu bednění bylo přistoupeno ke zjednodušení tvaru vnitřního líce definitivního ostění. Plynule se měnící oblouková klenba byla nahrazena vždy dvojicí válcových ploch na obou bocích a vodorovným rozšiřujícím se klínem ve vrcholu klenby. Poloměry ostění byly navrženy podle nejmenšího sektoru tak, aby je bylo možno použít pro všechny profily obou rozpletů. Do napojení obloukových ploch byla vložena pracovní spára. Boky klenby tak mohly být betonovány samostatně a vůči sobě se oddalovat a natáčet. Zároveň bylo možno podle pracovní spáry na hotových bocích klenby natáčet obloukovou část vrcholu klenby pro možnost navyšování profilu. Hodnota pootočení byla volena s ohledem na výslednou tloušťku vrchlíku klenby, který byl dobedněn vodorovně. Ve třech sektorech bylo nutné provést lineární propojení sousedních sektorů, mezi kterými došlo ke skokovému navýšení horní klenby. Pro tvarovou složitost a nutné deformace plochy bednění projekt předpokládal betonáž těchto přechodových sektorů až po vybetonování obou sousedních. Vzhledem ke složitému přesunu rozměrného bednění horní klenby byla pro zhotovitele nakonec jednodušší postupná betonáž bez vynechání přechodových sektorů. Poslední sektor (číslo 9, resp. 10) byl ukončen atypicky pracovní spárou se svislou čelní stěnou, která zakončuje konstrukce dvoupruhového a jednopruhé tunelu.

Na základě zjednodušeného tvaru vnitřního líce byl navržen systém bednění

Obr. 6 Betonáž boku klenby

Fig. 6 Concreting of the vault side



Obr. 7 Betonáž vrcholu klenby

Fig. 7 Concreting of the vault head

Obr. 8 Definitivní ostění západního rozpletu  
Fig. 8 Final lining of the West tunnel branching

a postup betonáže. Betonáž klenby byla tak v jednom sektoru rozdělena na tři fáze. První dvě fáze spočívaly ve vyhotovení boků horní klenby do výšky 4,85 m nad mostovku (obr. 6), což odpovídá jednomu poloměru klenby. Pro oba boky obou rozpletů bylo možno použít stejného jednostranného bednění. Třetí fáze spočívala v betonáži vrchní části klenby s vložením vodorovného klínu, který byl odlišný pro každý sektor (obr. 7).

Minimální tloušťka ostění klenby pro jednotlivé sektory byla navržena 450 až 600 mm. Stejně jako v jiných úsecích tunelu byly tolerance na provádění horní klenby stanoveny do +100 mm a –0 mm od projektovaného tvaru.

S dodavatelem bednění bylo ještě třeba vyřešit problém kotvení jednostranného bednění boků klenby proti jeho překlopení. Původní koncepce zhotovitele předpokládala kotvení přes chemické kotvy do jádrových vrtů umístěných na mostovce a betonových blocích spodní klenby. Tato koncepce však byla projektantem zamítnuta, neboť by došlo k narušení jak krycí vrstvy výztuže mostovky, tak především k přerušení výztuže samotné. Množství výztuže umístěné v mostovce působící jako táhlo ostění neumožňuje provést vrt v místech mezi jednotlivými pruty. Přerušení výztuže a narušení její krycí vrstvy by mělo postupem času velký vliv na celkovou statickou únosnost celého systému ostění.

Použitá opatření pro kotvení bednění byla nakonec různá pro jednotlivé boky podle daných možností. Na straně komunikace, kde je umístěn betonový obrubník, byla použita kombinace kotvení bednění v prostoru horní klenby vrtů přes izolaci do primárního ostění a kotvení do předem vybetonované části boků klenby. Na straně komunikace, kde je umístěn odvodňovací žlábek, bylo použito opět kotvení bednění v prostoru horní klenby vrtů přes izolaci a kotvení do betonového bloku spodní klenby v oblastech mimo kotevní oblasti výztuže táhla-mostovky.

V každém z obou rozpletů jsou dále ve dvou sektorech osazeny příčné požární kanály pro odvod kouře při havarijní situaci v tunelu při jeho provozu. Tyto kanály představují niky v klenbě ostění o šířce 1500 mm a hloubce 200 mm. Pro snaz-



ší provedení nebyly požární kanály umístěny do sektorů s lineárním nadvýšením vrcholu klenby.

Jako materiál definitivního ostění, kromě spodní části betonových bloků, byl použit beton B30, modifikovaný přísadami podle místa uložení. S ohledem na harmonogram prací, resp. na čas pro odbednění, byl beton pro horní klenbu, stěny a mostovku upravován především přísadami pro urychlení počátečního nárůstu pevnosti. Pro spodní částí bloků byl využit beton B20 s požadavkem na snížený výkon hydratačního tepla. V podélném

směru práce postupovaly v návaznosti na dokončení prací jednoruhových a dvouruhových tunelů proudovou metodou (obr. 8).

#### ZÁVĚR

Jak projekční příprava, tak i vlastní provádění celé výstavby tunelových rozpletů, bylo jistě jednou z nejnáročnějších částí tunelu Mrázovka. Proto byla tomuto úkolu věnována velká pozornost všemi zúčastněnými stranami, projektantem SATRA, spol. s r. o., zhotovitelem SUBTERRA, a. s., zhotovitelem horní klenby definitivního ostění VÁHOSTAV, a. s., a v neposlední řadě taky dodavatelem bednění PERI, s. r. o. Nemalou měrou se na návrhu klenby definitivního ostění též podíleli odborníci z firmy DOPRASTAV, a. s. Zohlednění možností bednění techniky do návrhu tvaru definitivního ostění vedlo k ekonomickému řešení celého úseku při dodržení odpovídajících technických požadavků na tento typ stavby.

Fotografie archiv: SATRA, s. r. o.,  
SUBTERRA, a. s., PERI, a. s.

#### Literatura:

- [1] Šourek P., Dvořák J., Petržílka V., Červenka F.: Příprava realizace definitivních ostění tunelu Mrázovka, Beton TKS 5/2001
- [2] Šourek P., Petržílka V., Polák F., Zapletal A.: Návrh definitivního ostění tunelu Mrázovka, Sb. konf. ITA-AITES Podzemní stavby Praha 2003
- [3] Šourek P., Petržílka V., Červenka F., Zapletal A.: The Final Lining of Mrázovka Tunnel in Prague, National report, Structural concrete in the Czech Republic 1998-2001, Ósaka fib Congress 2002
- [4] Butovič A., Němeček J.: Návrh a provádění raženého rozpletu tunelu Mrázovka, Sb. konf. Podzemní stavebnictvo, Bojnice 2001
- [5] Butovič A., Němeček J.: Design, Construction and Observation of the Behaviour of Mrázovka Tunnel in Prague, the Capital of the Czech Republic, World Tunnel Congress AITES-ITA 2001, Milano

Ing. Pavel Šourek  
tel.: 296 337 149

e-mail: pavel.sourek@satra.cz

Ing. František Polák

tel.: 296 337 152

e-mail: frantisek.polak@satra.cz

Ing. Alexandr Butovič

tel.: 296 337 133

e-mail: alexandr.butovic@satra.cz

všichni: Satra, spol. s r. o.  
Sokolská 32, 120 00 Praha 2  
fax: 296 337 100, www.satra.cz