

NEVYZTUŽENÉ BETONOVÉ KLENBY ŽELEZNIČNÍCH TUNELŮ NOVÉHO SPOJENÍ

UNREINFORCED CONCRETE VAULTS IN RAILWAY TUNNELS OF NEW CONNECTION IN PRAGUE

**MIROSLAV MAREK, RADOMÍR
PUKL, MICHAL GRAMBLIČKA,
MICHAL SEDLÁČEK**

Příspěvek popisuje návrh a posouzení definitivních ostění klenb železničních tunelů, realizovaných prvně na českém území z nevyztuženého betonu.

Design of final lining in vaults of railway tunnels, which has been made from plain concrete for the first time in the Czech Republic, is presented.

Plány na propojení pražských železničních nádraží mají dlouhou historii, sahající hluboko do minulého století. Teprve naše generace však měla to štěstí, že se mohla

podílet na návrhu a realizaci tzv. Nového spojení, které propojuje železniční stanice Praha hlavní nádraží a Masarykovo nádraží s Libní, Vysočany a Holešovicemi. Stavba svým významem přesahuje pražskou aglomeraci, protože umožňuje průjezd vlakových souprav z východu a severu republiky na jih a západ. Současně doplňuje městskou dopravu o prvek, který je velice dobře znám z měst na západ od našich hranic, a to městskou železnici (tzv. S-Bahn). Že tato koncepce může dobře sloužit, ukázaly i katastrofální záplavy v roce 2002, kdy po zatopení pražského metra byla železnice spolehlivým dopravním prostředkem pro velké množství cestujících.

Stavba je výjimečná také 450 m dlou-

hou čtyřkolejnou estakádou, která přivádí železnici od hlavního pražského nádraží k úpatí masivu Vítkova, v jehož podélné ose byly v letech 2004 až 2008 realizovány dva dvoukolejné tunely délek 1 365 a 1 316 m. Ražby tunelů dle principů Nové rakouské tunelovací metody probíhaly v ordovických horninách pomocí trhacích prací. Podrobnější informace najdou zájemci v dalším článku tohoto časopisu o Vítkovských tunelech. Tento příspěvek představuje návrh a statické posouzení tunelové klenby z prostého betonu.

VÍTKOVSKÉ TUNELY

Oba Vítkovské tunely, severní a jižní, jsou navrženy v celé své délce jako dvoukolejné. V portálech (obr. 1), v úsecích s nepříznivými geologickými podmínkami a v místech křížení s jinými podzemními objekty byla navržena spodní klenba, jinak mají tunely patky. Po dokončení ražeb byla na vyztužený stříkaný beton upevněna hydroizolační fólie, která byla napojena na drenážní systém tak, aby se v masivu zabránilo vzniku hydrostatického tlaku podzemních vod. Poté probíhala betonáž klenb pomocí posuvného oceľového bednění délky 12,3 m.

DEFINITIVNÍ OSTĚNÍ RAŽENÝCH TUNELŮ

Definitivní ostění ražených tunelů (obr. 2) bylo navrženo jako monolitická betonová konstrukce. Vzhledem k proměnlivým geologickým podmínkám a podzemním objek-



Obr. 1 Pohled na západní portály tunelů
Fig. 1 West tunnel portals

Obr. 2 Pohled do hotového tunelu
Fig. 2 View into the tunnel tube

Obr. 3 Vzorový příčný řez dvoukolejným tunelem
Fig. 3 Tunnel cross section

Obr. 4 Schéma nelineárního materiálového chování modelu betonu
Fig. 4 Scheme of the nonlinear material model response for concrete

Obr. 5 Výpočetní model ostění s pružným uložením
Fig. 5 Structural model with spring supports

Obr. 6 Gaussova křivka rozdělení pevnosti betonu
Fig. 6 Gaussian distribution of concrete strength



tům byla definitivní konstrukce v ražených částech realizována z nevytluženého (cca. 60 % celkového množství) i z vytluženého betonu (cca. 40 %). Základním tvarem ostění je kruhová horní klenba o vnitřním poloměru 5,7 m. Světlá výška tunelu je 8,37 m a minimální šířka 11,4 m. Minimální tloušťka horní betonové klenby tunelu je 0,35 m. V opěři se směrem dolů tloušťka ostění zesiluje na 0,48 m (obr. 3).

Návrh a posouzení ostění z prostého betonu

Návrh nevytluženého ostění byl proveden pomocí nelineární analýzy metodou konečných prvků v programu ATENA 2D. Program umožňuje modelovat chování a odezvu konstrukce včetně vzniku a šíření trhlin v taženém betonu až do případného porušení konstrukce.

Pro realistický výpočet odezvy betonových konstrukcí byly použity nelineární materiálové modely uvažující všechny důležité aspekty chování betonu v tlaku

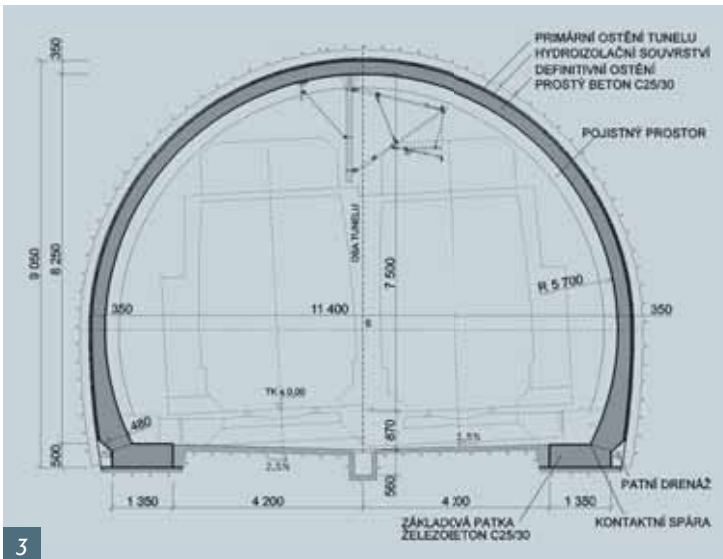
i v tahu (obr. 4). Vznik trhlin je kontrolován tahovou pevností betonu, otevírání a šířka trhlin závisí na lomové energii materiálu. Pro beton v tlaku byl použit plasticitní model, který je schopen realisticky postihnout drcení betonu při víceosé napjatosti a zvýšení tlakové pevnosti v důsledku příčného sevření.

Výpočty byly provedeny ve stavu rovinné deformace, která dobře vystihuje chování ostění ve střední části tunelu. Model konstrukce (příčný výsek ostění tloušťky 1 m, obr. 5) byl v řezu rozdělen na plošné konečné prvky o směrné velikosti 0,05 m. Celý model byl tvořen zhruba čtyřmi tisíci izoparametrických konečných prvků.

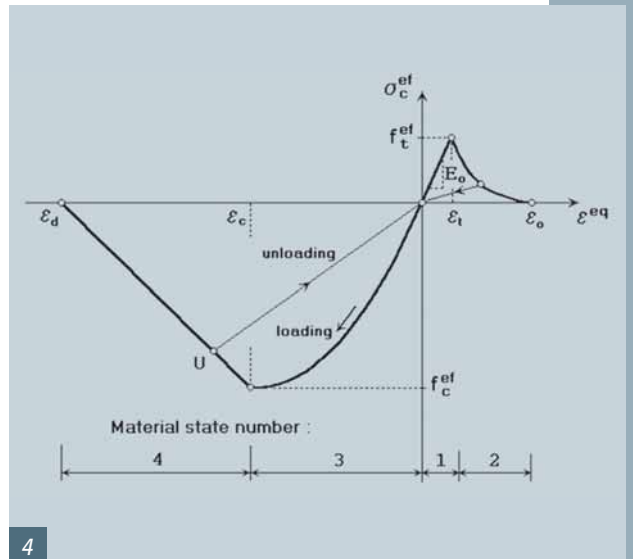
Důležitým aspektem chování ostění tunelu je interakce vlastní konstrukce s okolním horninovým prostředím. Horninové prostředí bylo modelováno jednak konečnými prvky s vlastnostmi horniny (plasticitní materiálový model Drucker-Prager), a jednak uložení modelu ostění na nelineárních pružinách s vylou-

čením tahového působení. Výpočtové hodnoty vlastností horninového prostředí byly odvozeny z materiálových vlastností použitých v pravděpodobnostním řešení primárního ostění, při němž byl uvažován vliv proměnlivosti prostředí na hodnoty zatížení ostění a na tvorbu porušených oblastí v okolí tunelu. Tuhost pružin v radiálním i tangenciálním směru byla stanovena na základě postupů a vztahů uvedených ČSN 73 7501 pro modul reakce horninového prostředí.

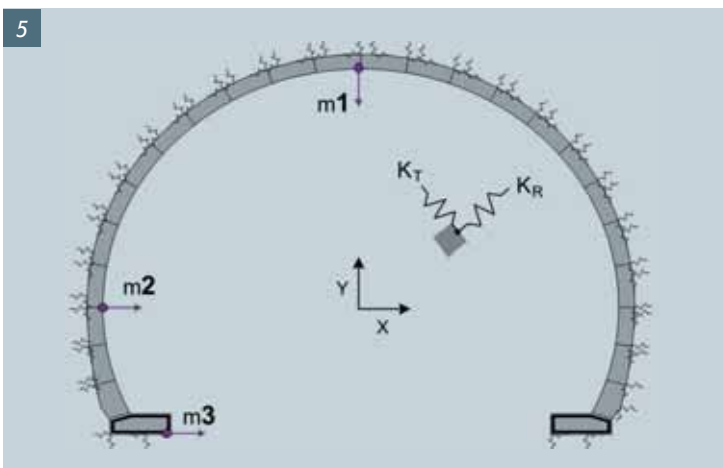
Definitivní ostění tunelu v ražené části bylo navrženo z prostého betonu třídy C25/30. Pro posouzení mezního stavu použitelnosti (MSP) byly ve výpočtech použity charakteristické hodnoty materiálu, pro posouzení mezního stavu únosnosti (MSU) byly použity návrhové hodnoty materiálu. Pro účely posouzení globální spolehlivosti konstrukce se uvažovalo rovněž se středními materiálovými hodnotami. Dílčí součinitel materiálu γ_c se v mezních stavech únosnosti podle dpo-



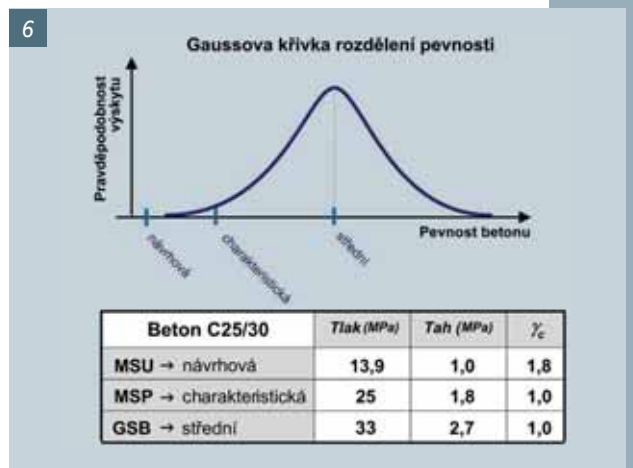
3



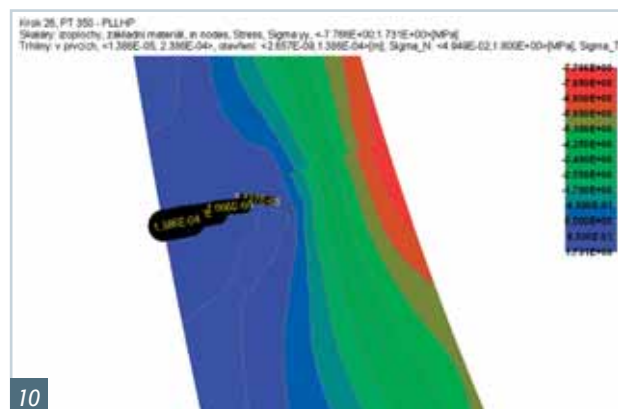
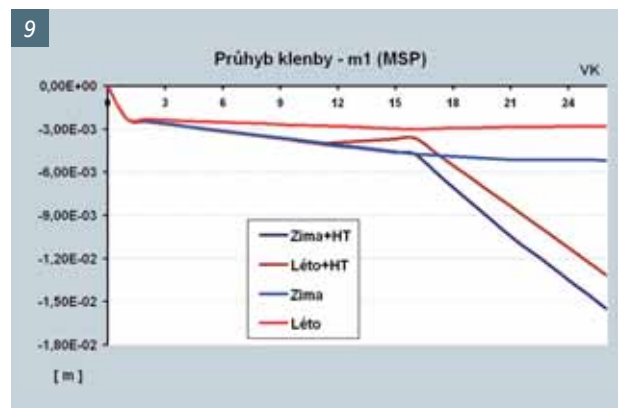
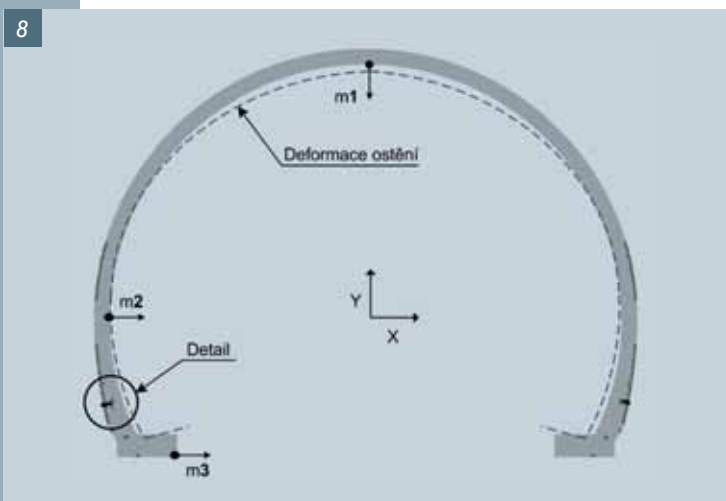
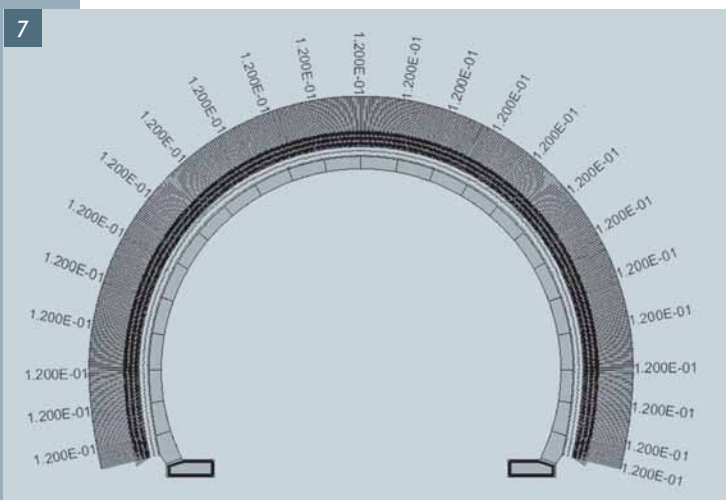
4



5



6



Obr. 7 Schéma zatížení klenby horninovým tlakem 0,120 MPa
Fig. 7 Scheme of the vault loading by ground pressure of 0,120 MPa

Obr. 8 Znárodnění výsledků pro MSP – trhliny, deformace
Fig. 8 Representation of results for SLS – cracks, deformations

ručení uvedeného v ČSN EN 1992-1-1 pro konstrukce z prostého betonu uvažoval hodnotou $\gamma_c = 1,8$ (obr. 6). Základová patka definitivního ostění byla vyztužena pruty $\varnothing 16$ mm z oceli R 10 505 s dokonalou soudržností.

Zatížení definitivní konstrukce

Definitivní ostění ražených tunelů bylo ve výpočtu zatěžováno kombinacemi stálých, krátkodobých a dlouhodobých samostatných zatížení. Konstrukce byla postupně ve výpočtových krocích zatěžována:

- vlastní tíhou konstrukce – pro výpočet zatížení od vlastní váhy konstrukce byly použity vstupní parametry objemové hmotnosti betonu $\gamma_b = 24$ kN/m³;
- smrštění a dotvarováním – velikost poměrného přetvoření betonu od smrštění ϵ_{cs} byla stanovena dle ČSN EN 1991-1 hodnotou $\epsilon_{cs} = 0,000112$;
- teplotními změnami, oteplením a ochlazením – v kombinacích zatěžovacích stavů byl zohledněn stav rovnoměrné-

ho i nerovnoměrného oteplení a ochlazení, jehož intenzita je závislá na vzdálenosti sledovaného úseku od portálu a ročním období, ve výpočtu byly použity hodnoty odpovídající vzdálenosti od 200 do 1000 m od portálu;

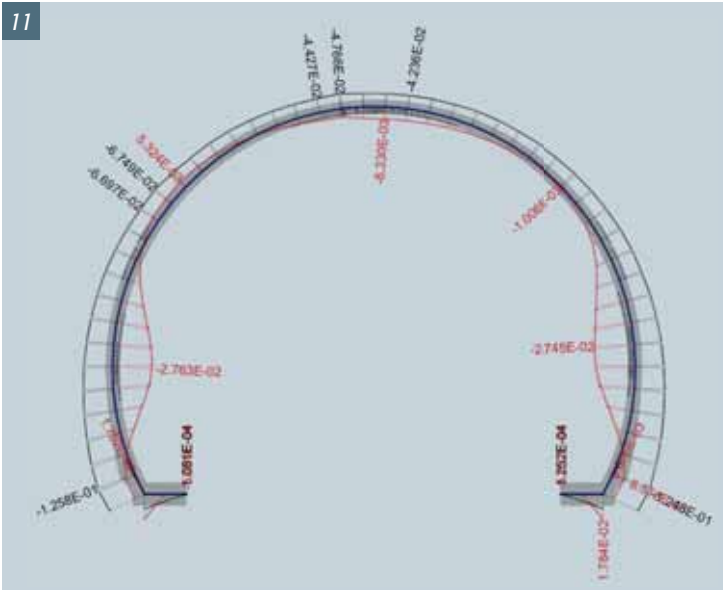
- horninovým tlakem – zatížení bylo stanoveno na základě výsledků matematického modelování ražeb tunelu metodou konečných prvků. Ve výpočtu bylo uvažováno zatížení jako spojité, po celém obvodu definitivního ostění kolmo k jeho povrchu, při plném zatížení konstrukce horninovým tlakem dosáhne plošné zatížení hodnoty 120 kPa (obr. 7). Toto zatížení bylo dosaženo ve výpočtovém kroku 26, jehož výsledky byly použity pro posouzení použitelnosti a únosnosti konstrukce z hlediska mezních stavů. Ve výpočtech bylo ostění dále zatěžováno horninovým tlakem až do porušení. Výsledná únosnost (odolnost) konstrukce byla vyhodnocena – při výpočtu s návrhovými hodnotami došlo k porušení konstrukce při

více než pětinasobném přetížení ostění zemním tlakem.

Posouzení definitivní konstrukce z hlediska mezního stavu použitelnosti (MSP)

Posouzením mezních stavů použitelnosti (MSP) se prokazují vlastnosti betonové konstrukce z hlediska potřeb uživatele objektu. Cílem posudku betonové konstrukce dle mezních stavů použitelnosti je zabránění takovým stavům konstrukce, při kterých by bylo omezeno užívání objektu.

Konstrukce definitivního ostění tunelů jsou posuzovány na mezní stav šířky trhlin a mezní stav přetvoření dle ČSN EN 1992-1-1 (obr. 8). Limitní hodnoty přípustných posunů ostění jsou dány velikostí $\Delta_{lim} = 50$ mm. Maximální průhyb klenby ve výpočtech dosáhl 15 mm (obr. 9). Norma ČSN EN 1992-1-1 nestanovuje žádné omezení šířky trhlin pro konstrukce z prostého betonu. Proto byl při jednání zúčastněných firem dohodnut mechanismus posouzení



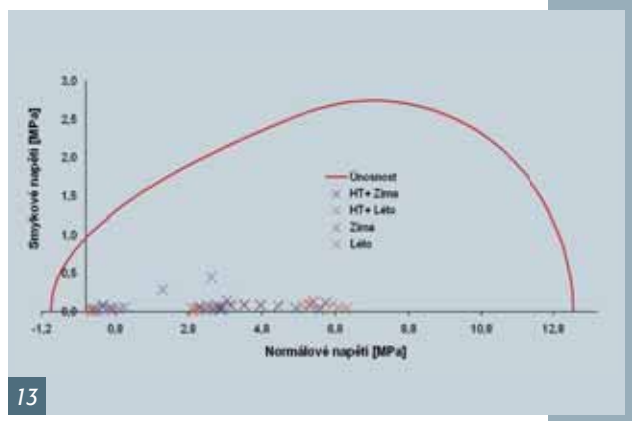
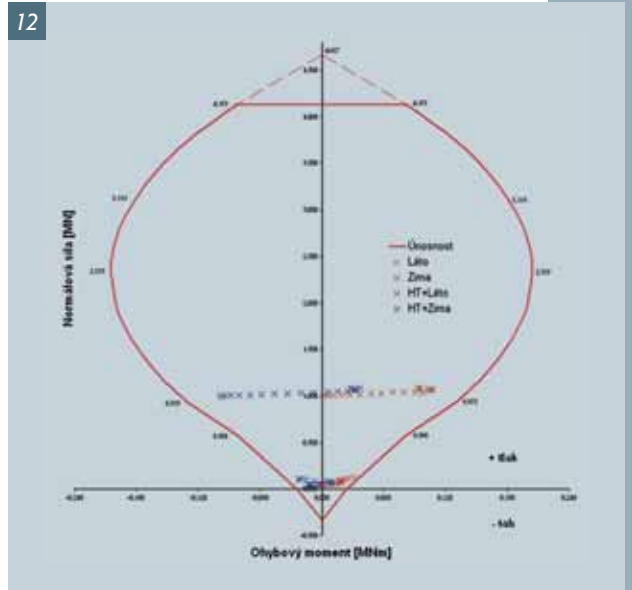
Obr. 9 Průběh monitorované deformace m_1 – svislý průhyb vrcholu klenby [m]
Fig. 9 Monitored value m_1 – vertical deflection of vault top [m]

Obr. 10 Detail otevření trhlin [m], svislé napětí [MPa]
Fig. 10 Detail of cracks opening [m], vertical stresses [MPa]

Obr. 11 Průběh vnitřních sil M, N [MNm, MN]
Fig. 11 Internal forces M, N [MNm, MN]

Obr. 12 Interakční diagram pro prostý beton
Fig. 12 Interaction diagram for plain concrete

Obr. 13 Limitní kombinace návrhových hodnot normálového a smykového napětí
Fig. 13 Limit combination of design values of normal and shear stresses



konstrukce na mezní stav šířky trhlin a stanovena maximální šířka trhliny hodnotou 1 mm. Ve výpočtu byla dosažena maximální šířka trhliny 0,14 mm (obr. 10).

Posouzení definitivní konstrukce z hlediska mezního stavu únosnosti (MSU)

Po ukončení výpočtů s návrhovými hodnotami materiálu (beton C25/30) byly graficky (obr. 11) i tabulkově zpracovány průběhy vnitřních sil na konstrukci (ohybové momenty M [MNm], normálové síly N [MN] a posouvající síly Q [MN]) pro veškeré zatěžovací stavy a jejich kombinace. Následně bylo možno zobrazit a vyčíslit veškeré potřebné informace o konstrukci v kterékoli fázi jejího zatěžování.

Jednotlivé tloušťky ostění nevyztuženého profilu byly posouzeny na zatížení kombinací ohybu a normálové síly (obr. 12). Dále bylo provedeno posouzení limitních kombinací normálového a smykového napětí (obr. 13), neboť

při kombinaci namáhání prvku z prostého betonu smykem za mimostředního tlaku je průřez schopen přenést smykové napětí pouze v závislosti na současně působícím tlakovém normálovém napětí v tomto průřezu. Do takto sestavených grafů byly zakresleny všechny návrhové kombinace vnitřních sil. Na základě provedených vyhodnocení lze konstatovat, že definitivní ostění je plně spolehlivé.

Pro mezní stav únosnosti byly rovněž posouzeny interakce momentu a normálové síly vyztužené základové patky, návrhová únosnost jejího průřezu a schopnost přenosu smykové síly. Základová spára patek byla posouzena na únosnost a na usmýknutí. Z hlediska možného usmýknutí byly prověřeny i kontaktní spáry mezi ostěním a patkou.

Globální součinitel bezpečnosti odolnosti ostění

Globální součinitel bezpečnosti konstrukce z hlediska její odolnosti (únosnosti) lze vyhodnotit jako poměr střední hodnoty

odolnosti k odolnosti spočtené s návrhovými hodnotami materiálu. Střední hodnota odolnosti konstrukce je u běžných stavebních konstrukcí obvykle blízká odolnosti spočtené se středními hodnotami materiálu. Za tohoto předpokladu vychází globální součinitel bezpečnosti pro odolnost analyzovaného ostění vůči horninové tlaku v rozmezí 1,34 až 1,49 podle předpokládaného průběhu nerovnoměrného teplotního pole, jehož účinky se kombinují s horninovým tlakem.

Ošetřování čerstvého betonu

Betonáž kleneb probíhala pomocí posuvného ocelového bednění délky 12,3 m s ošetřováním betonu v prvních dnech po odbednění. K běžně používanému ochrannému nástřiku sloužícímu k zabránění rychlého odpaření vody z konstrukce, nanášeného neprodleně po odbednění, přibýly dva ošetřovací vozy (obr. 14). Vozy byly umístěny bezprostředně za bednicím vozem a poskytly betonům nových kleneb ochranu tří až čtyř dnů v závislosti na délce



Obr. 14 Ošetřování
mladého betonu
Fig. 14 Curing of young
concrete

Obr. 15 Pohled
na dokončený
dvoukolejný tunel
Fig. 15 Finished final lining
of the double-track
railway tunnel

Obr. 16 Čestné uznání
ČKAIT za projekt
nevztuženého
ostění
Fig. 16 Czech Chamber
of Chartered
Engineers and
Technicians (ČKAIT)
Award of the
project

Obr. 16 Čestné uznání
ČKAIT za projekt
nevztuženého
ostění
Fig. 16 Czech Chamber
of Chartered
Engineers and
Technicians (ČKAIT)
Award of the
project



ce, a v konečném důsledku vede k všestranným a výrazným úsporám při realizaci stavebního díla. Použitím uvedeného postupu byly prokázány potřebné vlastnosti nosné konstrukce, a současně byl vytvořen prostor pro úspory materiálu (výztuže) při výstavbě díla a pro zkrácení doby výstavby snížením pracnosti oproti výztuženému profilu.

V článku byly úspěšně využity výsledky výzkumného projektu GACR 103/08/1527 „Globální formát posuzování bezpečnosti železobetonových konstrukcí“.

trvání betonážního záběru. Použitím ošetřovacích vozů byla zajištěna ochrana proti proudění vzduchu při lící ostění. Tím došlo ke zvýšení vlhkosti vzduchu u čerstvé klenby a bylo zabráněno rychlému vysychání betonové konstrukce, což omezilo vznik smršťovacích trhlin.

V závěrečné fázi betonáže horních klenb proběhlo ve spolupráci s Katedrou experimentální geotechniky Stavební fakulty ČVUT měření sloužící k porovnání průběhu hydratace betonu s ochrannou ošetřovací vozů a bez ní. Celkem bylo osazeno šestnáct čidel ve dvou profilech a měření probíhalo až do ustálení teplot betonu. Výsledky budou využity pro zlepšení efektivity technologických postupů při betonáži klenb tunelů z prostého betonu.

ZÁVĚR

Nevztužené ostění tunelů Nového železničního spojení v Praze (obr. 15) bylo navrženo s podporou materiálově nelineární analýzy metodou konečných prvků. Realizace trvalého tunelového ostění železničního tunelu z prostého betonu je v rámci České republiky ojedinělá. Metodika návrhu nevztužené tunelové konstrukce pomocí nelineární numerické analýzy je originální v celosvětovém měřítku. Kombinace obou postupů přinesla úspěšné rozšíření a doplnění postupů běžně používaných ve stavební praxi. Proto byl projekt oceněn čestným uznáním ČKAIT (obr. 16).

Zkušenost z tohoto projektu ukázala, že využití progresivních metod návrhu podporuje optimální návrh konstruk-

Ing. Miroslav Marek
tel.: 267 094 134
e-mail: miroslav.marek@sudop.cz

Ing. Michal Gramblička
tel.: 267 094 323
e-mail: michal.gramblicka@sudop.cz

oba: SUDOP Praha, a. s.
Olšanská 1a, 130 80 Praha 3
www.sudop.cz

Ing. Radomír Pukl, CSc.
Červenka Consulting, s. r. o.
Na Hřebenkách 55, 150 00 Praha 5
tel.: 220 610 018, fax: 220 612 227
e-mail: radomir.pukl@cervenka.cz
www.cervenka.cz

Ing. Michal Sedláček
KO-KA, s. r. o.
Thákurova 7, 166 29 Praha 6
tel.: 224 355 4684, fax: 233 320 329
e-mail: sedlacek@ko-ka.cz
www.ko-ka.cz