

DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ TUNELU LIBOUCHEC

Ing. Jiří Hořejší, Ing. Libor Mařík – IKP Consulting Engineers,
Ing. Aleš Zapletal, DrSc. – Metrostav, a. s.

1 Úvod

Dálniční tunel Libouchec leží na úseku dálnice D8, stavby 0807/II Knínice – státní hranice SRN. V severo-jížním směru převádí trasu dálnice plochým hřbetem v podhůří Krušných hor jihozápadně od obce Libouchec. Z důvodů kapacitních i bezpečnostních je tunel směrově rozdělen do dvou tunelových trub, vzájemně propojených dvěma průchozími tunelovými propojkami. Každá trouba převádí dva jízdní pásy šířky 3,50 m. Jedná se o úboční tunely, jejichž poloha vzhledem k reliéfu terénu není z hlediska výstavby ideální. Nerovnoměrnost zatížení v příportálových úsecích nepříznivě ovlivňuje dimenze ostění i množství výztuže. Celková délka západní tunelové trouby (ZTT) dosahuje 504 m, délka východní tunelu (VTT) činí 520 m. Příportálové úseky obou tunelových trub jsou prováděny v otevřené stavební jámě a zpětně zasypány, zbývající úseky jsou raženy Novou rakouskou tunelovací metodou (NRTM). Během zpracování realizační dokumentace stavby (RDS) tunelu došlo s přihlédnutím ke skutečně zastiženým geotechnickým podmínkám k řadě změn v technickém řešení. K nejdůležitějším patřil návrh definitivního ostění z prostého betonu. I když se jedná o postup, který je v zahraničí v obdobných geotechnických podmínkách běžně aplikován, v České republice při ražbě pomocí NRTM dosud použit nebyl.

2 Geotechnické podmínky

Tunely procházejí severovýchodním okrajem krušnohorského krystalinika zastoupeného silně metamorfovanými horninami. Pod vrstvou pokryvných útvarů tvořených středně ulehlými sutěmi, silně písčitými hlínami a štěrky o celkové mocnosti do 3 m se nachází vrstva zcela až silně zvětralých ortorul předkvartérního skalního podkladu o mocnosti 4 m. Pod touto vrstvou se již podle prognózy měly vyskytovat mírně navětralé až zdravé ortoruly, převážně silně tektonicky porušené. Po vyhodnocení výsledků IG průzkumu byl horninový masív rozdělen na kvazihomogenní celky obdobných



Obr. 1 Jižní portál východního tunelu – zóna zvětrání zasahuje až do úrovně kaloty

geotechnických vlastností, které sloužily pro návrh technologických tříd výrubu. Při hloubení stavební jámy jižního portálu se ukázalo, že nad západním tunelem dosahuje zóna zvětrání přibližně očekávané hloubky a nezasahuje do prostoru tunelu, v případě východního tunelu a zejména horninového pilíře mezi západním tunelem a jámou východního tunelu však zvětralé horniny zasahovaly až do úrovně dna kaloty (viz obr. 1). Tato skutečnost ovlivnila polohu ražených portálů východního tunelu i rozsah vyztužených úseků definitivního ostění tunelu.

3 Základní parametry tunelů

Obě tunelové trouby leží ve směrovém oblouku o poloměru 1060,10 m (ZTT), resp. 1004,85 m (VTT). Reliéf terénu a poloha tunelů na úpatí svahu zapříčiňují vzájemný posun polohy portálů ZTT a VTT a ražba ZTT proto pobíhá souběžně s hloubením stavební jámy VTT. Mezi tunelem a stavební jámou vzniká horninový pilíř o mocnosti 7 m. Trasa stoupá od jihu k severu ve sklonu 4.5%. Šířkové uspořádání vozovky odpovídá kategorii T7,5 při výšce průjezdného průřezu 4,5 m. Teoretická plocha výrubu závisí na tloušťce primárního ostění pro příslušnou technologickou třídu výrubu a pohybuje se od 85 m² do 89 m². V ražené části tunelu je navrženo dvouplášťové ostění s mezilehlou izolací. Primární ostění tvoří stříkaný beton o tloušťce 100 mm až 300 mm vyztužený sítěmi a příhradovými rámy, definitivní ostění je navrženo z monolitického betonu o tloušťce min. 400 mm.

4 Geotechnický monitoring

Nedílnou součástí ražby tunelu pomocí NRTM představoval geotechnický monitoring, který probíhal po celou dobu výstavby. Výsledky geomonitoringu sloužily projektantovi k ověření předpokladů realizační dokumentace o chování horninového masivu během ražby. V měřických profilech umístěných na líci primárního ostění probíhalo měření deformací výrubu. Maximální naměřená hodnota vektoru deformace do 30 mm v blízkosti portálu a do 7 mm v úseku s vyšším nadložím svědčí o mimořádně stabilním horninovém prostředí. Zásadní roli při dimenzování ostění hraje nejen velikost deformace výrubu, ale především rychlost, s jakou dojde k jejímu ustálení, resp. okamžik, kdy je betonováno definitivní ostění. K ustálení deformací a obnovení rovnovážného stavu doházelo do 5 dnů od provedení nultého měření. Vyhodnocení výsledků měření deformací výrubu přispělo k rozhodnutí o provádění nevyztuženého definitivního ostění. Zatímco v příportálových úsecích hodnoty deformací svědčily o asymetrickém zatížení primárního ostění, dále od portálu již byly deformace primárního výrubu symetrické.

5 Definitivní ostění ražených úseků tunelu

Pro betonáž definitivního ostění ražených úseků tunelu použil dodavatel bednicí vůz z nedalekého tunelu Panenská. Harmonogram prací na obou tunelech umožnil plynulý přesun formy z tunelu Panenská na tunel Libouchec. Definitivní ostění tunelu Libouchec má podle zadávací dokumentace minimální tloušťku ve vrcholu klenby 400 mm.

Zásadní krok k provádění nevyztuženého ostění představovala změna přístupu investora k otázce vzniku a šířky trhlin. Tato změna umožnila nejen provádět celé úseky ostění zcela

bez výztuže, ale i ve vyztužených úsecích tunelu množství výztuže podstatně zredukovat. Na základě výsledků statických výpočtů a zhodnocení místních podmínek byl tunel rozdělen na úseky s vyztuženým definitivním ostěním a úseky prováděné z nevyztuženého betonu. Vyztužené ostění bylo navrženo jen v příportálových úsecích (viz obr. 2) a v blocích se zaústěním únikových chodeb.

Pro betonáž jednotlivých sekcí délky 12 m použil dodavatel beton C25/30 XF4 XD3. Důvodem je ochrana konstrukce proti agresivitě prostředí.

Na rozdíl od rakouských doporučení, kde ochranu proti agresivitě zajišťuje ochranný nátěr a směrnice [1] z důvodu větší náchylnosti ke vzniku trhlin použití betonů XF4 nedoporučuje, v případě tunelu Libouchec ochranu proti agresivitě prostředí zajišťuje přímo betonová konstrukce. Vznik trhlin, jejich přípustná hloubka i šířka bylo časté téma mnoha jednání. Při vlastní betonáži se však obavy z šíření divokých smršťovacích trhlin nepotvrdily a konstrukce po odbednění ani v období do zpracování textu článku trhliny nevykazovala. Výjimku tvořil případ prvních betonovaných bloků, kde ve vrcholu klenby docházelo ke vzniku trhlin šířky do 1 mm v blízkosti spáry mezi bloky betonáže a nepomáhalo ani lokální vyztužení dané oblasti vložení betonářské sítě. Obdobné zkušenosti jsou známy z betonáže definitivního ostění železničního tunelu Březno u Chomutova. Po poradě s dodavatelem navrhl zpracovatel RDS změnit postup betonáže z plynulého na šachovnicový (viz obr. č. 3). Trhliny se na takto betonovaných blocích již neobjevily. Ke vzniku trhlin docházelo pravděpodobně negativními účinky vibrační bedničího vozu, které se přenášely jeho pláštěm do čerstvě odbedněného bloku ostění.



Obr. 2 Samonosná výztuž příportálových ražených úseků tunelu



Obr. 3 Šachovnicový způsob betonáže definitivního ostění pro omezení vzniku trhlin

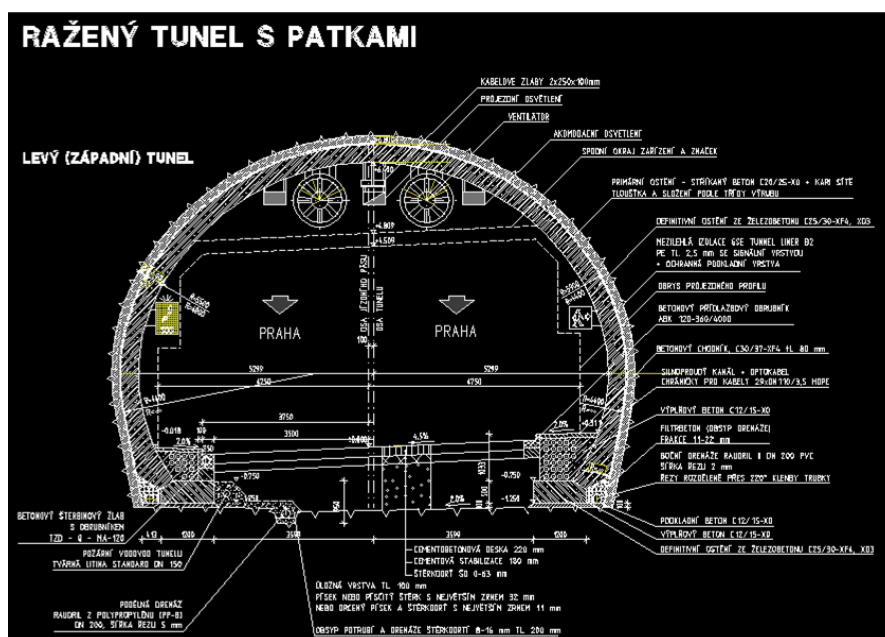
6 Statika definitivního ostění ražených úseků tunelu

Úkolem statických výpočtů definitivního ostění ražených úseků tunelu prováděných v rámci RDS bývá zpravidla optimalizace původního návrhu zadávací dokumentace na skutečně zastížené geotechnické podmínky. Protože s návrhem nevyztuženého definitivního ostění původní zadávací dokumentace nepočítala, musely statické výpočty nejprve prokázat, že je provádění nevyztuženého ostění reálné a konstrukce má dostatečnou únosnost. Na základě statického posouzení nevyztuženého ostění, ale i na

základě dalších podkladů (technickoekonomické posouzení, návrh technologického postupu výstavby, požadavky na povrch ostění, průkaz požární odolnosti konstrukce) rozhodl investor o jeho provádění. Jak bylo již v předchozím uvedeno, výsledný návrh definitivního ostění zahrnuje úseky jak z prostého (nevztuženého), tak i vyztuženého betonu. Výpočet je proveden pro prostředí s modulem přetvárnosti $E_{def}=900$ Mpa. Výpočty vyztužených i nevztužených úseků tunelu se shodují v mnoha okrajových podmínkách.

- Ostění tunelu je ve výpočetním schématu modelováno prutovou soustavou uloženou do Winklerovy vrstvy s vyloučeným tahem, která modeluje okolní horninové prostředí.
- Chování betonu ve výpočtu je uvažováno rovněž s vyloučením tahu.
- Úvaha o zatížení horninovým tlakem vychází z předpokladu úplné degradace všech prvků primárního ostění, kdy definitivní ostění plně přebírá zatížení horninou. Jedná se o bezpečný přístup, neboť lze předpokládat, že určitou část zatížení po dobu životnosti tunelu přeneše primární ostění. Proporce a intenzita zatížení jsou převzaty z výpočtu primárního ostění.
- Matematický model MKP, použitý pro výpočet primárního ostění, poskytoval velmi dobrou shodu ve výsledných deformacích, jaké byly naměřeny v rámci geotechnického monitoringu. Proto zde odpadla fáze ladění matematického modelu na skutečně naměřené hodnoty deformací a model je přímo použit pro stanovení zatížení definitivního ostění.
- Vzhledem k uspořádání příčného řezu s plášťovou izolací se nepočítá s přenosem smykových napětí na rubu definitivního ostění a uvažuje se pouze radiální složka zatížení.
- V počátečních fázích po zabudování definitivního ostění působí vlastní tíha, teplotní vlivy, smršťování a dotvarování, a technologická zatížení, zatímco s působením horninového tlaku se počítá později, až po rozpadu primárního ostění.

Příčný řez je neuzavřený, ostění je uloženo na základových patkách.



Obr. 5 Vzorový příčný řez raženého úseku tunelu

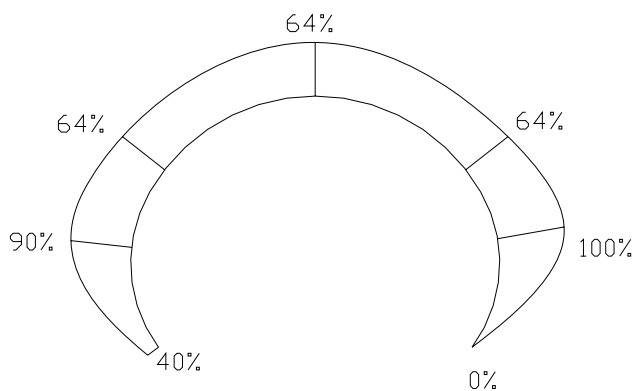
6.1 OSTĚNÍ Z NEVYZTUŽENÉHO BETONU

Do výpočtu [2] vstupovala následující zatížení, resp. jejich kombinace: vlastní váha konstrukce, teplota ostění v zimě a v létě, smršťování a dotvarování betonu, účinky od technologického zařízení a horninový tlak.

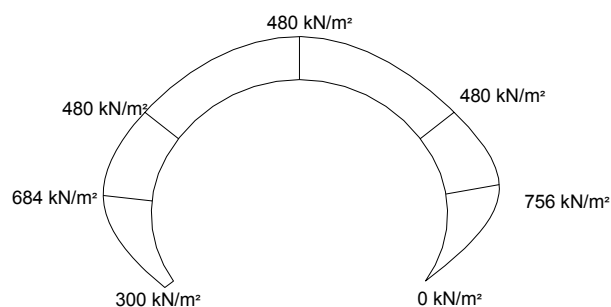
Byly sestaveny kombinace zatěžovacích stavů s příslušnými součiniteli spolehlivosti zatížení. Kromě horninového tlaku všechna ostatní zatížení odpovídala předpisy požadovaným hodnotám. Hodnota horninového tlaku byla zavedena v intenzitě, která uváděla konstrukci v daném zatěžovacím stavu do mezního stavu únosnosti. Proporce zatížení horninovým tlakem schematicky odpovídaly rozložení radiálního kontaktního napětí mezi primárním ostěním a horninou (viz obr. 5).

Výpočet posuzoval i hloubku a rozevření trhlin. Maximální hloubka trhlin v konstrukcích z prostého betonu není explicitně stanovena. Za kritérium v tomto případě považujeme omezení napětí v betonu na přijatelnou mez dle ČSN 73 1201, tj. $e_d \leq 0,9 a_{gc}$. Při splnění této podmínky nesmí při tloušťce průřezu 400 mm hloubka trhlin překročit 360 mm. Maximální šířka trhliny byla podle doporučení [4] omezena na max. 1 mm při maximálním pootočení průřezu $\theta \leq 4 \cdot 10^{-3}$ rad. Omezení pootočení průřezu minimalizuje nebezpečí vzniku druhotných trhlin, které způsobují odprýskávání betonu a ovlivňují tak schopnost konstrukce sloužit svému účelu.

Druhotné trhliny vycházejí z kořene primárních trhlin a jsou na ně přibližně kolmé. Horninový tlak působí z hlediska vzniku a rozevření trhlin pozitivně, tj. při zatížení horninovým tlakem se snižuje jak hloubka, tak i šířka trhliny. Mezního stavu únosnosti bylo dosaženo pro hodnotu horninového tlaku ve vrcholu kaloty 480 kPa (viz obr. 6).



Obr. 5 Proporcionální rozložení kontaktního napětí pro výpočet mezní hodnoty horninového tlaku



Obr. 6 Mezní hodnota horninového tlaku

Dále v rozhodujícím zatěžovacím stavu figurovala vlastní váha konstrukce, oteplení konstrukce v létě, smršťování, dotvarování a zatížení od technologického vybavení tunelu. Očekávaná hodnota kontaktního napětí mezi primárním ostěním a horninou, vypočtená pomocí MKP, nepřesahovala ve vrcholu kaloty 80 kPa. Z uvedeného vyplývá, že pro dosažení mezního stavu únosnosti by musel horninový tlak v porovnání s jeho předpokládanou reálnou hodnotou vzrůst 6krát.

6.2 OSTĚNÍ Z VYZTUŽENÉHO BETONU

Zásadní změnou oproti obvyklé praxi je zohlednění vzniku trhlin a uvážení nelineárního chování betonu ve výpočetním modelu. To vede ve svých důsledcích k výrazným úsporám výztuže při dimenzování. Veškeré postupy jsou dle české normy ČSN 73 1201 a výpočet ostění (viz obr. 7) je proveden podle mezních stavů únosnosti, přetvoření a šířky trhlin.

V první fázi výpočtu [3] jsou za použití lineárního modelu chování betonu nalezeny kritické průřezy, a to pro následující zatěžovací stavy:

1. Vlastní tíha
2. Smršťování betonu s vlivem dotvarování
3. Teplotní vlivy - zima
4. Teplotní vlivy - léto
5. Technologická zařízení
6. Horninový tlak

Vzhledem k systému izolací a drenáží tunelu (typ „deštník“) nepředpokládá výpočet zatížení hydrostatickým tlakem.

Pro výpočet dle MS únosnosti se počítá s extrémními hodnotami zatížení, dle mezních stavů přetvoření a šířky trhlin s provozními hodnotami.

1. Vlastní tíha ostění

Jedná se o zatížení stálé, je odvozeno z objemové tíhy železobetonu $\gamma_b = 25 \text{ kN/m}^3$ a z geometrie ostění.

2. Smršťování betonu s vlivem dotvarování

Toto zatížení považujeme za zatížení nahodilé dlouhodobé. Účinky smršťování jsou zohledněny zjednodušeným výpočtem dle ČSN 73 1201.

Základní hodnota poměrného délkového přetvoření betonu od smrštění odpovídá prostředí mezi kategoriemi „běžné“ a „vlhké“. Pro předpokládanou životnost díla 100 let je na konci tohoto časového úseku poměrné délkové přetvoření

$$\varepsilon_{bs} = \varepsilon_{bsf} = -22 \times 10^{-5}$$

Vliv dotvarování na smršťování je zohledněn redukcí hodnoty ε_{bs} pomocí součinitele f dle Sattlera [6].

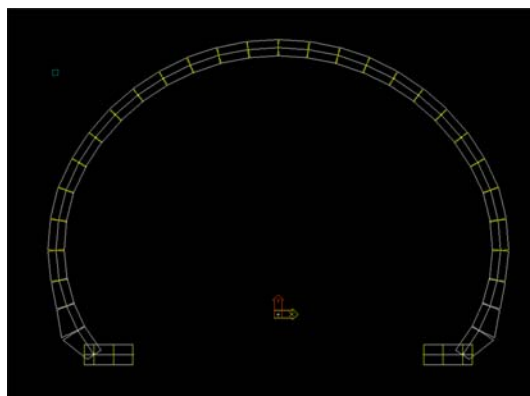
V podmínkách tunelu Libouchec redukuje dotvarování (pro $\varphi = 3,0$) účinky smršťování přibližně na 1/3 ($f = 0,317$) a výsledná hodnota poměrného délkového přetvoření od smrštění s uvážením vlivu dotvarování je pak

$$\varepsilon_{bsc} = \varepsilon_{bs} \times f = -22 \times 10^{-5} \times 0,317 = -7,0 \times 10^{-5}$$

Tento účinek je v programu modelován jako teplotní zatížení dle vztahu:

$$\varepsilon_{bsc} = \alpha \times \Delta t ,$$

a to rovnoměrným ochlazením ostění o 7 [K].



Obr. 7 Statické schéma ostění – uložení:
Winklerova vrstva $k=120 \text{ MN/m}^3$

3. a 4. Teplotní vlivy - zima, léto

Jedná se o zatížení nahodilá krátkodobá.

Ke stanovení zatížení definitivního ostění teplotními změnami je použito německého předpisu pro silniční tunely ZTV-ING Teil 5 – Tunnelbau. Předpis rozděluje tunel na tři úseky s rozdílným teplotním zatížením. Pro část tunelu řešenou v tomto statickém výpočtu je uvažován ražený úsek do 1000 m od portálu.

TEPLOTA DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ SILNIČNÍCH TUNELŮ PRO ZIMNÍ A LETNÍ OBDOBÍ		
Poloha v průřezu	Zima t_z	Léto t_L
	[°C]	[°C]
Vnější líc (hora)	-5,0	+15,0
Střednice	-10,0	+20,0
Vnitřní líc	-15,0	+25,0

Teplotní změna Δt , jíž je ostění zatíženo, je rozdíl teploty v příslušném vlákně průřezu ostění a tzv. teploty zřízení sekundárního ostění, která je pro celou výšku průřezu uvažována jako konstantní, a to hodnotou $t_p = +10^\circ\text{C}$.

TEPLOTNÍ ZMĚNY DEFINITIVNÍHO OSTĚNÍ SILNIČNÍCH TUNELŮ PRO ZIMNÍ A LETNÍ OBDOBÍ		
Poloha v průřezu	Zima Δt_z	Léto Δt_L
	[K]	[K]
Vnější líc (hora)	-15,0	+ 5,0
Střednice	-20,0	+10,0
Vnitřní líc	-25,0	+15,0

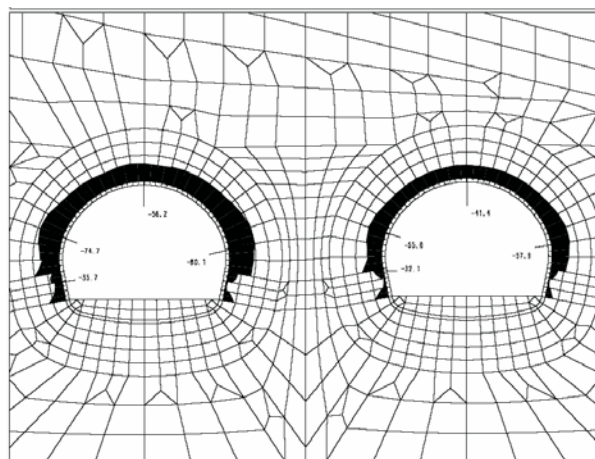
Z rozboru zatížení plyne, že momenty vyplývající z nerovnoměrného oteplení způsobují tahy vnějšího líce (u hory), zatímco ochlazení roztahuje vnitřní vlákna. V kombinaci s horninovým tlakem pak může nastat situace, v níž pro vrchol klenby je nejhorší období zimní, zatímco pro bok tunelu je nejméně příznivé letní období.

5. Technologická zařízení

Technologická zařízení jsou zatížením nahodilým dlouhodobým. V případě tunelu Libouchec jde pouze o zatížení ventilátory, jejichž hmotnost se uvažuje do 600 kg. Tato zatížení nehrají ve výsledcích významnou roli.

6. Horninový tlak

Horninový tlak je zatížení, jež se ze všech jmenovaných druhů zatížení nejobtížněji stanovitelné. Ve výpočtu je považováno za zatížení nahodilé dlouhodobé. S jeho



Obr. 8 Horninový tlak (kontaktní napětí)

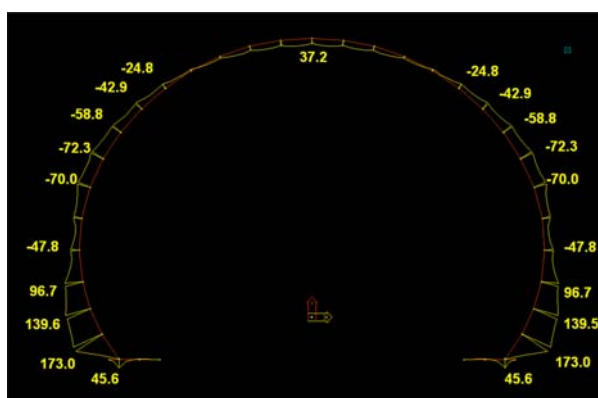
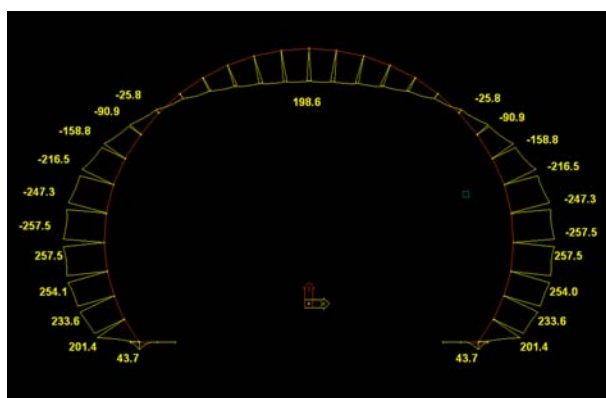
aktivací se počítá až po rozpadu primárního ostění, tzn. že nepůsobí po celou dobu životnosti konstrukce. Intenzita a proporce zatížení jsou převzaty z výsledků matematického modelu primárního ostění (viz obr. 8). Model MKP byl v souladu s hodnotami naměřených deformací během ražby.

Vzhledem k uspořádání příčného řezu tunelu s plášťovou izolací se ve výpočtu definitivního ostění nepočítá s přenosem smykových napětí na jeho rubu a proto se uvažuje pouze radiální složka horninového tlaku.

Z uvedených zatěžovacích stavů byly sestaveny kombinace, jež jsou ukázány v následujícím přehledu.

KOMBINACE ZATÍŽENÍ	ZATĚŽOVACÍ STAVY	1	2	3	4	5	6
		Vlastní tíha	Smršťování dotvarování	Teplota v zimě	Teplota v létě	Technol. zatížení	Horninový tlak
C 1	1	X					
C 2	1 + 2	X	X				
C 3	1 + 2 + 3	X	X	X			
C 4	1 + 2 + 4	X	X		X		
C 5	1 + 5	X				X	
C 6	1 + 2 + 5	X	X			X	
C 7	1 + 2 + 3 + 5	X	X	X		X	
C 8	1 + 2 + 4 + 5	X	X		X	X	
C 9	1 + 6	X					X
C 10	1 + 5 + 6	X				X	X
C 11	1 + 2 + 5 + 6	X	X			X	X
C 12	1 + 2 + 3 + 5 + 6	X	X	X		X	X
C 13	1 + 2 + 4 + 5 + 6	X	X		X	X	X

V kritických průřezích a jejich okolí vzniknou trhliny. Statické schéma je proto upraveno tak, aby v těchto průřezích nabývaly pruty tuhostí, odvozených z ideálních průřezů. Výpočet na takto upraveném modelu vede k menšímu a výstižnějším namáhání ohybovými momenty. To je ilustrováno pro kombinaci zatížení C12 na obr. 9 a 10.



Obr. 9 Ohybové momenty - lineární model betonu Obr. 10 Ohybové momenty - nelineární model betonu (s uvažováním vzniku trhlin)

Výpočet dle mezního stavu šířky trhlin

Další běh výpočtu je proveden na shodném schématu, avšak pro provozní zatížení ($\gamma_f = 1,0$) a vychází z něj výpočet šířky trhlin a přetvoření. Z tohoto hlediska je tunelové

ostění zařazeno do skupiny požadavků 3. kategorie na odolnost prvků proti trhlinám tak, jak je stanovuje ČSN 73 1201.

Z tabulky zatěžovacích kombinací je patrné, že kombinace obsahují stálé zatížení a zatížení dlouhodobá a krátkodobá. Je proto možné stanovit šířku trhlin trvalou w3a a přechodnou w3b. Limity pro šířku trhlin jsou stanoveny dle ČSN tab.13, přičemž jsou rozdílné pro líc a rub ostění:

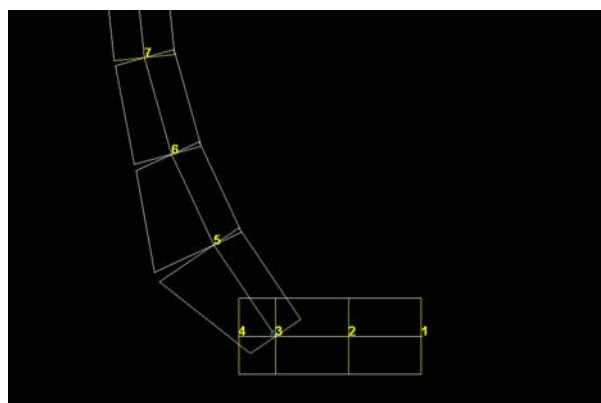
Řádek	Umístění prvku		Mezní šířka trhlin wlim v mm, požadavek odolnosti proti trhlinám kategorie 3	
			w3a,lim	w3b,lim
1	agresivní prostředí (ČSN 73 1215)	s povrchem nechráněným, nebo chráněným pouze nátěrem	0,10	0,20
6	vlhké prostředí, prostranství	běžné prostředí na volném	0,20	0,30

Hodnoty dle řádku 1 náleží vnitřnímu líci ostění, řádek 6 platí pro vnější líc (rub). Vypočtené hodnoty jsou dostatečně pod uvedenými limity.

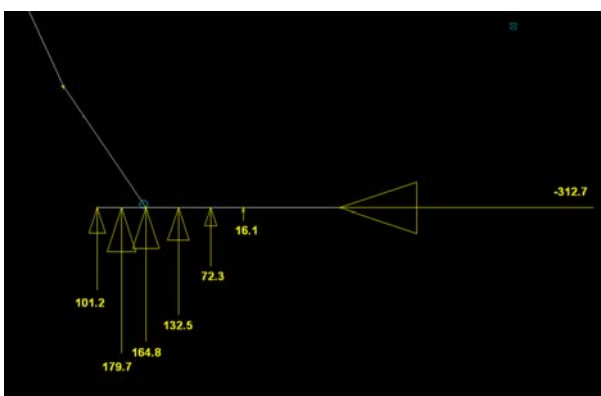
Velká pozornost je věnována chování základové patky. Někdy bývá uložení klenby modelováno pomocí neposuvných podpor. Je ale zřejmé, že různé přístupy k modelování této části konstrukce mohou významně ovlivnit výsledné hodnoty sledovaných veličin. V tomto výpočtu je modelován skutečný tvar a rozměry základové patky (viz obr. 11). V neuzavřeném profilu definitivního ostění musí být vodorovná složka reakce patky přenášena třením v základové spáře. Síla tření nemůže být překročena. (viz obr. 12). To musí respektovat vodorovné uložení patky. Ideální by bylo použití pružně plastické podpory, která po překročení určité deformace přenáší sílu tření, jež je závislá na normálové (vertikální) složce reakce, avšak nezávislá na dalším přírůstku deformace. V tomto výpočtu je problém zjednodušen a jakožto vodorovná podpora je použit pružný kyvný prut, jehož tuhost zaručí, že v něm vzniklá reakce nepřekročí výpočtovou únosnost spáry ve smyku dle vztahu

$$R_x \leq \frac{R_z \times tg \varphi}{1,5}$$

Odpovídající tuhost je potřeba nalézt. Přitom příliš malá tuhost vede k nadměrnému namáhání klenby a ke zvýšené spotřebě výztuže. Ukazuje se, že právě na změnu tuhostí této podpory jsou velmi citlivé průběhy ohybových momentů.

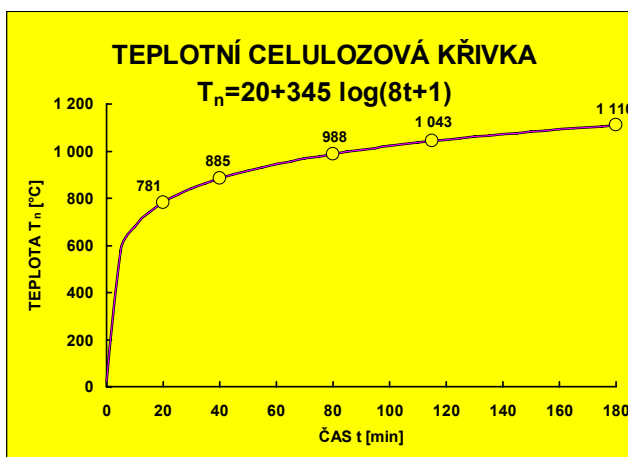


Obr. 11 Statické schéma - oblast základové patky



Obr. 12 Reakce v základové spáře patky

Nelineárním výpočtem se zohledněním vzniku trhlin se podařilo minimalizovat množství výztuže definitivního ostění. Na celý úsek raženého tunelu bylo místo původně plánovaných 700 t použito jen 150 t výztuže. Vyztužení klenby se pohybovalo od **26 kg/m³** ve standardních blocích betonáže až po **47kg/m³** v blocích se zaústěním propojky. I v tomto směru došlo v porovnání s původně předpokládanými 88 kg/m³ k výrazné redukci. Patky jsou vyztuženy v celé délce tunelu bez ohledu na to, zda je klenba vyztužena či nikoli. Množství oceli nepřesahuje **57 kg/m³**. Oproti původnímu předpokladu 34 kg/m³ zde došlo k nárůstu, vzhledem k celkové úspoře však neměl vliv na cenu díla.

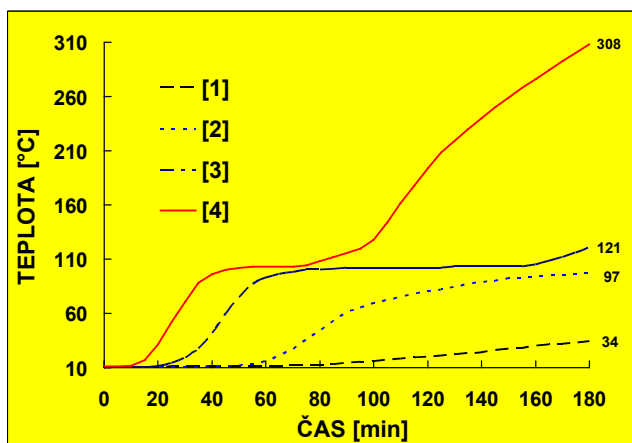


Obr.6 Normový průběh teploty při zkoušce

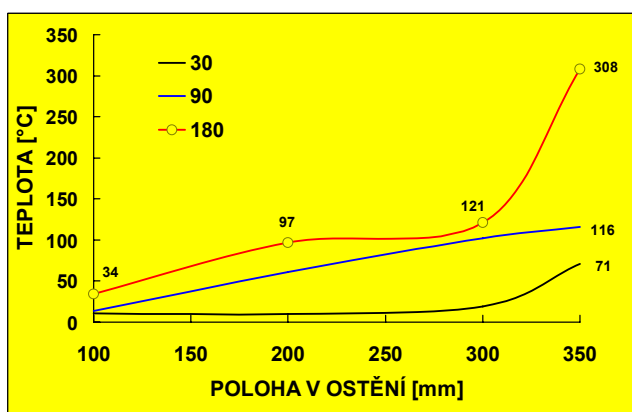
7 Zkouška požární odolnosti

V rámci zpracování dokumentace ke stavebnímu povolení bylo definitivní ostění tunelu Libouchec navrženo jako monolitická železobetonová konstrukce. Požadovanou požární odolnost 180 minut zaručovalo podle výpočtu krytí výztuže větší než 30 mm.

Na posouzení tunelového ostění z prostého betonu neexistuje v České republice potřebná metodika. Proto požadoval zpracovatel požárně bezpečnostní dokumentace stavby provedení požární zkoušky. Vzorek o rozměrech 2 × 2 m a tloušťky 400 mm připravený a ošetřovaný podle schváleného technologického postupu byl po 90 dní vystaven klimatickým vlivům obdobným prostředí v tunelu. Po převozu do zkušebny bylo do každého z 5 vývrtů vsazeno 7 teplotních snímačů ve vzdálenosti 50 mm po tloušťce vzorku. Další čidla byla umístěna na neohřívaném povrchu. Cílem experimentu bylo zjistit tloušťku vrstvy betonu, která odpryskne při vystavení vzorku účinkům požáru, dále průběh teploty po tloušťce ostění a hloubku odprysku betonu z plochy



Obr. 7 Nárůst teploty ve vzdálenosti 100 [1], 200 [2], 300 [3] a 350 [4] mm od neohřívaného povrchu vzorku



Obr. 8 Teplotní gradient v čase 30, 90 a 180 minut.

vystavené požáru. Teplotní namáhání vzorku probíhalo podle normové celulózové křivky:

$$T_n = T_0 + 345 \log(8t + 1) \text{ po dobu 180 minut (viz obr. 6).}$$

Zkouška podle ČSN EN 1363-1 se uskutečnila ve svislé stěnové zkušební peci vytápěné soustavou naftových hořáků. Teplotu v peci měřilo v minutových intervalech 7 čidel ve vzdálenosti 100 mm od ohřívaného líce vzorku.

Výsledky experimentu byly pro mnohé velkým překvapením. I když se dalo očekávat, že konstrukce na účinky požáru vyhoví a nedojde k destrukci vzorku, byly očekávány povrchové odprysky způsobené uvolňováním páry. Během provádění zkoušky, ani při následném chladnutí vzorku nedošlo k odprysknutí jediného úlomku betonu, nebo k vytvoření větších trhlin. Mikroskopické trhlinky vznikaly nepravidelně v ploše ostění. Zkoušený vzorek vyhověl na mezní stav celistvosti, izolace i radiace dle výše uvedené normy. Na základě předaného protokolu o zkoušce požární odolnosti [3] provedl zpracovatel RDS grafické vyhodnocení naměřených hodnot. Z výsledků zkoušky je patrné, že po ukončení zkoušky dosahuje teplota v hloubce 50 mm pod ohřívaným povrchem v průměru 308 °C (max. 363 °C). S narůstající vzdáleností od ohřívaného líce vzorku dochází k prudkému snížení teploty. V hloubce 100 mm pod povrchem již průměrná teplota nepřesahuje 121 °C (max. 131°C). Teplota na rubu ostění, tj. v místě izolační fólie, nepřesáhne hodnotu max. 23 °C. Graf na obr. 7 vyjadřuje časovou závislost nárůstu teploty na snímačích umístěných 100, 200, 300 a 350 mm od neohřívaného líce vzorku. Na druhém grafu (viz obr. č. 8) je znázorněn průběh teploty po tloušťce ostění v čase 30, 90 a 180 minut.

8 Závěr

Statické výpočty definitivního ostění tunelu Libouchec prokázaly a zkouška požární odolnosti potvrdila možnost použití nevyztuženého betonu v podmínkách České republiky. Během zpracování realizačního projektu došlo k dosažení mnoha významných změn v přístupu k navrhování definitivního ostění. Zohlednění těchto změn při zpracování zadávací dokumentace nových tunelů může vést k úspoře investičních nákladů. K nejvýznamnějším patří změna přístupu investora k otázce vzniku a šířky trhlin v ostění, možnost provádět ostění z nevyztuženého betonu a stanovení kritérií případných poruch na líci definitivního ostění.

K úsporám investičních nákladů došlo při zachování tloušťky ostění optimalizací množství výztuže dimenzovaného s ohledem na výsledky geotechnického monitoringu. Jedná se o typický příklad observační metody a jeden ze základních principů NRTM.

Zpracování realizační dokumentace stálo projektanta nemalé úsilí díky rozsahu navrhovaných změn, nutnosti provedení mnoha posudků a průkazů použitelnosti i složitosti jednání konaných během výstavby.

I v případě poměrně krátkého tunelu Libouchec přinesla úspora výztuže výrazné snížení investičních nákladů. Ke skutečnému zúročení vynaložené práce však dojde pouze v případě, kdy se použití nevyztuženého ostění stane, stejně jako v mnoha jiných zemích, běžným standardem českého tunelářství.

Literatura

- [1] Richtlinie Innenschalenbeton, Ausgabe Oktober 2003, Österreichische Betonvereinigung für Beton- und Bautechnik, A-1040 Wien, Austria
- [2] Statický výpočet nevyztužených úseků tunelu Libouchec, Ing. Filip Jiříčný, ILF Consulting Engineers, 2005.
- [3] Statický výpočet vyztužených úseků tunelu Libouchec, Ing. Jiří Hořejší, IKP Consulting Engineers, s. r. o., 2005
- [4] R. Pöttler: Die unbewehrte Innenschale im Felstunnelbau - Standsicherheit und Verformung im Rissbereich. Beton und Stahlbetonbau 1993
- [5] Protokol o zkoušce požární odolnosti č. Pr-05-1.02.202 vydaný dne 21.12.2005 pro výrobek Výsek tunelového ostění tunelu Libouchec, PAVUS, a. s. pobočka Veselí nad Lužnicí
- [6] Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen - Spannbeton - Stahlträger in Verbund mit Beton Band 1: Theorie, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1959

Ing. Jiří Hořejší

✉ IKP Consulting Engineers, s. r. o.
Jirsíkova 5
186 00 Praha 8 - Karlín
☎ 255 733 510
📄 255 733 605
😊 jiri.horejsi@ikpce.com
URL www.ikpce.com

Ing. Libor Mařík

✉ IKP Consulting Engineers, s. r. o.
Jirsíkova 5
186 00 Praha 8 - Karlín
☎ 255 733 522
📄 255 733 605
😊 libor.marik@ikpce.com
URL www.ikpce.com

Ing. Aleš Zapletal, DrSc.

✉ Metrostav, a. s.
Koželužská 2246
180 00 Praha 8 - Libeň
☎ 266 709 423
📄 266 709 193
😊 zapletal@metrostav.cz
URL www.metrostav.cz