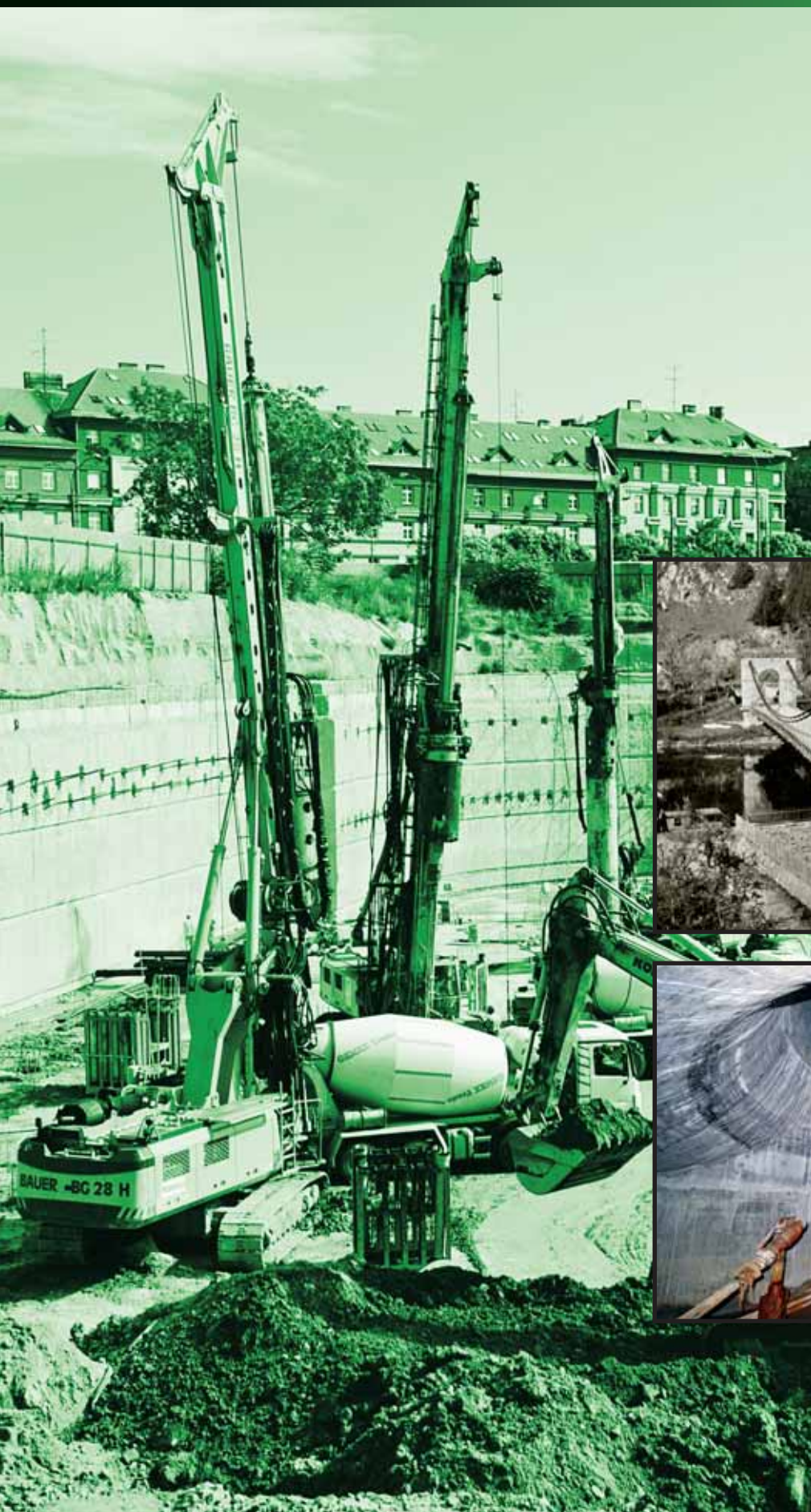


ZAKLÁDÁNÍ

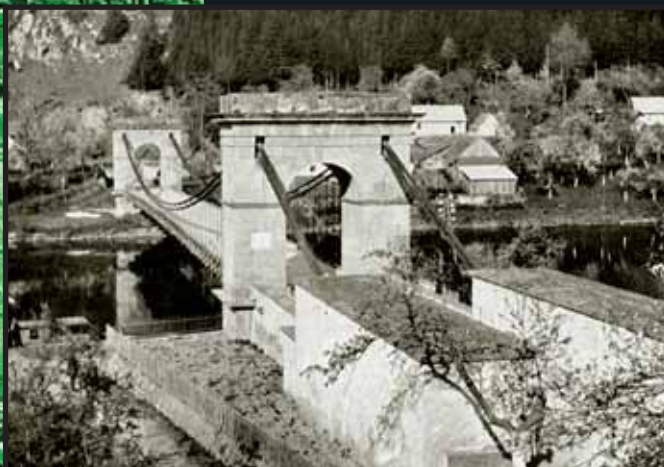
Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

1/2011

Ročník XXIII



- **NOVÝ SERIÁL: STAVEBNÍ PODNIKATELÉ MINULOSTI, PRVNÍ STAVBY ŽELEZNIC**
- **CENTRÁL BRATISLAVA – ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY A ZALOŽENÍ JEDINEČNÉHO OBJEKTU V CENTRU SLOVENSKE METROPOLE**
- **SANACE A ZMÁHÁNÍ ZÁVALU NA TUNELU BLANKA V ÚSEKU MYSLBEKOVA–PRAŠNÝ MOST Z ČERVENCE 2010**
- **REKONSTRUKCE MVE MIŘEJOVICE NA VLTAVĚ**





Časopis ZAKLÁDÁNÍ
vydává:
Zakládání staveb, a. s.
K Jezu 1, P. O. Box 21
143 01 Praha 4 - Modřany
tel.: 244 004 111
fax: 241 773 713
E-mail: propagace@zakladani.cz
http://www.zakladani.cz
http://www.zakladani.com

Redakční rada:
vedoucí redakční rady:
Ing. Libor Štěrba
členové redakční rady:
Ing. Martin Čejka
Ing. Jan Masopust, CSc.
Ing. Jiří Mühl
Ing. Michael Remeš
Ing. Jan Šperger

Redakce:
Ing. Libor Štěrba
Jazyková korektura:
Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:
Centrál Bratislava (str. 18)
Foto: Libor Štěrba
Překlady anotací:
Mgr. Klára Koubská

Design & Layout:
Jan Kadoun
Tisk:
H.R.G. spol. s r. o.

Ročník XXIII
1/2011
Vyšlo 12. 5. 2011 v nákladu 1000 ks
MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711
Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2011 je cena časopisu 90 Kč.
Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,
balného a poštovného.

Objednávky předplatného:
ALL PRODUCTION, s. r. o.
Areal VGP
Budova D1 F V. Veselého 2635/15
193 00 Praha 9 – Horní Počernice
tel.: 234 092 811,
fax: 234 092 813
E-mail: obchod@allpro.cz
http://allpro.cz/
http://predplatne.cz/

Podávání novinových zásilek
povolila PNS pod č.j. 6421/98

OBSAH

SERIÁL

- Stavební podnikatelé minulosti, 1. část seriálu**
První stavby železnic 2
Zdeněk Bauer

TEORIE A PRAXE

- Pažení stavební jámy a deformace jejího okolí** 6
Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.
- Výplňové směsi při ražbách technologií TBM-EPB** 10
Mgr. Jan Budkovský, Zakládání staveb, a. s.

ZAHRANIČNÍ STAVBY

- Záhřeb: zajištění dvou stavebních jam na míru** 15
RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb d. o. o., Záhřeb, Chorvatsko
- Multifunkční areál Centrál Bratislava**
– projekt zajištění stavební jámy a založení objektu 18
Ing. Roman Rybák, Miroslav Beňo, Zakládání staveb, a. s., org. zložka Bratislava
Ing. Ctibor Kostúr, Ing. Martin Balucha, Ph.D., SPAI, s. r. o., Bratislava

DOPRAVNÍ STAVBY

- Zmáhání závalu tunelu Blanka v úseku Myslbekova–Prašný most**
po mimořádné události z 5. 7. 2010 24
Ing. Jaromír Heřt, Metrostav, a. s.
- Návrh sanace závalu** 26
Bc. Martin Novotný, SATRA, spol. s r. o.
- Realizace sanačních opatření** 27
Ing. Pavel Čapek, Zakládání staveb, a. s.

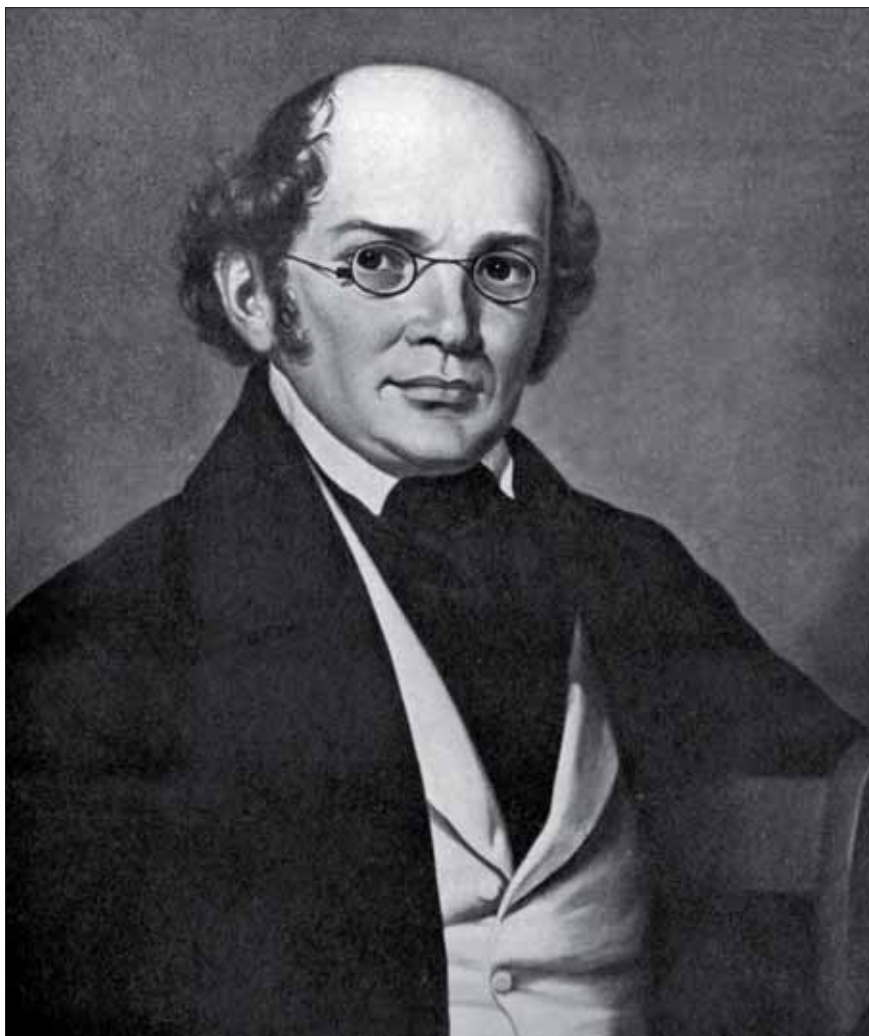
VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

- Rekonstrukce MVE Měřejevice na Vltavě** 29
Ing. Oldřich Neumayer, CSc., Pöyry Environment, a. s.

STAVEBNÍ PODNIKATELÉ MINULOSTI, 1. ČÁST SERIÁLU

PRVNÍ STAVBY ŽELEZNIC

Čím déle se zabývám historií našich inženýrských staveb, tím více a stále častěji mě překvapuje nevděk, který prokazujeme předešlým generacím stavitelů těchto děl. Pokud jsou někteří z nich podepsáni pod plány, podle nichž se železnice, přehrady a jiné stavby budovaly, bývají ještě čas od času zmiňováni. Projektanti a architekti jsou hodni svého autorství, zatímco ti, kdo odvážné stavby uskutečnili, nemají na stránkách odborných ani historických statí či v encyklopediích místo. A to přesto, jakou odvahu a mistrovství museli prokázat už jenom tím, že stavby stakilometrových železničních tratí zvládali s davy tisíců dělníků často v šibeničních termínech, přes nepřízeň počasí, geologie i lidské hlouposti. Že v primitivních podmínkách překonávali nejen obtíže samotných stavebních postupů, ale neustále vymýšleli nové a lepší způsoby, že organizovali dopravu na odlehlá staveniště v hloubi lesů, že každou chvíli bojovali se záplavami, sesuvy, krutými mrazy, nechápavými úředníky, nedostatkem uhlí či cementu, a několikrát ještě k tomu s válečnou bídou. Ani encyklopedie vydané v novém tisíciletí a věnované podnikatelům či dokonce stavebním profesím mnoho nenapravily. Čtyřicet let se o těch mužích u nás nesmělo mluvit. Ale my pořád jako bychom jim měli za zlé, že byli podnikateli a vydělávali peníze „z cizí práce“, jak to tvrdil dnes už přes dvacet let pomínulý režim. Místo abychom jim děkovali pokaždé, když kolem nás po dávno postavené a v krajině téměř neznatelné trati přejezdí jeden vlak místo stovky kamionů nebo když procházíme po mostě přes řeku, co kdysi dvacetkrát do roka škodila a dnes je ochotna zadarmo vozit tisíce tun nákladů, pokud jí je svěříme a přestaneme plýtvat naftou. Ale jak jim můžeme děkovat, když je neznáme? Pár článků v časopise nemůže napravit dluhy dlouhé minulosti. Přesto budu rád, když alespoň někteří z nás tu najdou kdysi známá a dnes jakoby nová jména technické, a tedy i kulturní historie našeho národa.



Adalbert Lanna starší (1805–1866) na dobové malbě Kriehuberové

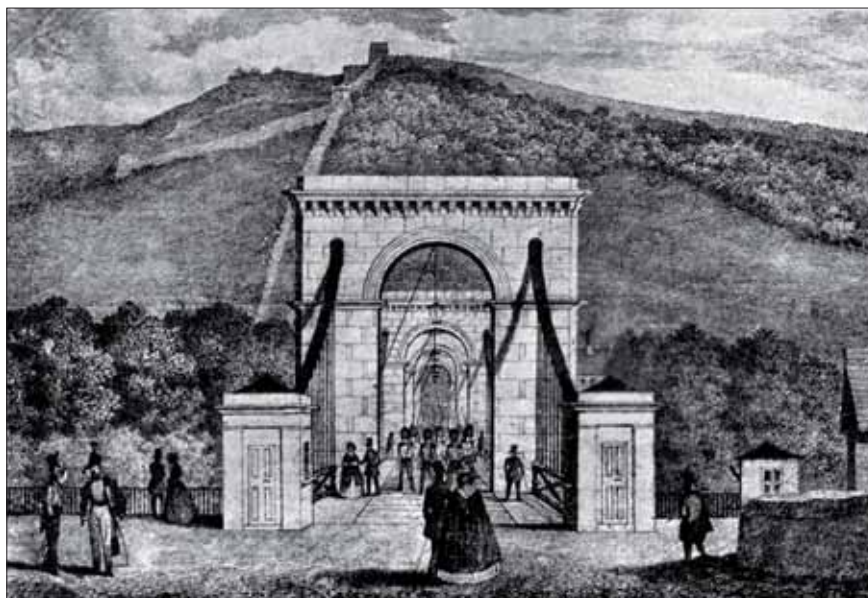
Význam těchto osobností je bezpochyby srovnatelný se zasloužilými architekty, sochaři, malíři, vědci, lékaři a odborníky všech reálných profesí a o mnoho převyšuje většinu hvězdiček a létavic divadelních prken, filmového plátna a televizní obrazovky, jimiž jsou dnešní encyklopedie tak nadité. Je bohužel velmi složité a mnohdy téměř nemožné najít alespoň základní informace o tom, kdy naši stavitelé žili a co postavili. Někdy se podaří najít výjimečně i jeho jméno, pokud se podílel na vybudování některého pražského domu (často už dávno zbořeného) či paláce vycpaného úředníky. O tom, že si stavitel Müller nechal navrhnout v Praze ve Střešovicích moderní vilu, ví kdekdo. Ale kdo z nás by dokázal jmenovat aspoň tři inženýrské stavby věhlasné plzeňské firmy Müller & Kapsa? Tuší někdo, že bývalý majitel známé vily v Mostě inženýr Tagwerker byl významným pracovníkem a spolujednatel firmy podnikatele Kindla, který postavil mimo jiné Strahovský stadion? Ano, lidé odcházejí, dílo zůstává. Přesto by se některá jména do paměti národa měla vrátit. Cestu za našimi stavebními podnikateli nové doby nemůžeme začít jindy než na počátku železničního věku, přibližně ve druhé třetině 19. století. Pokud bychom snad někde objevili (jako že neobjevíme) přehlednou tabulku vzniku našich železničních tratí a jejich stavitelů od roku 1837 až téměř do konce 60. let 19. stol., našli bychom v ní kromě jednoho Itala a několika místních řemeslníků jen dvě významná jména domácích podnikatelů: Lanna a Kleinové. Zatímco Kleinové se podíleli



Adalbert Lanna mladší (1836–1909), kresba Klíš

už na budování dráhy od Břeclavi k Olomouci mezi 30. a 40. léty a pokračovali pak na dráze olomoucko-pražské, Lanna se k nim připojil teprve při stavbě pražského nádraží, čímž začal své železniční podnikání.

Přesto je třeba dát přednost jménu **Lanna** a vrátit čas ještě hodně nazpátek. Byl to právě rod Lannů, kdo měl s inženýrskými stavbami u nás nejdelší zkušenosti. Psal jsem o tom už ve svém předchozím seriálu (Zakládání 1/2009), a tak jen připomenou, že Lannové přišli do jižních Čech už v 18. století a po několika generacích se jako c. a k. loďmistr starali o splavnost a údržbu vodní cesty po Vltavě a Labi z Českých Budějovic k saské hranici pod Děčínem, stavěli dřevěné lodě a obchodovali se dřevem. **Vojtěch (Adalbert) Lanna starší** (1805–1866), absolvent pražské Techniky, se v roce 1832 stal natrvalo správcem lodní cesty, ale brzy vstoupil mezi vůdčí osobnosti tehdejšího průmyslového podnikání. Kladenské uhelné těžárstvo, Vojtěšská huť na Kladně a Pražská železářská společnost či Společnost Buštěhradské dráhy byly převážně jeho dílem. Významně se na něm však podíleli také bratři Kleinové. Ve 40. letech pak Lanna vstoupil velmi razantně do stavby železnic. Kromě českého úseku pražsko-dráždanské dráhy včetně odbočky z Kralup nad Vltavou do Kladna vybudoval s bratry Kleinovými v 50. a počátkem 60. let ještě železnici Pardubicko-libereckou a Turnovsko-kralupskou. Jeho syn **Vojtěch Lanna mladší** (1836–1909) nebyl vzděláním technik, ale obchodník. Po otci převzal prosperující podnikatelství a pokračoval zejména v budování tratí, kdy během 60. a 70. let postavil ve spolupráci s Kleinovými ještě dráhu z Prahy do Domažlic, z Prahy do Českých Velenic, odtud do Plzně a ještě dál do Chebu. Samostatně pak stavěl téměř celou síť České severní dráhy mezi Bakovem nad Jizerou,



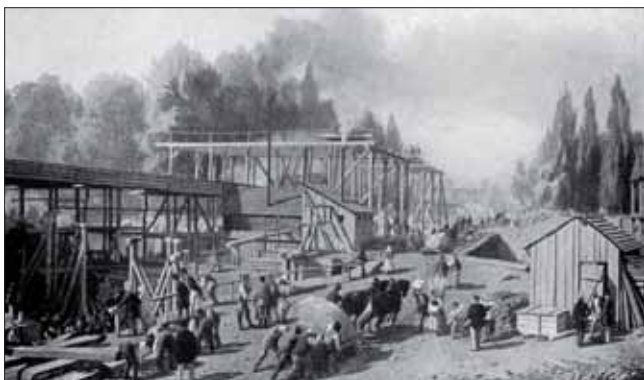
Řetězový most Františka I. stál na místě dnešního mostu Legií a byl dokončen firmou Lanna roku 1841



Řetězový most přes Vltavu u Podolska, postavený A. Lannou v letech 1847–48, stojí dnes nad Lužnicí u Stádlece



Nádraží Státní dráhy na konci tratě z Olomouce vybudoval A. Lanna s bratry Kleinovými. Staniční budova podle projektu architekta Jünglinga slouží od roku 1845 dodnes



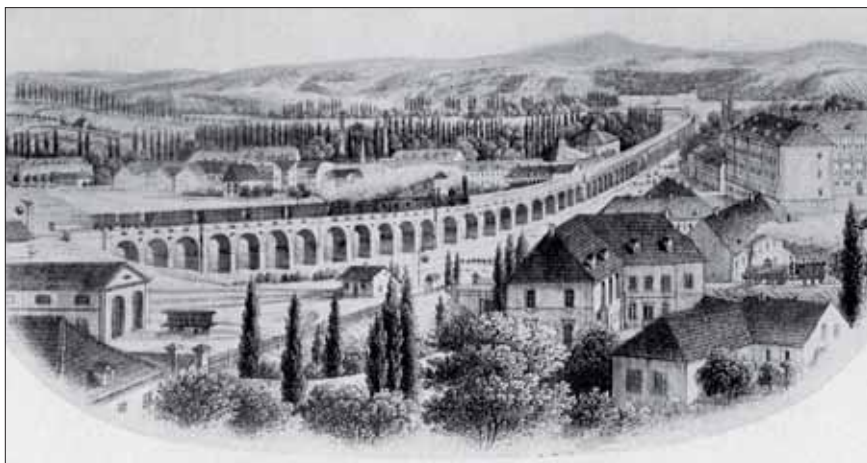
Při stavbě kamenného Negrelliho viaduktu dráhy z Prahy do Drážďan byly koncem 40. let 19. století použity k čerpání vody parní stroje, ukryté pod dřevěnými přístřešky



Část Negrelliho viaduktu, jak ji tehdejší kreslíř viděl z karlínského nábreží zhruba v místech pozdějšího nádraží Severozápadní dráhy na Tešnově



Jan Schebek (1813–1899), kresba Eigner

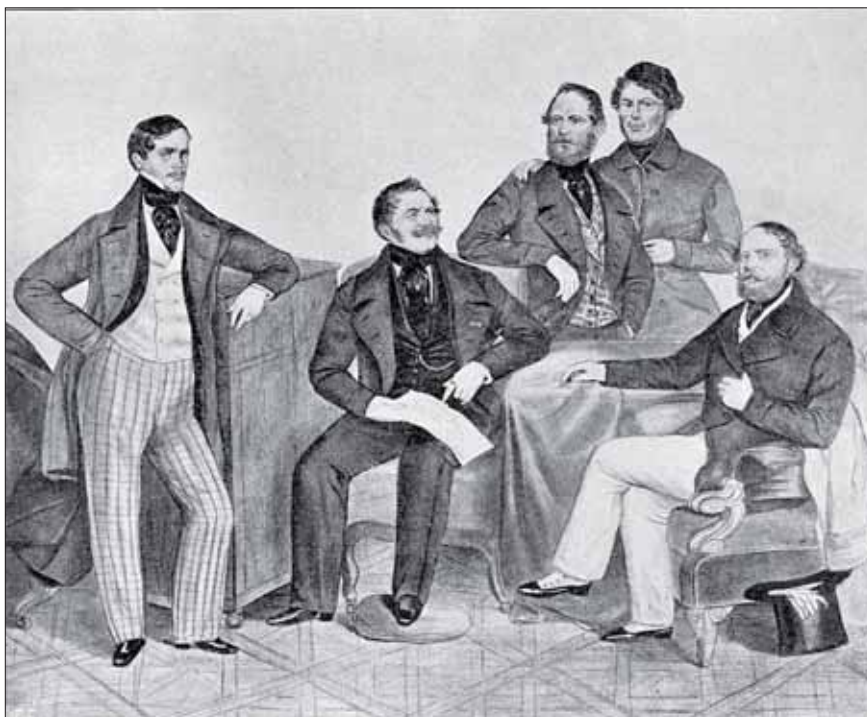


Nekonečný viadukt státní dráhy přes vitavské údolí v Praze při pohledu z Vítkova v době po zahájení provozu vlaků do Drážďan roku 1851

Rumburkem, Varnsdorfem a Děčínem a dráhy z Plzně na sever do Žatce a Duchcova i na jih do Železné Rudy. Touto tratí bylo v roce 1877 železniční činně Lannů u konce. Kolejová horečka už beztak skončila a méně významné místní dráhy nelákaly majitele firmy. Kromě obchodu dřívím a jiných aktivit včetně sběratelství uměleckých předmětů a mecenášství zaměřil činnost svého stavebního oddělení na projekty splavnění českých řek a intenzivní činnost při rozvoji plavby na Vltavě a Labi, kde poprvé použil parní bagry. Spolu s firmou A. Lanna stavěl od roku 1864 všechny železnice také absolvent pražské Techniky **Jan Schebek** (1813–1899), vychovaný ve zdatného odborníka u bratří Kleinů. Po rozchodu s nimi založil počátkem 60. let společně s Vojtěchem Lannou firmu, již sám šéfoval a za níž měl také plnou odpovědnost. Lze proto říci, že mladší Vojtěch Lanna už do železničního podnikání jako odborník nezasahoval. Podílníkem na posledních drážních stavbách firmy Lanna–Schebek byl také prokurista firmy a podnikatel **Moritz Gröbe** (vila Gröbovka na pražských Vinohradech). Na rozdíl od vzdělaných Lannů, věnujících se stavitelství a stavbě lodí už po generaci, byli **bratři Kleinové** samouci. Šest synů majitele malých usedlostí Friedricha Kleina z vesnice Kociánov na Šumpersku, kde vychodili obecnou školu, postupně opustilo rodný dům

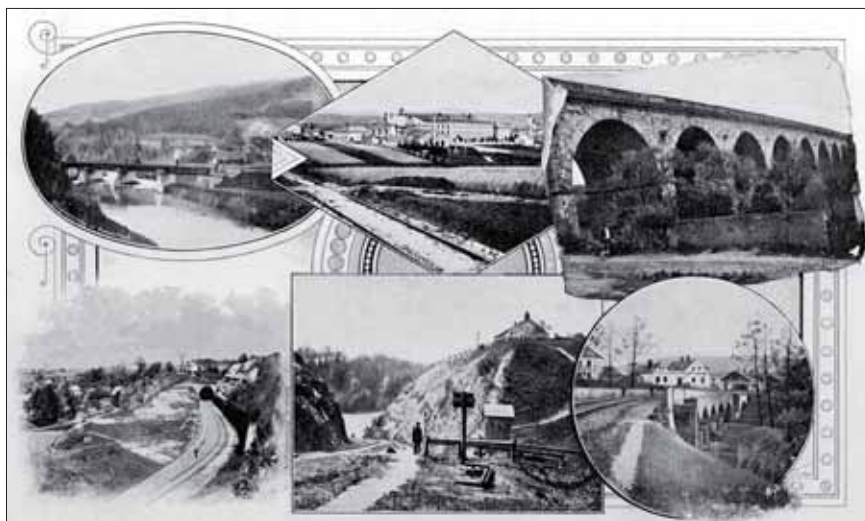
a odešlo na jih Moravy: Josef (1792–1830), Engelbert (1797–1830), Franz (1800–1855), Libor (1803–1848), Albert (1807–1877) a Hubert (1811–1856). Ti starší z nich se u Lichtenštejnů na Lednicku vyučili v rybníkářství, tedy kopání struh a stavění hrází, do

čehož se časem zapojovali i ostatní. Postupně si troufli na stavby silnic a díky vzájemné rodinné soudržnosti a svým „manažerským“ schopnostem se stali známými. Hlásili se neustále do soutěží na veřejné stavby. V době, kdy se začaly budovat první železnice, zbývali



Bratři Kleinové v roce 1847: zleva Franz mladší, Franz starší, Albert, Libor, Hubert, obraz Kriehuber

naživu jen čtyři z bratrů. Kleinové získali ke stavbě některé úseky dráhy z Vídně do Brna a z Břeclavi k Přerovu a Olomouci. Potom pokračovali tratí z Olomouce do Prahy a dalšími stavbami železnic, o kterých už byla zmínka u firmy Lanna. Mezitím se ale vepsali také do výstavby nejslavnější rakouské železnice přes Semmering, kde mimo jiné vybudovali vrcholový tunel. K jejich podnikání se přidal také Franz Klein mladší (1825–1882), který spolu se strýcem Albertem vedl firmu až do konce železničního podnikání. Po celém Rakousko-Uhersku vybudovali Kleinové do roku 1877 asi 3300 km tratí. Díky svým schopnostem organizovat, získávat stále nové zakázky a hlavně úspěšně shánět finanční zdroje na financování nových a nových staveb neměli nouzi o kvalitní odborníky jako zaměstnance. Jim nebo spoluúčastníkům konsorcií pak přenechávali starost o zdárné provedení díla (Brassey, Muzika, Schebek, Schwarz, Životský a jiní). Nestavěli ale jenom železnice. Ve 40. letech regulovali Svitavu

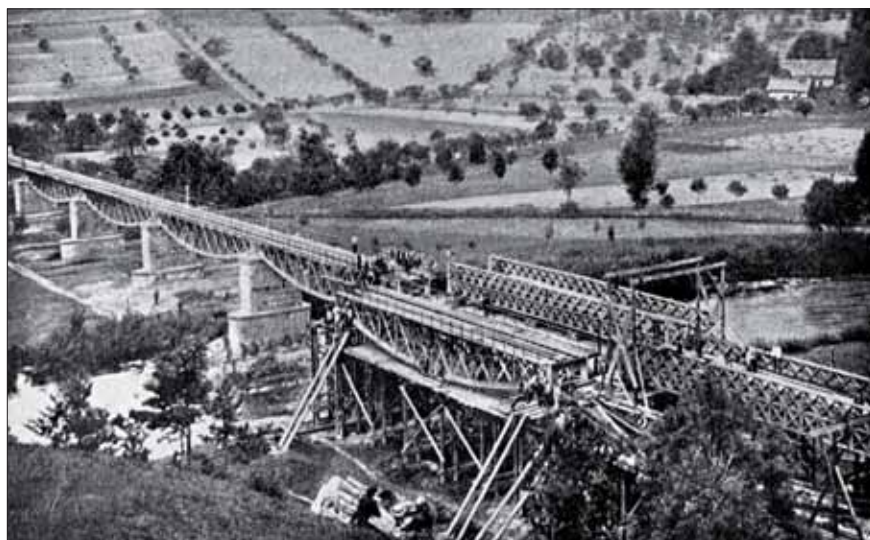


Na dobové montáži obrázků z dráhy z Olomouce do Prahy, stavěné bratry Kleinovými, jsou nahoře motivy ze Zábřehu na Moravě, Lanškrouna, Českého Brodu, dole pak tři záběry romantického úseku u Krasíkova

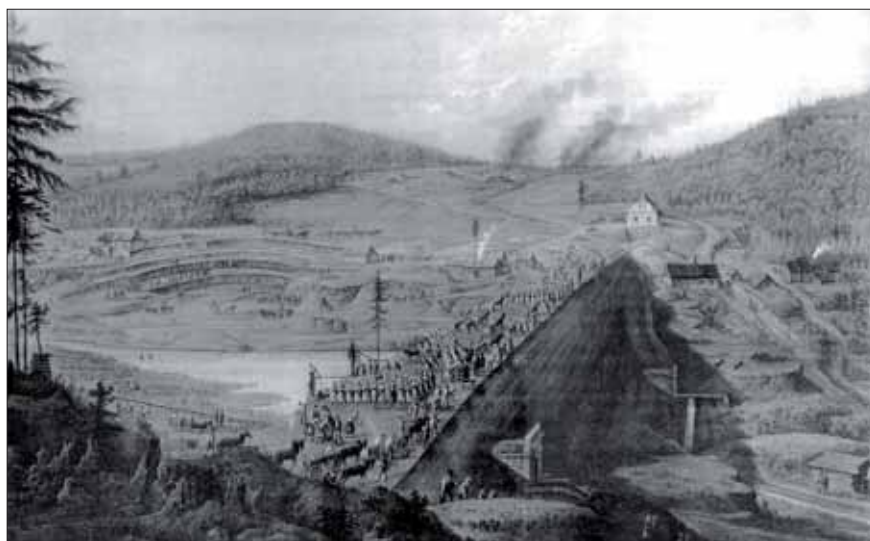
v Brně a v období 1849–1853 nasypali 19 metrů vysokou a bezmála 400 metrů dlouhou hráz Pilského rybníku jako nádrže pro stříbrné doly u Příbrami.

Podobně jako A. Lanna se věnovali také Kleinové více činností. O jejich zakladatelské účasti podniků na Kladně jsem už psal, uhlí však dolovali také na Rosicku a Ostravsku. Ve 40. letech koupili starší železárně ve Štěpánově a v Sobotíně a vybudovali z nich moderní hutní a strojírenský podnik, kde vyráběli kolejnice, mostní konstrukce a jednoduché stroje. Do Sobotína v Jeseníkách postavili také ze Zábřehu železnici, kterou záhy doplnili o trať z Lichkova do Šternberka a o další dráhu z Olomouce do Krnova a Opavy. Na počátku 70. let založili Kleinové, Schmolli a Gärtner závod pro zakládání mostů, který předvedl poprvé u nás použití kesonů při zakládání pilířů v řečišti. Nejprve to bylo při stavbě železničních mostů v Děčíně a Ústí nad Labem a poté v letech 1876–78 také na Palackého mostě v Praze. Pro charakteristiku naší domácí stavební scény do konce 60. let uvedena tři jména Lanna, Kleinové a Schebek vlastně postačí. Kromě nich tu byl již jen milánský stavitel silnic **Felice Tallachini**, který v neustálém soutěžení s Kleinovými přivedl koleje od Vídně na Moravu a pokračoval s nimi pak dále k Olomouci, ale i svitavským údolím do Blanska. Vybudoval také dráhu z Marcheggu do Bratislavy, ale koncem 40. let zmizel ze scény. Pro úplnost zmíním ještě bratry **Jakoba a Alberta Fleischmannovy** z Bruntálu, kde měli pronajatý pivovar. Ti na počátku 40. let vybudovali silnici od státní hranice s Pruskem přes Zlaté Hory do Bruntálu a k moravskoslezské hranici. Účastnili se soutěže na některé úseky dráhy z Olomouce do České Třebové, ale v soutěži s Kleinovými neuspěli. Nakonec se aspoň stali dodavateli štěrku pro celou dráhu. Žádná další významná podnikatelská osobnost se v oné době neprosadila. Rychlost výstavby drah také nebyla nijak závratná, v letech 1856–65 se postavilo v průměru ročně asi 70 kilometrů tratí.

Zdeněk Bauer



Most přes Jizeru u Rakous na dráze z Pardubic do Liberce stavěli ve druhé polovině 50. let bratři Kleinové s Lannou. Použili přitom tehdy oblíbené Schifckornovy nosníky s litinovými prvky (na obrázku vpravo). Po několika haváriích takových mostů se původní konstrukce nahrazovaly ocelovými, v tomto případě se spodním obloukem.



Stavba hráze Žofiina rybníku na Pilském potoce u Příbrami, kterou stavěli Kleinové. Hrází však prosakovala voda a po dvou měsících od napuštění se v červnu 1854 násep protrhl.

PAŽENÍ STAVEBNÍ JÁMY A DEFORMACE JEJÍHO OKOLÍ

Článek rozebírá možnost vyčíslit deformace kolem stavební jámy a na objektech s jámou sousedících. Prostředkem jsou numerické modely, rovinné (2D) i prostorové (2.5D, 3D). Na šesti řešených příkladech se ukazuje, že simulace zmíněných deformací je numerickými modely reálná. Navíc se ukazuje, že částí modelu může být i poměrně výstižný popis pažení různého typu. Takto rozšířený model pak umožňuje i rozbor statické funkce jednotlivých částí pažicí konstrukce a jejich vliv na deformace kolem jámy.

V praxi někdy nacházíme kolem stavební jámy nechtěné jevy, trhliny či deformace u jámy a na blízkých objektech. Vliv výkopu tak zasahuje i prostor vně jámy. V souvislosti s těmito problémy nás zajímají odpovědi na tyto otázky:

- Jak souvisí deformace vně jámy s její hloubkou a půdorysem?
- Jak souvisí tyto deformace s tuhostí pažení a kotvení?
- Jak souvisí s přitížením sousedním objektem, s jeho polohou vůči jámě nebo s jeho tuhostí?
- Jaké deformace můžeme čekat na sousedním objektu?

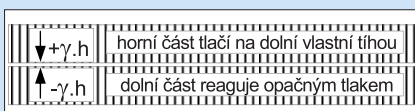
Obecné odpovědi na tyto otázky mnoho neřeknou:

- Větší jáma více ovlivní okolí.
- Čím tužší pažení, tím menší vliv jámy na okolí.
- Čím těžší a jámě blíže sousedící objekt, tím víc jej ovlivní výkop.
- Deformace na sousedním objektu, posuny a pootočení neodhadneme někdy ani co do znaménka.

Hledáme proto numerický model zobrazující jámu, pažení a oblast vně jámy. Takový model možná dá i nečekané výsledky a bude třeba rozhodovat, zda je v daném případě chybný model nebo náš předpojatý názor.

Deformace jámy a okolí lze vyložit ztrátou předpětí v podloží. V rostlém stavu je předpětí vlastní tíhou a tíhou staveb u jámy. Vůči rostlému stavu měříme deformace, takže nulové deformaci odpovídá nenulové napětí. Výkop vyjme z předpjetého tělesa jeho jistou vnitřní část, zbytek se přetváří směrem k volnému prostoru. Tlak na stěnách a dně jámy klesne na nulu. Změny kolem jámy tak souvisejí se ztrátou předpětí v podloží; změna tvaru souvisí se změnou napětí.

Účinek odstranění hmoty výkopku najdeme z původního napětí, myšleného jako dvě opačná zatížení, obr. 1. Například v rovině dna jámy již není tlak zdola vyvážen tlakem



Obr. 1: Napětí $\sigma_z = \gamma \cdot h$ jako dvě opačná zatížení

shora. Nevyváženými silami zatížíme hranici zbylého tělesa, takže stěny i dno jsou taženy, viz obr. 2. Řešením dostaneme hledanou deformaci, ale napětí jen z účinku vytěžení jámy. Je-li v původní napjatosti smyk, stěnu jámy zatížíme smykem opačným. Výsledné napětí v podloží je součet účinku vytěžení s výchozím napětím podloží. Na dně, stěnách a povrchu je tento součet nulový.

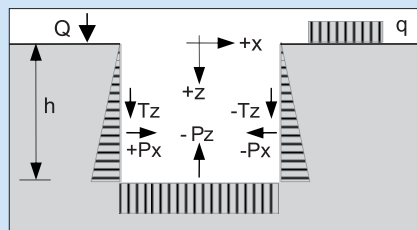
Popsaný postup předpokládá, že známe výchozí napjatost podloží, a používá princip superpozice. Podloží je proto třeba považovat za pružné prostředí. Oba předpoklady budou zřejmě splněny jen přibližně. Výchozí napjatost podloží můžeme hledat tímž modelem. Jde například o přitížení sousední stavbou. Výchozí napětí může být změněno minulou stavební činností, geologickou historií apod. Nelze jej ale změřit, nemáme žádný starší stav k porovnání. Zbývá jen výpočet z tíhy nebo odhad.

Nepažená jáma řešená 2D modelem

První příklad (na obr. 2) řeší nepaženou jámu 2D modelem, bez přitížení terénu a bez smyků ve výchozím stavu. Výkop je 6,4 m, šíře jámy 15,6 m. Model je výšky 17,5 m a šíře 35 m a řeší polovinu úlohy, rovina symetrie půlí jámu. Podloží E20 MPa, μ 0,40. Vybrané výsledky jsou interpretovány na obr. č. 3 až 6. Vodorovné posuny u hrany jámy jsou menší než na stěně, ta se posouvá do jámy a naklání „dozadu“. Ve dně a na hraně jámy směřují posuny w vzhůru. Max. pokles povrchu 5,4 mm je asi 12 m od jámy. Nulový pokles je asi 2,5 m od jámy. „Bílá“ oblast dělí podloží na části se zdvihem a s poklesem.

Nulový pokles je asi 2,5 m od jámy. „Bílá“ oblast dělí podloží na části se zdvihem a s poklesem.

Napětí σ_z má standardní průběh na krajích modelu. Od úrovně stěny se mění, tlak pod dnem klesá, na povrchu dna je nulový, viz obr. 5. Napětí σ_x klesá k nule na stěně jámy,

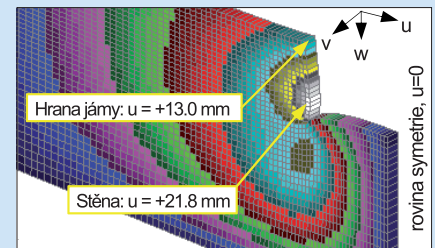


Obr. 2: Zatížení stěn vytěžením jámy

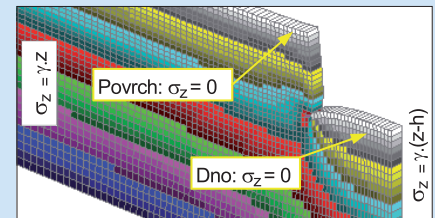
obr. 6. Lineární růst s hloubkou u okrajů modelu je násobkem napětí σ_z .

Jáma je bez pažení, předpokládáme dostatečnou pevnost podloží. Tíha výkopku je 1 MN na metr délky a půl šíře jámy. Řešíme polovinu symetrické jámy, bez přitížení povrchu při jámě a tím i bez smykových napětí ve výchozím stavu. Nalezené deformace mají své zvláštnosti, např. zdvih hrany jámy, „záklon“ stěny jámy. Tyto zajímavosti se objeví i ve 3D modelech.

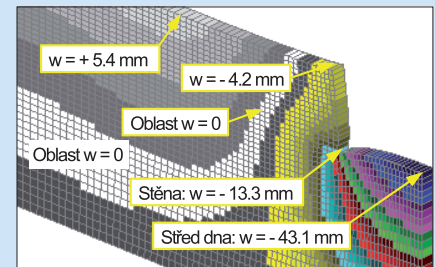
V literatuře najdeme jen 2D modely pažených jam, viz [1], [3], [4]. To tedy předpokládá, že žádná ze sledovaných veličin se nemění podél jámy. Může to být problém i tehdy, kdy sice jáma a podloží tuto podmínku splní, ale třeba místní přitížení ji poruší. Poruší ji i kotvy zobrazené osamělými pery atd. Model 3D tato omezení nemá a ukáže mj. i příznivé prostorové účinky tvaru jámy. Např. vzájemně kolmé stěny v koutech jámy působí jako rozpěry a vedou k menším deformacím. To ukáže další příklad.



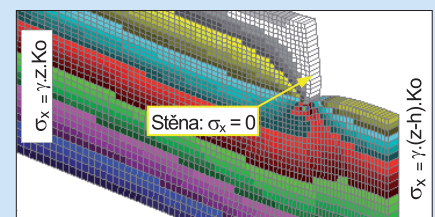
Obr. 3: Vodorovné posuny „u“ na 2D modelu jámy. Hloubka 6.4 m, šíře 15.6 m. Model 35 x 1 x 17.5 m



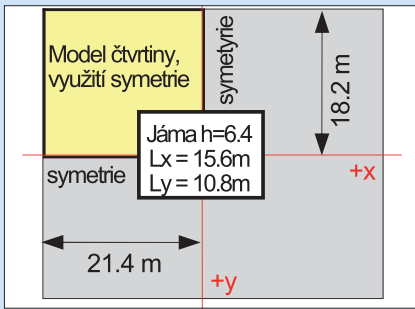
Obr. 5: Výsledné napětí σ_z na 2D modelu jámy



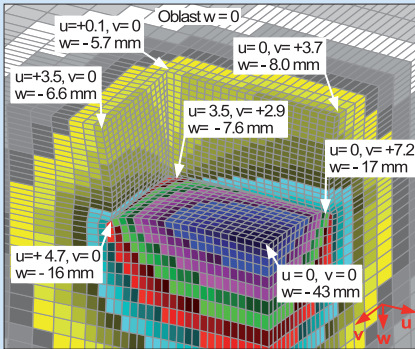
Obr. 4: Svislé posuny „w“ na 2D modelu výkopu. Hloubka 6.4 m, šíře 15.6 m. Model 35 x 1 x 17.5 m



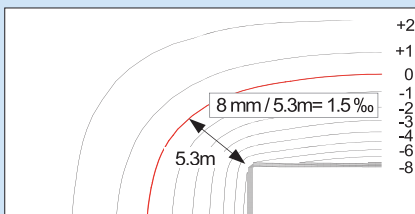
Obr. 6: Výsledné napětí σ_x na 2D modelu jámy



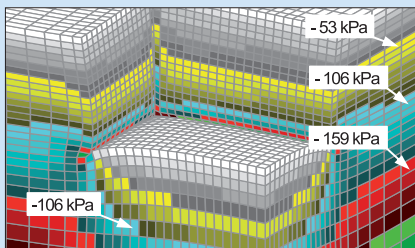
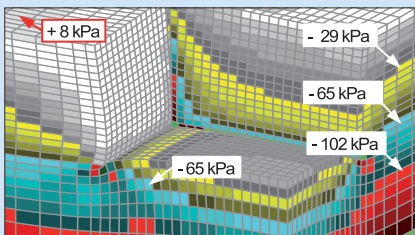
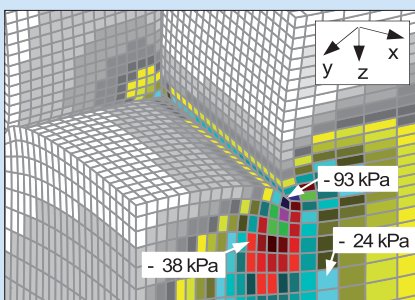
Obr. 7: Půdorys 3D modelu jámy 10.8×15.6×6.4



Obr. 8: 3D model nepažené jámy 10.8×15.6×6.4m velikost svislého posunu je barevně odlišena



Obr. 9: Vrstevnice kolem nepažené jámy (mm)

Obr. 10: Průběh napětí σ_z na 3D modelu nepažené jámy 10.8×15.6×6.4mObr. 11: Průběh napětí σ_x na 3D modelu nepažené jámy 10.8×15.6×6.4mObr. 12: Smykové napětí τ_{yz} v řezu středem delší stěny jámy

Nepažená jáma řešená 3D modelem

Hloubka a šíře jámy je stejná jako v předchozím 2D modelu, obr. 7. Půdorysná délka 15,6 m je rovna šířce jámy předešlého řešení. Tíha výkopku čtvrtiny jámy je 5,4 MN. Hodnoty deformací jsou na obr. 8 a 9.

Zdvih dna -43 mm, zdvih středu delší strany -8,0 mm, kratší strany -6,6 mm, v rohu -5,7 mm. Průhyb koruny 3,7 mm (v modelu 2D byl 13 mm), u dna 7,2 mm. Vrstevnice povrchu vně jámy ukazují zdvih okraje jámy a pokles zdvihu v pásmu asi 5,3 m při jámě. Obr. 10 ukazuje pokles svislého tlaku, na dně jámy je tlak nulový. Napětí je součet východního napětí (zde jen vlastní váha) s napětím z odstranění výkopku. Napětí σ_x na obr. 11 je nulové na kratší stěně jámy, kromě okrajů podél dna a v rohu u sousedící delší strany jámy. Na povrchu vně jámy je oblast tahů asi 8 kPa. Smykové napětí τ_{yz} na obr. 12 je největší ve styku svislé stěny jámy a dna jámy. Řešení nepažené jámy na obr. 7 až 12 ukazuje, že najít deformace jámy a okolí 3D modelem je relativně schůdné. Příklady řešily deformace nepažené jámy a tím zvýraznily jejich charakter bez vlivu pažení.

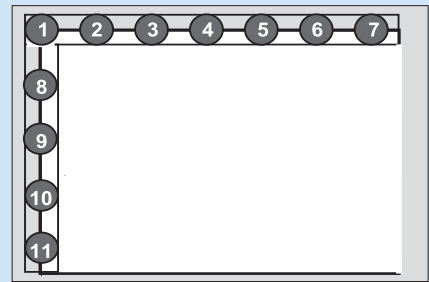
Jáma pažená pilotovou stěnou řešená 3D modelem

Model nyní „zapažíme“ pilotovou stěnou, viz obr. 13. Řešíme opět jen čtvrtinu půdorysu. Vedle deformací jámy dostaneme i osové síly a momenty v pilotách a rámu.

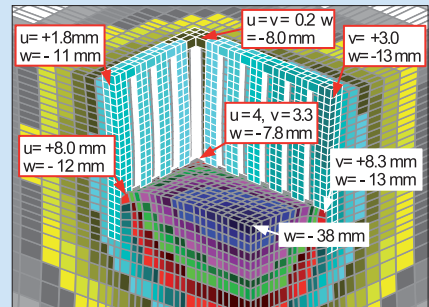
Svislé posuny (obr. 14) jsou proti nepažené jámě menší ve dně jámy, -38 mm proti -43 mm, a na obvodu dna, -13 mm proti -17 mm. Překvapí, že zdvih koruny pažené jámy je větší než u nepažené. Je to tím, že pilotová stěna je málo stlačitelná proti podloží. Proto je zdvih koruny a dna skoro stejný. Střed delší stěny má zdvih -12 mm a u dna -13 mm. Nepažená jáma má zdvih koruny -8 mm, ale u dna -17 mm. Stlačení nepažené stěny je tedy 9 mm, pažené jen 1 mm. Vodorovné posuny jsou nyní ve středech stěn v koruně 3,0 mm proti 3,7 mm a 1,8 mm proti 3,5 mm (delší a kratší stěna). Vrstevnice povrchu u jámy (obr. 15) ukazují strmější spád, 1,8 ‰ proti 1,5 ‰ při nepažené jámě. Také dosah je větší u jámy pažené, 7,3 m proti 5,3 m.

Účinky sousedících objektů řešené 3D modelem

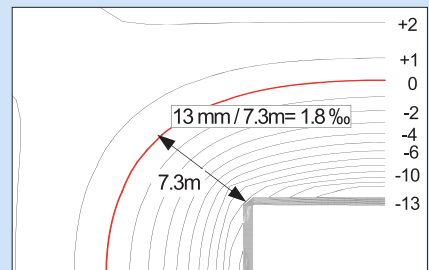
Je-li ve výchozím stavu povrch místně přitížen, výchozí napětí obsahuje i vliv přitížení. Stěna jámy je pak zatížena nejen napětím vodorovným, směřujícím do jámy, ale i smykovým, směřujícím dolů, viz obr. 16. Jako příklad uveďme jámu paženou záporami o rozteči 2 m, délky 10 m, obr. 17. Rozměry jámy jsou uvažovány jako dřívě. Hloubka 6,4 m, symetrický půdorys 10,8×15,6 m,



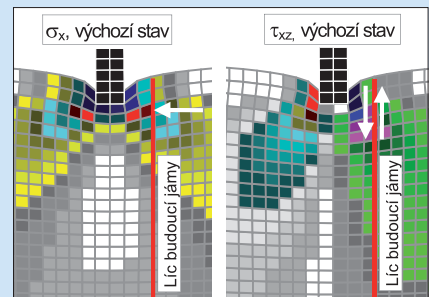
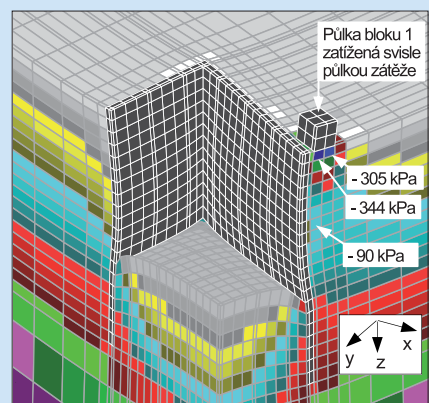
Obr. 13: Jáma 10.8×15.6, hl. 6.4, piloty Ø 75 po 1.20 m, dl. 9.0 m, rám 50×75 cm



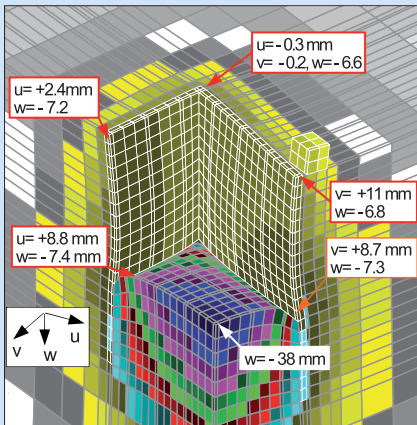
Obr. 14: Svislé deformace jámy pažené pilotovou stěnou s převázkou



Obr. 15: Vrstevnice kolem pažené jámy (mm)

Obr. 16: Napětí σ_x a τ_{yz} pod základovým pasem šíře 80cm, zatižení 200 kN/mObr. 17: Napětí σ_z , jáma pažená záporami IPE 34 dl. 10m, rozteč 2m.

v modelu jen čtvrtina. Zápor jsou v hlavách svázány žlb. převázkou (rámem) výšky a šířky 40 cm a sahají 3,6 m pod výkop.



Obr. 18: Svislé deformace jámy pažené záporovou stěnou s želez. převázkou

Ve středu delší strany je přitěžující blok 2×1×1 m zatížen svisle 2 MN. Líc bloku je 15 cm za rubem pažení.

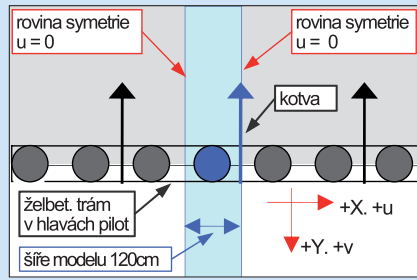
Model užitím symetrie řeší jen půlku bloku s půlkou svislé síly. Vidíme, že model zobrazí jednotlivě i každou záporu. Pažiny tl. 13 cm jsou zobrazeny jako plná deska v líci pažení. Kromě místa přitížení je napjatost podobná případu pilotového pažení na obr. 13. Půdorysné deformace odpovídají očekávání. Střed delší strany má v koruně vodorovný posun 11 mm proti 3 mm v pilotové stěně bez přitížení. Vyčíslíme-li tento posun bez přitížení, vyjde průhyb asi 3 mm, prakticky týž jako v pilotové stěně. Rozdíl 8 mm způsobuje zatížení blokem.

Střed kratší strany má posun 2,4 mm v koruně proti 1,8 mm v tužším pažení pilotami. Svislý posun pažení v místě bloku je -6,8 mm, tj. vzhůru (obr. 18).

V téměř místě pilotového pažení byl zdvih -13 mm (obr. 14). To je téměř dvojnásobek, vliv přitížení blokem je evidentní. Pootočení kolem osy x je v místě bloku asi -2,8 ‰, tj. blok se odvrací od jámy. V tomto místě povrchu je bez přitěžujícího bloku natočení -3,6 ‰. Přitížení zmenšilo natočení asi o 22 %. Orientace pootočení souvisí s odlehčením dna jámy tíhou výkopku asi 22 MN.

Příklad kotvené pilotové stěny řešené 2,5D modelem

Dosud byly použity jen 2D a 3D modely. Jáma a pažení lze také modelovat i tzv. 2,5D modelem, pokud lze využít symetrii pravidelného opakování. Pak řešíme jen jednu periodu, danou např. roztečí kotev a pažicích prvků. Tím se zmenší rozměr modelu ve směru opakování. Model je 3D, ale směrem opakování má jen málo prvků. Na rozdíl od 2D modelu pak není např. problém zobrazit kotvu jako osamělý prvek, a to jak v oblasti hlavy, tak v oblasti kořene. Ani 2,5D model neřekne nic např. o koutech nebo rozích jámy. Předpokládá se dlouhá jáma a podél ní periodické změny v zatížení či konstrukci na povrchu při jámě. Příkladem



Obr. 19: Jáma hl. 6,4 m, piloty Ø 75 po 1,2 m, dl. 9 m, trám 50×75 cm. Kotvy po 2,4 m

2,5D modelu je kotvená pilotová stěna dle obr. 19. Jáma je hloubky 6,4 m; šířka modelu obsahuje polovinu sekvence „2 piloty a kotva“. Model nahrazuje kotvu osamělou vnější silou. Kořeny kotev nejsou částí modelu.

Kořen kotvy lze nahradit např. zatížením úsečky a zjistit tak vliv na deformaci povrchu. Kotvy jsou napnuté na 400 kN, leží v rovině symetrie, a tak je model zatížen silou 200 kN. Deformace na obr. 20 vycházejí ze šíře jámy 24 m. Modeluje se půlka šíře, 12 m. Na hranici modelu v rovinách $y = \pm 12$ m je okrajová podmínka symetrie. Potom zdvih v ose dna je -81 mm, zdvih převázky -29 mm a její zatlačení -15 mm.

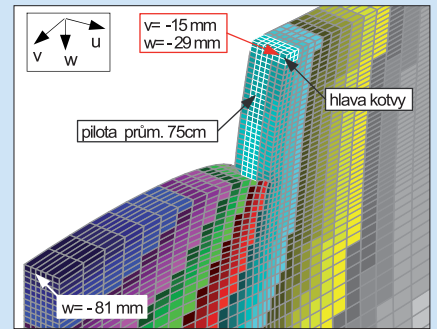
Obr. 21 ukazuje, že nulový posun směrem do jámy je poblíž dna a největší posun asi 11 mm až v hloubce asi 14 m, tj. 7,6 m pod výkopem a 5 m pod patami pilot. Svislé napětí na obr. 22 je podobné jako na obr. 5, 10 a 17, napětí σ_z přecházejí z vyšší na nižší hladiny uvnitř jámy. Tlaky σ_x na obr. 23 jsou ovlivněny kotevní silou, takže jsou nenulové již v koruně pažení. Při dně jámy se tlaky koncentrují, tlak v podloží je tu největší. Rozdíl zdvihu koruny proti okraji modelu je 24 mm. Vyčíslit ohybové momenty v pilotě lze například z křivosti násobené tuhostí EJ průřezu piloty. Obr. 24 ukazuje průběh ohybových momentů a normální síly podél piloty. Tlak v pilotě je největší při dně jámy.

Založení jeřábu při záporové stěně

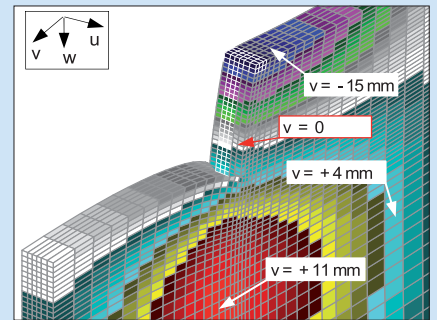
Závěrem uvedeme příklad 3D modelu pro posudek kotvené záporové stěny, za níž je v bezprostřední blízkosti umístěn při povrchu základ pro jeřáb. Tvoří jej 4 patky 1,2×1,2×1 m na čtverci 4,5×4,5 m, monoliticky svázané trámy průřezu 50×50 cm. Patky jsou na pilotách prům. 88 cm a délky 14 m. Jáma je hluboká 15 m, kotvená v 5 úrovních. Model najde deformace a namáhání základu (pilot, trámů, patek jeřábu) a přírůstek zátěže kotev a zápor z účinků jeřábu. Řešena je půlka symetrické sestavy (obr. 25).

Shrnutí

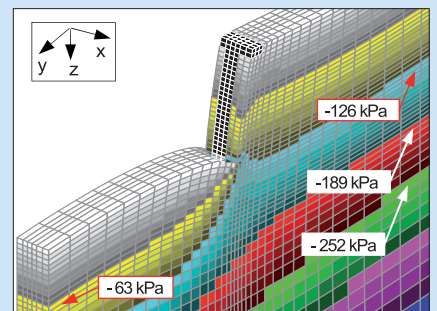
Zdá se, že numerické modely, ať již 2D, 2,5D nebo 3D, jsou schopny problematiku deformací jam a okolí přiměřeně zobrazovat. Ukaže se velký vliv tíhy výkopku. Modelovým projevem jeho odstranění je vypuklé dno a zdvih koruny pažení, resp. obvodové hrany



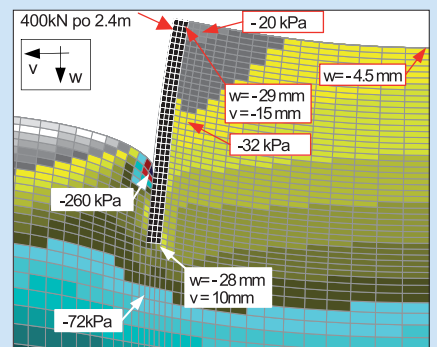
Obr. 20: Svislé deformace jámy pažené kotvenou pilotovou stěnou



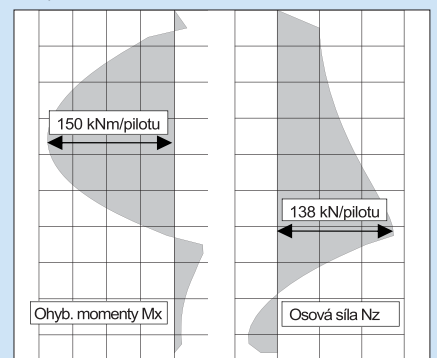
Obr. 21: Vodorovné deformace jámy pažené kotvenou pilotovou stěnou



Obr. 22: Svislé napětí σ_z jámy pažené kotvenou pilotovou stěnou



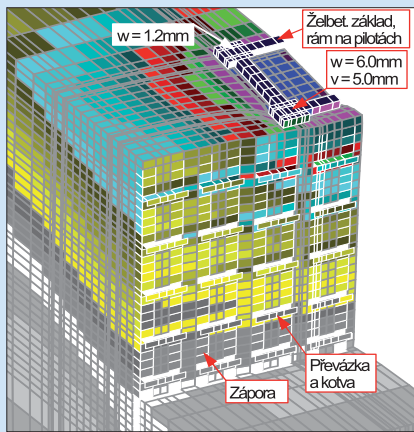
Obr. 23: Vodorovné napětí σ_x jámy pažené kotvenou pilotovou stěnou



Obr. 24: Ohybové momenty M_x , M_y a osová síla N_z podél pažicí piloty z obrázku 19

jámy. V příkladech bylo podloží homogenní, s neměnnou tuhostí $E_{def} = 20 \text{ MPa}$. Obvykle ale tuhost podloží roste s hloubkou a pak bude zdvih pažení menší. Zmenší ho i šikmé předpjaté kotvy. Ale i tak je zdvih oblasti kolem jámy jako odezva na odebrání výkopu srovnatelný s bočními tlaky, které jsou v běžných výpočtech brány jako jediné zatížení. Běžné modely s odlehčením dna nepočítají. Ukazuje se také, že model zaměřený na deformace kolem jámy může zahrnout i přiměřeně výstižný popis pažení. Pak je výhodnější rozpracovat širší model pažení a část výsledků pak budou i deformace kolem jámy.

Srovnáním geometrické dimenze modelu vyjdou najevo výhody i nevýhody modelů 3D proti 2D. Modelem 3D můžeme např. postihnout příznivý prostorový účinek ve stěnách nebo koutech jámy. Modely 3D jsou ale velmi náročné na paměť počítače, výpočet řeší až sto tisíc rovnic rovnováhy a trvá až půl hodiny. Článek uvádí i modely 2,5D, které využívají periodicitu v jednom směru a jsou méně náročné na paměť než 3D modely, jsou ale obecnější než modely 2D. Modelování konečnými prvky přináší jednodušší pohled na různé typy konstrukcí. Mízí rozdíl mezi statickými pojmy deska, stěna, pilota atd. Pozornost se soustřeďuje na výběr modelované oblasti, její velikost a okrajové podmínky, na zjednodušení modelovaného tvaru a materiálových vlastností. Geotechnické konstrukce ovšem přinášejí mj. problémy s číselným vyjádřením vstupních vlastností podloží.



Obr. 25: 3D model založení jeřábu u záporové stěny kotvené v 5 úrovních, vodor. posuny

K výpočtům posloužil program Full3D, který je součástí jazyka Texcalc2008, jehož jsem autorem. Jazyk je interpret pracující v pozadí textového editoru, např. s textem právě editovaným. Je mj. zaměřen i na operace s maticemi. Textové i grafické prostředí dává uživateli editor Word. Grafika je interaktivní, s volbou řezů a pohledů na hledané veličiny (6 složek napětí a deformací). Konečný prvek je kvádř s 24 parametry deformace. Matice tuhosti prvku se počítá 8bodovou integrací. Program se používá také v modelech hlubokých základů a jiných geotechnických konstrukcí.

Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.
hurych@fgc.cz

Literatura:

- [1] Barták, J. – Bucek, M. – Kazda, I.: Metoda konečných prvků v geotechnice, skripta ČVUT Praha, 1976.
- [2] Hurych, P.: Visuté záporové pažení a jeho výpočetní modely, časopis Zakládání č. 1, 2005.
- [3] Pruška, P.: Modelování pažicích konstrukcí pomocí MKP, sborník 38. konference Zakládání staveb, Brno, 2010.
- [4] Šejnoha, M. – Vilhan, M.: Aplikace konečných prvků při analýze pažicích konstrukcí, Geotechnika, č. 3 a 4, 2004.

Poznámky k literatuře:

- [1] je jedna z prvních podrobných prací, obsahuje i řešené příklady;
- [2] je rozbor realizovaného pažení metodou závislých tlaků a 3D modelem MKP;
- [3] je jen stručnou replikou práce [4];
- [4] Autoři tvrdí, že mezi pažení a podloží je nutno vložit kontaktní prvky umožňující pokluz mezi pažením a podložím. Argumentují, že jinak je pažení „přitahováno“ podložím a deformace ani momenty v pažení nevypadají reálně. Určit parametry kontaktů uznávají za velmi obtížné. Téměř doslova stejně uvažuje i autor [3]. Námitka je, že stěna jámy se i bez pažení „zakloní“, což je účinek nadlehčení v rovině dna. Pak ovšem „přitahování“ pažení podložím je jen klam vzniklý z nezvyklé deformace jámy jako celku, o níž málo víme a obvykle ji neuvažujeme.

Realizace staveb

stavební materiály • výrobky • technologie • konstrukce

informace
JAGA pro profesionály

Z obsahu:

Aktuality • Stavební trh • Zakázky • Ekonomika • Profil • Téma • Materiály a výrobky • Konstrukce a prvky • Technologie • Poruchy a opravy • TZB • Stavební technika • Rekonstrukce a sanace • Realizace • Stavební technika • Zelená úsporám • Normy • Akademie

Předplatné:

A.L.L. production, s. r. o., P. O. Box 732, 111 21 Praha 1
tel.: 840 30 60 90, fax: 234 092 813
e-mail: rs@predplatne.cz, www.casopisrs.cz



VÝPLŇOVÉ SMĚSI PŘI RAŽBÁCH TECHNOLOGIÍ TBM-EPB

Tento článek popisuje používání výplňových směsí, především dvoukomponentní výplňové směsi (DKV), pro injektáž mezikruží při ražbě technologií TBM-EPB (Tunnel Boring Machine – Earth Pressure Balanced Shield), tedy razičím štítem s vyrovnáváním tlaku na čelbě pomocí rozpojené zeminy. Pomocí TBM-EPB je prováděna také ražba nového úseku metra V.A v Praze. Tento tunel je osazován segmentovým prstencovým ostěním. Výplň mezikružního prostoru vzniklého mezi segmenty ostění a výrubem je klíčovým procesem při ražbě v režimu EPB. Jedním z hlavních účelů výplně mezikruží je zajištění rovnoměrného kontaktu mezi vnější stranou segmentového ostění a zeminou. Mezikružní výplň působí proti geostatickému tlaku nadloží a tím umožňuje výrazné snížení poklesu tunelového nadloží a stabilizuje prstence segmentového ostění při postupu štítu. Článek popisuje funkce výplňových směsí a od nich se odvíjející vlastnosti a složení.

Úvod

Pro stavbu nového úseku V.A pražského metra mezi stávající stanicí Dejvická a tunelem pro obrátové koleje budoucí stanice Motol je plánováno nasazení tzv. zeminových razičích štítů TBM-EPB (Tunnel Boring Machine – Earth Pressure Balanced Shield). Ačkoliv ražba technikou TBM-EPB začíná při ražbě pražského metra premiéru v České republice, má v zahraničí, zejména v Japonsku, více než dvacetiletou tradici.

Tato technika ražby je popsána v článku Ing. D. Cyroně a kol. v předchozím čísle tohoto časopisu [4]. Ražba tunelu nového úseku metra bude vedena velmi komplikovaným a proměnlivým geologickým prostředím. Použitý razičí štít TBM je proto možné používat ve dvou režimech. Jednak v tzv. uzavřeném modu s plnou podporou čela (EPB), který je vhodný při ražbě nestabilním horninovým prostředím nepevných hornin charakteru zemin. Při tomto uzavřeném modu je odtěžovací komora celá vyplněna rubaninou, což dovoluje vytvářet spolehlivě protitlak k tlakům okolního prostředí a tím eliminovat rozvolňování v okolí výrubu. Ražba při uzavřeném modu je dražší a pomalejší [11]. Současně se počítá s možností úpravy razičího štítu do tzv. otevřeného modu s částečnou podporou čela nebo modu bez podpory čela, které jsou vhodnější pro nasazení v pevných stabilních skalních horninách a umožňují rychlejší postup těžby. Při tomto otevřeném modu vyplňuje rubanina pouze část odtěžovací komory.

Typy razičích štítů TBM

Pro ražbu v nejméně stabilním horninovém prostředí, tj. v prostředí poloskalních hornin a zemin, se používají zvláště upravené štíty, které pomocí zprostředkujícího média stabilizují čelo výrubu a zabraňují vnikání vody do prostoru štítu. Jejich společným znakem je dokonalé uzavření prostoru čelby, kde dochází k rozpojování horniny razičí hlavou. Oddělení tohoto prostoru je provedeno tak, aby bylo zamezeno únikům zprostředkujícího média (vzduchu, bentonitové suspenze nebo lubrikované zeminy). Podle zprostředkujícího

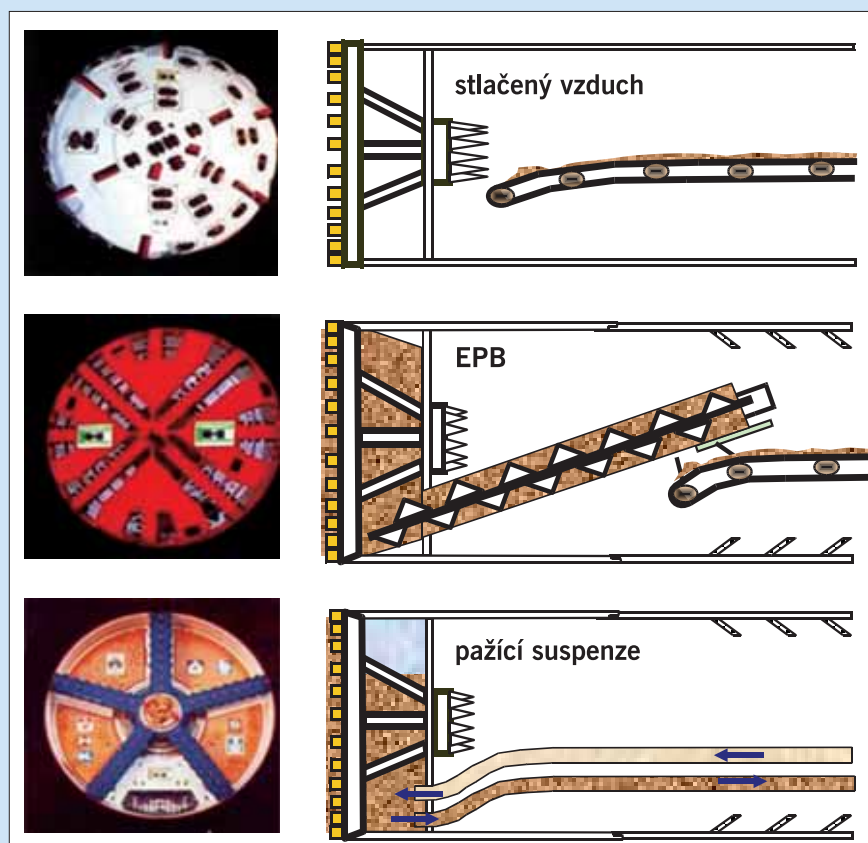
média se štíty s tlakovou kontrolou na čelbě dělí na tyto typy: pneumatický štít (APB – Air Pressure Balance), štít s pažicí kapalinou, obvykle bentonitovou suspenzí (SPB – Slurry Pressure Balance) a zeminový štít (EPB – Earth Pressure Balance) [1]. Jednotlivé typy štítů jsou schematicky znázorněny na obr. 1.

Nejčastěji (z 80–90 %) používaným typem plnoprofilových štítů s tlakovou kontrolou na čelbě je typ EPB. Zeminový štít se používá v prostředí tlačivých nestabilních hornin s nízkou filtrací podzemní vody. Princip tohoto typu štítu spočívá v tom, že přepážkou oddělená komora na čele štítu s razičí hlavou je trvale vyplněna lubrifikačnou rozpojenou zeminou, která svým tlakem vyrovnává tlak horninového masivu před čelbou. Tlak rozpojené zeminy v komoře je monitorován a regulován průběžným, přesně

řízeným odběrem šnekovým dopravníkem. Při přesně řízeném odběru prodlouženým šnekovým dopravníkem se tímto typem štítu dosahuje vynikajících výsledků v eliminaci deformací při tunelování pod nízkým nadložím a zástavbou [1].

V praxi se často v důsledku proměnlivé geologie v trase tunelu používají kombinované typy plnoprofilových štítů, které mohou pracovat jak v režimu tlakové kontroly čelby, tak i bez ní. Mezi nejběžnější kombinace patří: štít s nepodepřenou čelbou + zeminový štít, štít s nepodepřenou čelbou + bentonitový štít, bentonitový + zeminový štít, pneumatický + zeminový štít.

Při nasazení kombinovaného štítu je stroj schopný pracovat v režimu zeminového štítu (EPB) i v režimu pneumatického štítu (APB), který byl použit při ražbě silničního tunelu ART z londýnského letiště Heathrow [7].



Obr. 1: Razičí štíty TBM podle typu média kontrolujícího tlak na čelbě

Zatímco štít na principu APB byl v prostředí londýnských jííl opakovaně použit již dříve, k použití EPB bylo přistoupeno kvůli rizikům možné deprese šterkové nadloží až do prostoru profilu tunelu. Sedání nadloží tunelu bylo přímo kontrolováno volbou následujících tlaků: 1. tlak zeminy či vzduchu na čelbě, 2. tlak na plášti, 3. tlak injektované výplňové směsi vnějšího líce segmentů.

Babendererde 1991 [2] srovnává ve své studii použití dvou typů štítů pro ražbu v nebezpečných horninách, a to štítu s pažicí kapalinou (SPB) a zeminového štítu (EPB). Autor porovnává obě metody ze dvou hlavních hledisek: 1. spolehlivosti pažení zeminy během těžby na čelbě, 2. udržení stability zeminy obklopující zadní část štítu při usazování segmentů ostění. Jako příklad je zde uvedena stavba linky berlínského metra, která byla zahájena pomocí SPB. Zatímco v dřívější etapě byl tento typ štítu úspěšně nasazen v prostředí kvartérních písků, po postupu do netřídných glaciálních sedimentů, tedy hrubě kamenitých jííl obsahujících velké balvany a čočky písku, začal mít štít problémy. Jak autor uvádí, ze štítu, který pronikal lehce písky, se najednou stal „tvrdohlavý mezek“.

Tento příklad potvrzuje, že neexistuje univerzální razicí metoda pro nebezpečné horniny a zeminy; výběr štítu a jeho součástí musí být přizpůsoben specifickým geologickým podmínkám. Úspěšně zvolená metoda ražby by měla zabránit poškození nadvýlomy nebo ztrátami a uvolněním zeminového masivu, kterým štít prochází. Přílišné poklesy nadloží poukazují na nevhodně zvolenou metodu ražby.

Štíty SPB používají jako zprostředkující médium suspenzi s povahou Binghamovy kapaliny, v Evropě se zpravidla používá bentonitová, v Japonsku suspenze s přírodním jílem. Pažicí suspenze vytváří na povrchu čelby nepropustnou vrstvu a přenáší tlak zprostředkujícího média na okolní zeminu.

Štíty EPB využívají jako médium vyrubanou zeminu. Tato zemina, a to i v případě přítoku podzemní vody, má charakter ideální kapaliny s vysokou viskozitou. Pokud není přítok vody dostatečný nebo pokud zemina tvoří médium neobsahuje dostatek velmi jemných částic, je přiváděna jílová suspenze či voda do komory před razícím štítem tak, aby bylo zajištěno zprostředkování tlaku [2]. Lopatky umístěné na kole štítu promíchávají vytěžený materiál s přidávanou suspenzí v homogenní masu.

Funkce výplňových směsí při ražbě TBM-EPB

Průměry razicích štítů jsou vždy větší než vnější průměr segmentů skládaného ostění.

Podle zkušeností v zahraničí [7] při využití technologie TBM-EPB se průměrná tloušťka volného prostoru mezikruží pohybuje mezi 160 a 370 mm, což odpovídá cca 3 až 16 % vnitřního průměru tunelu. V případě nového pražského metra se předpokládá průměrná tloušťka mezikruží okolo 130 mm [4]. Takto vzniklý prostor mezi segmentovým ostěním a nebezpečným horninovým prostředím je nutné vyplnit jednak za účelem zmonolitnění prstence, jednak kvůli dosažení jeho rovnoměrného zatížení (interakcí výplně a horninového prostředí).

Hlavní funkce výplňových směsí přehledně uvádí Shirlaw et. al (2004) [10]:

- 1. Zajištění rovnoměrného styku mezi ostěním a horninovým prostředím.** Horninové nadloží působí jednak jako zátěž na ostění tunelu a jednak brání distorzi (pokroucení). Souvislá soudržná výplň zabraňuje nerovnoměrnému zatížení segmentů ostění.
- 2. Redukce sedání v tunelovém nadloží.** Pokud není prostor v mezikruží zainjektován, dochází k jeho zaplnění zeminou, což má za následek sedání v nadloží. Běžně tvoří tloušťka prostoru v mezikruží cca 3–16 % vnitřního průměru. Poklesy v případě neefektivní výplně mohou být tedy poměrně významné.
- 3. Udržování segmentů skládaného ostění na místě při postupu ražby.** Ražba pomocí TBM v nesoudržných zeminách je obvykle doprovázena otřesy přenášenými na usazené ostění. Pokud jsou segmenty ostění obklopeny kapalinou směsí, může dojít k nadnášení vztlakovými silami. To může vést k vytvoření stupňovitosti na spojích jednotlivých prstenců, vzniku klínových zářezů na radiálních spojích a k jiným poškozením ostění.
- 4. Schopnost posledních segmentů ostění odolat tlaku zadních pístů razicího štítu,** který je na ně přenášen při postupu štítu.
- 5. Snížení pravděpodobnosti průsaků** a pronikání jemných částic tam, kde těsnicí manžety pozbyly na účinnosti v důsledku poškození nebo stupňovitosti mezi jednotlivými segmenty.

Výplňové směsi lze rozdělit podle složení na dvě základní skupiny [9]:

- 1. Jednosložkové výplňové malty** obsahující inertní plnivo, cement, vodu a přísady upravující tuhnutí.
- 2. Dvoukomponentní výplňové směsi** s přechodnou gelací se dvěma hlavními složkami: – složkou A obsahující cement, vodu a přísady upravující plasticitu a tuhnutí, – gelovací složkou B, obsahující zpravidla křemičitan sodný ve formě sodného vodního skla.

Vývoj v používání dvoukomponentních výplňových směsí

Historie použití dvoukomponentních výplňových směsí sahá do počátku 80. let, kdy byla klasická výplň za segmentovým ostěním při stavbě metra v Osace nahrazena novou dvoukomponentní směsí. Dříve bvaly často používány při ražbě pomocí TBM-EPB jako výplň klasické jednosložkové malty s plnivem, které zůstávaly tekuté po dobu několika hodin.

To mělo za následek vážná poškození segmentových prstenců při pohybu razicího štítu. Při průchodu tunelu citlivým prostředím plastických jííl docházelo k poklesům nadloží o 50–100 mm. Tyto okolnosti podnítily vývoj nových dvoukomponentních směsí, které zajišťují bezprostřední stabilizaci segmentového ostění při postupu štítu.

Používání dvoukomponentní výplňové směsi, ve světě známé pod zkratkou TAC, převážilo v Japonsku a postupně i ve světě nad používáním do té doby konvenčních výplňových malt díky svým výhodám, které lze charakterizovat takto: [6]:

1. efektivnější postup ražby tunelů, neboť nedochází k zanášení potrubí;
2. rychlejší a stejnoměrná podpora tunelového ostění,
3. poklesy v rozsahu 0–15 mm.

V Evropě byl tento typ výplňové směsi vyvinut v Nizozemí pod názvem ETAC a poprvé použit při ražbě železničního tunelu Botlek v Rotterdamu s použitím štítu EPB [5].

Hlavní výhodou dvoukomponentní výplňové směsi (DKV) je její dlouhodobá zpracovatelnost a přesná kontrola nastavení času gelace a tuhnutí v místě výplně, což umožňuje snadnou dopravu potrubím na velké vzdálenosti, plynulou injektáž současně s postupem štítu a téměř okamžitou stabilizaci horninového prostředí okolo skládaného ostění a tím i zamezení poklesů povrchu. Injektáž volných prostor touto směsí je rychlejší a rovnoměrnější. Nevýhodou může být objemová nestabilita hmoty DKV s vysokým vodním součinitelem, způsobená uvolněním vázané vody pod vlivem zatížení. Tento aspekt je nutné brát v potaz s ohledem na hydrologické a geologické poměry v místě ražby.

Srovnáváním různých typů výplňových směsí, především klasických malt s plnivem vs. dvoukomponentních výplňových směsí, se zabývá několik studií. Jednou z nich je studie Feddema et al. (2001), porovnávající výhody použití dvoukomponentní směsi ETAC oproti klasickým maltám. Chování obou typů směsí bylo porovnáno z různých hledisek. Z hlediska rychlosti postupu ražby tunelu v Rotterdamu se jeví jako zdnalivější výhodnější použití výplňové malty s denní produkcí 6,5 prstence oproti 6 prstence s použitím ETAC.

Nicméně v této analýze nebyly zahrnuty prostroje způsobené použitím malty. Při použití malty BTC-Botlek činily prostroje 26 % ve srovnání s 15 % výplňové dvoukomponentní směsi ETAC.

Autor studie konstatuje, že proces ražby tunelu s použitím ETAC byl méně náchylný k přerušením prací, a tudíž vede k vyšší produktivitě ve srovnání s maltou. Tato analýza, učiněná po zkušenostech ražby prvního tunelu, vedla k rozhodnutí, že druhá trouba tunelu bude ražena výhradně s použitím dvoukomponentní výplně ETAC.

Vlastnosti dvoukomponentních výplňových směsí

Současná technologie TBM-EPB je schopná poskytnout poměrně rychlý postup ražby tunelů, což klade zvýšené nároky právě na výplňové směsi. Jak uvádí Shirlaw et al. (2004) [10], dosahuje rychlost ražby běžně 15–35 m za den. Celkový čas cyklu instalace jednoho segmentu trvá 1 hodinu i méně. Od harmonogramu postupu ražby se odvíjí i vlastnosti výplňových směsí. Správný výběr jednotlivých komponent a jejich poměr zaručuje správné rozfázování, dobu, po kterou je možné udržet jednotlivé komponenty stabilní, čas gelace po smíchání komponent, dobu, po kterou je nutné udržet směs plastickou, počátek tuhnutí a jeho vývoj.

Tyto vlastnosti je třeba přizpůsobit specifickým podmínkám každé stavby. Specifickými podmínkami se rozumí především rychlost postupu ražby, parametry tunelu (světlost tunelu, rozměry segmentů), mocnost nadloží a povaha horninového prostředí, prostorové uspořádání technologické linky od míchacího centra až po trysky v zadní části razicího štítu, prostorový průběh ražené trasy atd.

Z hlediska stability horninového prostředí byly podle výsledků testů ve studii [5] na železničním tunelu Botlek v Rotterdamu vislé a vodorovné deformace zemin výrazně nižší v místech použití směsi ETAC. Autoři studie usuzují, že je za tento jev odpovědné odlišné chování směsi ETAC, která vytvoří plastickou jílovitou hmotu během 15 vteřin po injektáži. Poté postupně tuhne až dosáhne pevnosti až 250 kPa po jedné hodině, což je hodnota, kdy odolná torzním pohybům. Při srovnání údajů z literatury se ukázalo, že v prostředí nesoudržných písčítých zemin byla absolutní deformace 1,5krát nižší tam, kde byla použita směs ETAC. Během stavby druhé trouby tunelu došlo k poklesům v rozsahu 10–20 mm.

Typický průběh konsolidace dvoukomponentní směsi v různých fázích od výroby až po místo injektáže za razicím štítem je znázorněn na obr. 2. Tento systém sestává ze složky A a směsi B (vodní sklo). Po smíchání obou složek dostává čerstvá směs polotekutý charakter (plastický stav) po několika sekundách a tuto konzistenci si udržuje po dobu asi poloviny hodiny. Potom začíná tuhnout, dosahuje pevnosti 0,05–0,1 MPa po jedné hodině. Po jednom dni dosahuje pevnosti 0,5 MPa, po 28 dnech 2,5 MPa.

Talmon a Bezuijen 2005 [12] ve své studii uvádí, že příliš dlouhá doba tuhnutí a konsolidace mají za následek vznik vztlakové síly působící na segmentové ostění v určité délce za štítem. Tyto síly vznikají proto, že průměrná objemová hmotnost ostění a vzduchu vyplňujících tunel je nižší než objemová hmotnost výplňové směsi [12]. Studie se zbývá vlivem objemové hmotnosti, počáteční meze kluzu, konsolidačními vlastnostmi a tuhnutím směsi na zatížení ostění. Objemová hmotnost

výplňových směsí se pohybuje zpravidla v intervalu 1,0–2,2 kg/dm³. Objemová hmotnost jednotkové délky tunelu v průřezu ostěním a vzduchem tunelu je obvykle okolo 0,4 kg/dm³. To znamená, že na tunel působí vztlakové síly, což může vést ke zvedání segmentů uvolněných z razicího štítu.

Změny meze kluzu vedou ke změnám distribuce tlaku za ostěním. Pokud je učiněn předpoklad, že střížná síla mezi tunelovým ostěním a horninovým prostředím je nízká a že výplňová směs určuje distribuci tlaku, vztah mezi meze kluzu a maximální vztlakovou silou, který může být kompenzován výplňovou směsí, může být vyjádřen následujícím vztahem (Bezuijen et al. 2004):

$$F = \tau_y \frac{D^2}{s}$$

kde F je maximální síla na metr tunelového ostění, která může být kompenzována mezi kluzu (yield stress) ve výplňové směsi, τ_y pevnost ve stříhu výplňové směsi, D je průměr tunelu a s je šířka prázdného prostoru za vnějším lícem ostění. Vztlaková síla K působící na metr tunelového ostění může být vyjádřena vztahem:

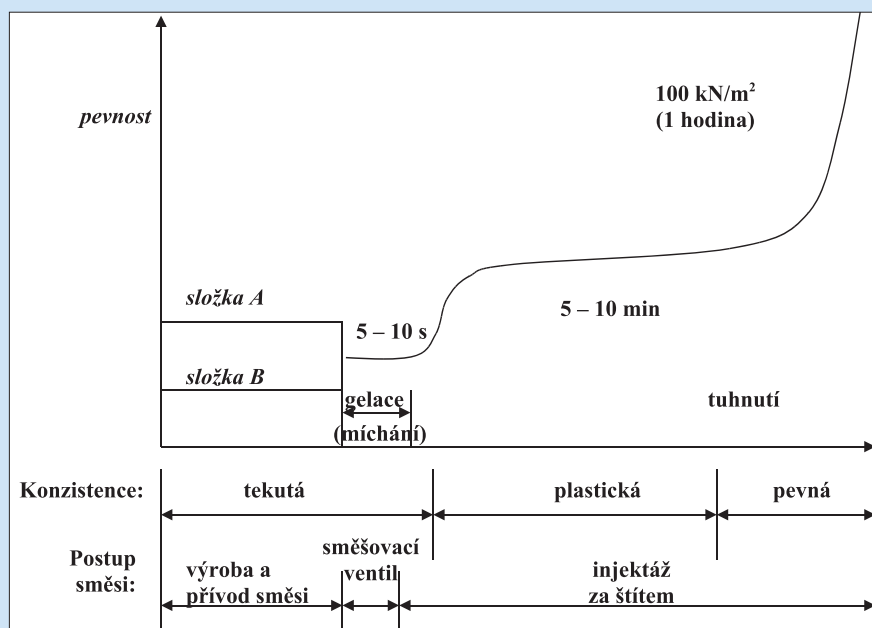
$$K = \frac{\pi}{4} D^2 (\rho_g - \rho_t) g$$

kde ρ_g je objemová hmotnost výplňové směsi, ρ_t je průměrná objemová hmotnost tunelu (ostění a vzduch) a g je gravitační zrychlení. Rovnováhy průřezu tunelem může být dosaženo, když je splněna podmínka $F \geq K$. To je dosaženo, když platí:

$$\tau_y \geq \frac{\pi}{4} s (\rho_g - \rho_t) g$$

Tento vztah ukazuje, že stability průřezové sekce tunelu může být dosaženo použitím výplňové směsi s vysokou meze kluzu, nízkou objemovou hmotností nebo zvýšením hmotnosti jednotkové délky tunelu.

Příkladem použití DKV analogické té, která je používána při prodloužení trasy V.A pražského metra, je ražba teplovodního tunelu v Kodani [8]. Směs se skládá opět ze složky A (cement, bentonit, voda, stabilizátor) a složky B (sodné vodní sklo). Tato, jak autoři uvádějí, inovativní výplňová směs byla použita pro výplň mezikruží 150 mm mezi vnější stranou segmentového ostění a pís-kovcem a je charakterizována krátkou dobou gelace a počátkem tuhnutí. Použití této směsi zajišťovalo rychlou stabilizaci ostění tunelu, zabraňovalo vynášení jednotlivých prstenců a jejich sedání následkem zatížení pohybů nákladních vozů a zabraňovalo také střížným pohybům mezi jednotlivými segmenty. U výplňových směsí, které získávají své krátkodobé pevnosti konsolidací [12]



Obr. 2: Vlastnosti TAC dle Hashimoto et al. [6]

Metro Singapur	Jednotky	C703	C705	C708	C710
Cement	kg	200	200	215	240
Bentonit	kg	21	21	24	21
Stabilizátor	kg	1,2	1,0	1,0	1,2
Voda	l	847	857	850	829
Vodní sklo sodné (urychlovač)	l	80	70	70	85

Metro Praha / návrh fy BASF	Specifikace	Jednotky	B05	B1
Cement	CEM II B-M 42,5 N	kg	350	450
Bentonit	S 130 Envigeo	kg	40	40
Plastifikátor	Liquol BV 18	kg	3,5	6,75
Stabilizátor	Delvo Stabilisator 10			4,5
Voda		kg	816	782
Vodní sklo sodné (urychlovač)	MEYCO SA411	kg	110,25	128,25

Metro Praha / návrh fy MAPEI	Specifikace	Jednotky	M05	M1
Cement	CEM II B-M 42,5 N	kg	280	320
Bentonit	S 130 Envigeo	kg	35	35
Plastifikátor + stabilizátor	Mapequick CBS1	kg	6	6
Voda		l	820	810
Vodní sklo sodné (urychlovač)	Mapequick var. a) CBS 2 var. b) CBS 3	kg	85	85

Tab. 1: Srovnání složení DKV použitých při stavbě metra v Singapuru

dochází ke ztrátě kapaliny. Související pokles porozity a vzájemný tlak mezi částicemi vede k vytvoření vrstvy konsolidované výplně, jejíž pevnost narůstá směrem z horninového prostředí k ostění. Ke konsolidaci, která je podmíněná dostatečnou propustností horninového prostředí, např. v pískovcích s nízkou propustností v řádu 10^{-6} m/s nedocházelo.

Dalším příkladem použití dvoukomponentní výplňové směsi (DKV) je stavba metra v Singapuru. Na této stavbě se podílelo šest

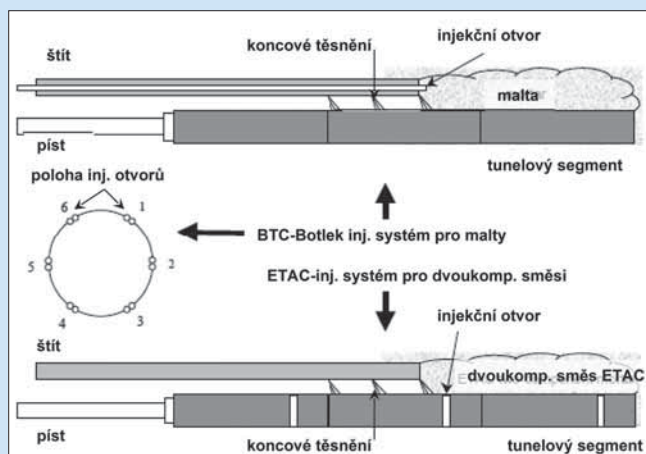
dodavatelů s vlastními technologiemi, přičemž čtyři použili urychlené výplňové směsi složené z cementu (tab. 1), vody a křemičitanu sodného (vodní sklo) jako urychlovače. Další dva dodavatelé použili výplňovou maltu na bázi na cementu a písku.

V literatuře je popsána řada typů výplňových směsí použitých při TBM-EPB, např. při budování metra v Káhiře a Singapuru, Groene Hart tunelu v Nizozemí a kanalizačního tunelu na Floridě či v současnosti raženého metra v Sofii. Používané výplňové směsi se výrazně

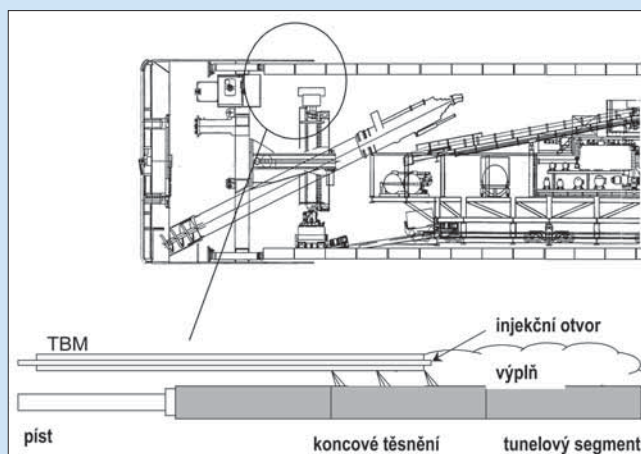
liší co do požadavků na ně kladených, tak i ve složení a objemové hmotnosti. Svými vlastnostmi a složením je nejbližší směsi vybrané pro ražbu pražského metra směs použitá při stavbě North East Line metra v Singapuru. Příklady složení dvoukomponentních výplňových směsí jsou uvedeny v tab. 1.

Způsoby injektáže výplňových směsí

Stejně jako složení směsí, prošel vývojem i způsob injektáže prostoru mezikruží z hlediska místa přivádění směsí. Nejdříve bývala směs přiváděna otvory skrze segmentové ostění v několika bodech. Tento způsob byl tradičně používán před zavedením tlakového štítu s tlakovou kontrolou na čelbě. U dřívějších mechanismů s otevřeným štítem bývala nestabilní zemina stabilizována stlačeným vzduchem (APB). Přetlakové štíty byly schopné pomocí přetlaku zajistit stabilizaci zeminy na čelbě, tento přetlak však nebyl uplatněn na zadní části mechanismu TBM. Výplňová směs mohla být zainjektována do volného prostoru mezi lícovou plochu ostění a zeminu až po odstranění těsnění v zadní části štítu. Prostor v mezikruží tak zůstával po nějakou dobu nevyplněn, což mívalo někdy za následek poklesy zeminy na povrch ostění. Pro zamezení tohoto defektu se stalo běžnou praxí instalovat injektážní trubky přímo z koncové části razicího štítu do volného prostoru mezi rubem ostění a zeminou. Injektážní trubky jsou v tomto případě vedeny podél pláště razicího štítu skrz těsnění izolující volný prostor za tybinky. Při tomto uspořádání je možné provádět injektáž kontinuálně s postupem ražby. Injektáž výplňovou směsí pak probíhá v zadním límci razicího štítu mezi vnějším povrchem segmentů skládaného ostění a zeminou. Tento způsob je v současnosti nejrozšířenější. Rozdíl obou způsobů uspořádání injektáže je patrný z obr. 3. Při výstavbě nového úseku metra v Praze je využíván pro injektáž DKV novější způsob, tedy kontinuální vyplňování prostoru za vnějším lícem ostění v zadní části štítu, jak je detailně znázorněno na obr. 4.



Obr. 3: Schéma uspořádání metody injektáže výplňovou maltou (BTC-Botlek) a DKV (ETAC) dle Feddema et al., 2001 [5]



Obr. 4: Návrh štítu TBM a detail injektážního systému podle Talmon a Beuzijen 2005 [12]

Literatura:

- [1] Barták, J.: Vývoj technologií ražby tunelů v České republice v posledních desetiletích. Podzemní stavby Praha 2010. Tunel 2/2010, Praha, 2010, s. 69–82.
- [2] Babendererde, S.: Tunnelling Machines in Soft Ground: a Comparison of Slurry and EPB Shields Systems. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol. 6, No. 2, p. 169–174. Great Britain, 1991.
- [3] Budkovský, J. – Jeřábek, M.: Výsledky zkoušek dvoukomponentní výplňové malty pro technologii TBM. Závěrečná zpráva laboratoře ZS. Zakládání staveb, a. s., Praha, 2001.
- [4] Cyroň, D. – Ivor, Š. – Prajer, J. – Schiffauer, F. – Hybský, P.: Základní popis prvků pro technologii TBM-EPB – technologii pro ražbu jednokolejných tunelů na metro V.A. Zakládání staveb 4/2010, Praha, 2011, s. 15–19.
- [5] Feddema, A. – Möller, M. – Zon, W. H. – Hashimoto, T.: ETAC two-component grout field test at Botlek rail tunnel. Modern Tunneling Science and Technology, Swets & Zeitlinger, p. 809–815, 2001.
- [6] Hashimoto, T. – Brinkman, J. – Konda, T. – Kano, Y. – Feddema, A.: Simultaneous Backfill Grouting, Pressure Development in Construction Phase and in the Long-Term. In: van Lottum, H. – Bezuijen, A.:

Tunnelling, A Decade of Progress. GeoDelft 1995–2005, p. 101–107, Taylor & Francis, 2006.

- [7] Hilar, M.: Návrh a aplikace TBM pro ražbu tunelu ART. Silnice železnice, 2/2007.
- [8] Kasper, T. – Edvardsen, C. – Wittneben, G. – Neumann, D.: Lining design for the district heating tunnel in Copenhagen with steel fibre reinforced concrete segments. Tunneling and Underground Space Technology 23, 2008, p. 574–587.
- [9] Kochánek, M. – Růžička, J. – Korejčík, J.: Prodloužení trasy metra A v Praze. Zakládání staveb 3/2010, Praha, s. 15–21.
- [10] Shirlaw, J. N. – Richards, D. P. – Raymond, P. – Longchamp, P.: Recent Experience

in Automatic Tail Void Grouting with Soft Ground Tunnel Boring Machines. ITAAITES World Tunnel Congress, Singapur, 2004.

- [11] Šebesta, B. – Schifffauer, F. – Víttek, P.: Technologie ražeb tunelovacími stroji se po 30 letech vrací na pražské metro. Tunel 2/2010, Praha, s. 4–11.
- [12] Talmon, A. M. – Bezuijen, A.: Grout properties and their influence on back fill grouting, 5th int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 15–17 June, ISSMGE-TC28, Amsterdam, 2005, session blz 7–12.

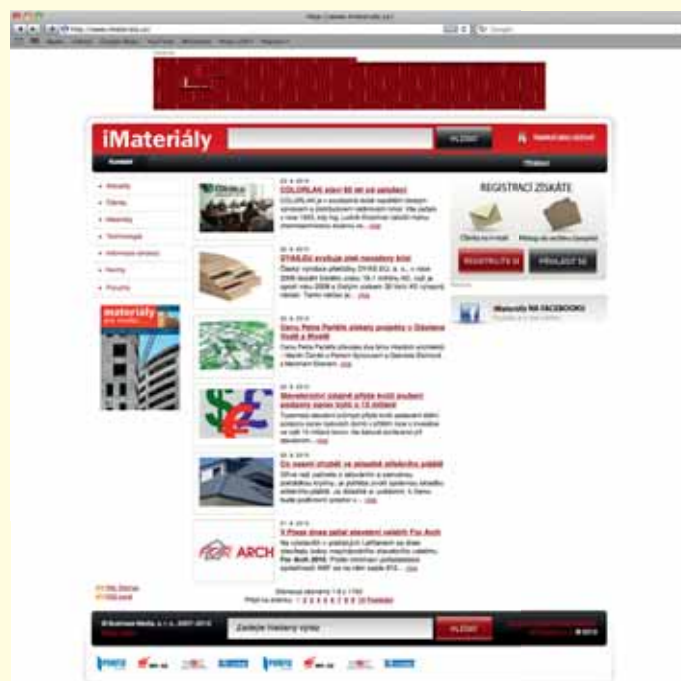
Mgr. Jan Budkovský, Zakládání staveb, a. s.
foto: Ing. Petr Hybský, Metrostav, a. s.

Infilling mixtures used with TBM- EPB boring technologies

This article describes the use of infilling mixtures, especially the two-component infilling mixture, for annular grouting within the process of tunnel boring with the TBM-EPB technology (Tunnel Boring Machine – Earth Pressure Balanced Shield), i.e. using a driving shield pressure-balanced on the front through the loosened earth. The TBM-EPB technology has been used for boring of a new section of the underground line V.A in Prague. The tunnel is fitted with segmented annular lining. Infilling the annular space between the lining segments and excavation is a key procedure in course of the EPB boring process. One of the main reasons for using annular infilling is that it provides optimal contact between the outer side of the segment lining and the earth. The annular infilling works against overburden geostatic pressure, thus enabling significant elimination of tunnel overburden lowering as well as it stabilises the segment lining rings in course of the front movement. This article deals with functions of infilling mixtures and their respective properties and composition.

iMateriály

Internetový portál pro odbornou stavební veřejnost. Přináší aktuální informace z oboru stavebnictví, novinky v oblasti stavebních materiálů a výrobků a odborné články renomovaných autorů.



www.imaterialy.cz

ZÁHŘEB: ZAJIŠTĚNÍ DVOU STAVEBNÍCH JAM NA MÍRU

Společnost Zakládání staveb d. o. o., dceřiná firma Zakládání staveb, a. s., realizovala počátkem letošního roku zajištění stavebních jam pro dva kancelářské a bytové objekty v centrální části Záhřebu. Společně pro obě stavby byla úzká spolupráce s projektantem při návrhu prováděcího projektu a realizaci zajištění stavebních jam. Původní návrhy obsažené v hlavním projektu staveb byly časově, prostorově, finančně i technologicky velmi náročné. Bylo je proto třeba upravit jednak na míru oběma lokalitám a geotechnickým poměrům na staveništích, jednak i firmám, které zajištění stavby následně realizovaly.



Východní strana stavební jámy zajištěná kombinovanou pilotovou a záporovou stěnou

První stavba, „Ilica 184“, leží na jedné z nejméně frekventovaných ulic v centru města – hlavní záhřebské ulici Ilica, která probíhá od západu k východu přes celý střed města a kopíruje úpatí strmého kopce, na kterém leží nejstarší části Záhřebu – čtvrti Gornji Grad a Gradac. Staveniště vetknuté do proluky mezi dvěma domy z počátku minulého století se vyznačovalo značnou stísněností s minimálními manipulačními možnostmi a velkým výškovým rozdílem mezi uliční čarou na jižní straně a ohraničením staveniště na prudkém svahu na jeho východní straně. Původní projekt předpokládal stupňovitý odkop nejvyššího svahu se zajištěním pomocí mikrozápor, kotvených tyčovými kotvami v cca osmi kotevních řadách. Druhá stavba, „Harambašičeva“, leží v klidné zástavbě v městské čtvrti Maksimir, kde se prolínají přízemní a jednopatrové rodinné domy s dvorky a zahradami, často až venkovského vzhledu, s vícepatrovými bytovými a kancelářskými budovami vybudovanými na volných parcelách. Tato lokalita je naopak v rovinatém území s jednoduchými geotechnickými poměry, kde se hledalo především co nejjednodušší a tím i nejlevnější řešení

zajištění stavební jámy. Původní projekt předpokládal pažení pomocí sloupů tryskové injektaže, kotvených v několika úrovních tyčovými kotvami, dalším řešením bylo pažení záporovými stěnami opět s použitím tyčových kotev.

Ilica 184

Pro potřebu založení nové obytné a kancelářské budovy bylo nutné zajistit výkop stavební jámy pro jednopodlažní suterén budoucích garáží a šestipatrovou nadzemní část domu. Výška stěn zajišťované stavební jámy se pohybovala od 4,2 m v uliční čáře do 16,2 m na východní hranici parcely v prostoru vnitrobloku stavby.

Projektant byl postaven před následujícími úkoly:

- podchytit základy sousedních objektů na západní a východní straně stavební jámy,
- zajistit výkop o výšce 4,2 až 16,2 m podél východní strany staveniště mimo objekty,
- zajistit výkop podél uliční čáry o zajišťované výšce 4,2 m.

Geotechnické poměry

Základové poměry staveniště jsou jednoduché, podle provedeného průzkumu se na staveništi pod vrstvou navážek do 1,0 m (mimo uliční část) nachází vrstva jílu vysoké plasticity pevné konzistence o mocnosti 11,0 m. Pod touto vrstvou byl zjištěn středně ulehlý prachovitohlinitý písčité štěrky. Podzemní voda nebyla do hloubky průzkumu (16 m) zjištěna.

Koncepce technického řešení zajištění stavební jámy

Majitelé investiční firmy Kranam nebyli od počátku spokojeni s původním návrhem zajištění stavební jámy, které značně zmenšovalo využitelnou plochu již dosti úzkého staveniště. Sami proto iniciovali několik jednání s naší firmou a projektantem, při kterých se hledalo takové zajištění stavební jámy, které by co nejméně zasahovalo do plochy parcely. Po řadě konzultací se zvolilo zajištění stavební jámy pomocí kotvené kombinované pilotové a záporové stěny v místě nejvyššího odkopu a záporových stěn v ostatních úsecích. Zvolené řešení s pilotami a záporami umístěnými v jedné ose umožňuje využít stavební pozemek v co největší ploše.

Celý projekt je rozdělen na několik částí:

Na jihu je výkop hloubky 4,2 m podél uliční čáry zajištěn pomocí nekotvené záporové stěny z vrtaných zápor o průměru 400 mm s výztuží z profilu HEB 280. Délka zápor je 9,0 m, osová vzdálenost 1,5 m. Součástí záporové stěny je železobetonový trám o průřezu 32x30 cm, spojující hlavy zápor.

Východní strana stavební jámy je zajištěna nejnáročnějším způsobem. Vysoký odkop svahu na východní hranici stavební jámy je zajištěn kombinovanou pilotovou a záporovou stěnou, sestávající ze železobetonových armokošových pilot prům. 600 mm s hlavou v úrovni 134,00



Zajištění východní strany stavební jámy kombinovanou pilotovou a záporovou stěnou, pohled



Kombinovaná pilotová a záporová stěna na východní straně stavební jámy



Zajištění jižní strany stavební jámy podél ulice Ilica pomocí nekotvené záporové stěny z vrtných zápor

v horní části a z ocelových zápor z profilu HEB 280 vkládaných do vrtu prům. 600 mm s hlavou v úrovni 129,80 m ve střední a spodní části. Délka armokošových pilot byla 7,0 m, délka zápor 9,0 m, 12,0 m a 14,0 m, všechny prvky mají osovou vzdálenost 1,50 m. Stěna je kotvena 5–6pramencovými kotvami v pěti úrovních. Součástí záporových a pilotových stěn byly železobetonové hlavové trámy o rozměru 36x30 a 50x30 cm a kotevní převázky z U-profilů 160/70. Zajištění sousedních objektů bylo navrženo formou podbetonování stávajících základů železobetonovou zdí tvaru L, zhotovenou po 80cm úsecích.

Zajištění **severní a západní strany** stavební jámy bylo navrženo formou nekotvené záporové stěny z vrtných zápor o průměru 400 mm s výztuží z profilů HEB 280. Délka zápor je 9,0 m, osová vzdálenost 1,5 m. Součástí záporové stěny je železobetonový trám o průřezu 32x30 cm, spojující hlavy pilot. Zajištění sousedního objektu bylo navrženo opět podchycením pomocí železobetonové zdi tvaru L po 80cm úsecích. Severní strana a část západní strany stavební jámy byla vyprojektována jako svahovaná ve sklonu 1,5 : 1.

Současně s výkopem se odhalené piloty a záporu opatřily vertikálním obkladem, sestávajícím z geotextilie, rabic pletiva, kari sítě Q-131 a vrstvy torkretu o tl. 5 cm.

Realizace

Vlastní realizace prací začala přípravnými a bouracími pracemi, jejichž součástí byla i příprava příjezdové rampy pro velkopřífílovou vrtnou soupravu v poměrně strmém svahu. Provádění přípravných prací komplikovalo nepříznivé zimní počasí s neobvykle velkým množstvím sněhových i dešťových srážek i velmi omezený prostor staveniště, na kterém se navíc musela ponechat část starých konstrukcí s dosud živými, nepřeloženými elektroinstalacemi.

V úseku východ se musely provést v jedné linii z jedné pracovní plochy vrtné železobetonové piloty s hlavou betonovanou do úrovně terénu a mezilehlé zápor, jejichž hlava je zapuštěna 4,2 m pod povrch terénu. To ušetřilo značnou plochu drahocenného prostoru staveniště, materiálu i času, avšak prověřilo šikovnost pracovníků. Zakládání staveb při zapouštění HEB profilů pod úroveň terénu tak, aby byla zachována jejich orientace vůči opěrné konstrukci. Řešení se našlo v navržení matic na hlavu ocelových profilů a jejich zapuštění pomocí našroubovaných GEWITyčů, které se po osazení a fixaci profilu ve vrtu vyšroubovaly a použily u další zápor. Po krátkém čase se stala manipulace se záporami rutinní záležitostí.

Jako každé staveniště, kde se pracuje v intravilánu starého města, i toto přinášelo nepříjemná překvapení. Mezi ně patřil hlavně chaotický stav základů sousedních objektů, jejichž zdvo se rozpadalo pod rukama. Proto nebylo možné realizovat navržené projektové řešení podchycením žlb. zdí. Přestože se mělo postupovat velmi šetrně po pouze 80 cm úsecích, hrozilo nebezpečí, že dojde k poškození podchycovaných vícepatrových budov v důsledku jejich nadměrného sedání. Základy objektů na východní straně tak musely být zajištěny mikrozáporami s výztuží z HEB profilů. Výhodou bylo, že technickým dozorem stavby byl sám projektant, který mohl ve velmi krátké době provést změny v řešení, a nedocházelo ke zbytečným prostojům.

Hlavním dodavatelem opěrných konstrukcí bylo Zakládání staveb d. o. o. Vrtky pro piloty a zápor se hloubily vrtnou soupravou Wirth ECOdrill 16. Subdodavatelem byla záhřebská společnost KARST d. o. o., která realizovala kotevní práce a práce na obložení opěrné konstrukce.

Celkově se na staveništi realizovalo 714 m zápor, 178 m pilot a 63 ks kotev o celkové délce 859 m.

Název stavby: SPO Ilica 184

Investor: Kranam d. o. o., Zagreb

Projektant zajištění stavební jámy:

Geoexpert d. o. o. Zagreb

Zhotovitel zajištění stavební jámy:

Zakladání staveb d. o. o.

Harambašičeva

Zajištění společné stavební jámy v Harambašičově ulici pro vybudování dvou obytných a kancelářských objektů o dvou podzemních a šesti nadzemních podlažích je zajímavé spíše z hlediska zvolené technologie než vlastního provádění. Staveniště zhruba obdélníkového tvaru o rozměrech cca 38,65x29,70 m je umístěno na volném prostranství, omezeno je ze dvou stran ulicemi a ze dvou stran sousedními pozemky. Pouze v jednom místě se hranice výkopu přibližovala na pouhých několik metrů k nízké stavbě ležící na sousedním pozemku. Hloubka výkopu pro dva suterény dosahuje 6,1 m.

Geotechnické poměry

Geologické poměry staveniště jsou jednoduché. Pod vrstvou jílovité hlíny o mocnosti do 2 m leží souvrství písčitého štěrku s jemnozrnnou příměsí náplavů řeky Sávy. Podzemní voda nebyla na hloubku založení stavby zjištěna.

Koncepce projekčního řešení

Na realizaci zabezpečení výkopu stavební jámy vypsál investor výběrové řízení. Abychom mohli uspět, museli jsme zvolit takovou variantu, která bude finančně konkurenceschopná (čili co nejlevnější) a která bude nejvíce odpovídat možnostem firmy. Původně navrhovaná řešení – sloupy TI i zápor z HEB profilů 280 byly značně materiálově náročné. S tryskovou injektáží jsme nebyli schopni konkurovat ani z hlediska nákladů na provádění, protože v Chorvatsku je cena značně nižší než v ČR. Navíc statické



Celkový pohled na stavební jámu zajištěnou jednotlivě beraněnými štětovicemi



Pohled na jižní část stavební jámy

zajištění sloupů TI i záporových stěn vyžadovalo kotvení v několika úrovních. Proto jsme spolu s kooperující firmou KARST navrhli použít místo zápor jednotlivě beraněné štětovnice typu Larssen IVn, které má naše firma k dispozici v dostatečném množství. Na základě statických výpočtů byla zvolena varianta zajištění jámy z předvýkopu o hloubce 2,0 m štětovicemi o délce 7,0 m, beraněnými samostatně v osové vzdálenosti 1,35 m, kotvenými jen v jedné úrovni tyčovými kotvami IBO o délce 12 m přes převážku z 2xUNP 140 s osovou vzdáleností 2 m.

Pouze v místě, kde na sousedním pozemku přiléhá ke staveništi přízemní objekt (ve špatném stavu), byla navržena a provedena kotvená vrтанá mikrozáporová stěna z profilů IPE, obložená kari sítí a nastříkaná torcretem. Tím se vyloučila možnost poškození stavby vibracemi při beranění štětovic. Naším návrhem došlo ke značné úspoře materiálu – štětovnice byly k dispozici skladem a po vybudování suterénu byly opět vytaženy. Omezení kotvení jen na jednu úroveň rovněž přispělo ke snížení celkových stavebních nákladů. Prostor mezi štětovicemi byl proti opadávání materiálu zakryt geotextilií a zajištěn kari sítí. Zde se mohla využít příznivá vlastnost záhřebského štěrku – jeho mírné stmelení,

které způsobuje, že se štěrk po určitou dobu udrží v odkopu takřka ve svislé stěně.

Realizace prací

Pro dodržení podélné osy beranění štětovic-zápor byla použita oboustranná vodící šablona z U-profilů. V daných geotechnických podmínkách nebyl problém dosáhnout denní produkce v průměru okolo 100 m² štětovic při dodržení požadované svislosti, orientace a podélné souososti jednotlivých štětovic i celých štětových stěn. Zakládání staveb d. o. o. na stavbě zabe-ranilo celkem 192 ks štětovic o celkové délce 1337 m a ploše 802 m². Pro beranění byl použit vibrátor ICE 18 rt-fs, zavěšený na jeřábu AD-28. Na podzim 2010 již stavba dosáhla úrovně terénu a štětovnice bylo možno

postupně vytáhnout. Pohyby pažicí konstrukce se průběžně sledovaly a výsledky prokázaly, že navržené a realizované řešení patří nejen k ekonomicky nejvýhodnějším, ale i bezpečným způsobům zajištění stavební jámy.

Název stavby: SPO Harambašičeva-Livadski put v Zagrebu

Investor: Stipič grupa d. o. o. Zagreb

Projektant zajištění stavební jámy: Geoteh-nički studio d.o.o. Zagreb

Zhotovitel zajištění stavební jámy: Zakladani staveb d. o. o. pro KARST d. o. o. Zagreb

RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb d. o. o.,
Záhřeb, Chorvatsko

Foto: autor a Ing. Ivan Gajski

Zagreb: custom-made securing of two foundation pits

At the beginning of this year, the Zakládání staveb d.o.o., a daughter company of the Zakládání staveb Co., carried out securing of foundation pits for two office and housing structures in the centre of Zagreb. Close co-operation with the designer in the process of preparing the realisation project and securing the foundation pits themselves was a common feature of both these constructions. Original plans proposed in the main construction design were rather extreme from the point of view of time, available space, financial limits as well as the technologies. It was therefore necessary to customize it according to the spatial and geotechnical conditions on both construction sites, as well as it had to be adapted to the suppliers participating in the subsequent construction works themselves.



Detail zajištění stavební jámy jednotlivými štětovicemi a mikrozáporovou stěnou



Lokální zvýšení beraněných štětovic v místě umístění veřejného osvětlení



Provádění vrtaných pilot ze dna stavební jámy pažené konstrukčními podzemními stěnami

MULTIFUNKČNÍ AREÁL CENTRÁL BRATISLAVA — PROJEKT ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY A ZALOŽENÍ OBJEKTU

Pro výstavbu obchodních prostorů, technického zázemí a podzemních garáží multifunkčního areálu Centrální Bratislava bylo třeba zajistit rozsáhlou a těsněnou stavební jámu. V následujících příspěvcích je popsáno zajištění této stavební jámy pomocí kotvených konstrukčních podzemních stěn, snižování hladiny podzemní vody, úprava základové spáry, pilotové zajištění objektu a provedení základové desky.

Mezi dříve narozenými Bratislavany se možná nenajde nikdo, kdo by si nepamatoval na Kúpele Central, bazén olympijských rozměrů, který byl přístupný i široké veřejnosti. V době, kdy v Bratislavě bylo velmi málo veřejných koupališť, o krytých plovnárnách ani nemluvě, byly Kúpele Central velmi vyhledávaným místem oddechu, rekreace a sportu. Hovoříme o situaci z doby před půl stoletím, z období hlubokého socialismu. (Bohužel, tato situace přetrvává v Bratislavě do značné míry dodnes.)

Název „CENTRÁL“ vznikl na základě polohy objektu, tj. v těsné blízkosti centrálního tržiště Bratislavy. Velmi oblíbené tržiště bylo později zrušeno a na jeho místě postavili „Dom ROH“ a naproti němu, aby alespoň něco z onoho tržiště zůstalo, vznikla městská tržnice. Náš bazén začal po nějaké době vykazovat závady, nakonec v něm vznikly trhliny a jeho provoz bylo nutné zastavit. Jelikož budova neměla majitele, který by zaplatil

rekonstrukci, celý komplex dlouhé roky jen chátral a stal se útočištěm bezdomovců a squatterů. Vše došlo až tak daleko, že rekonstrukce objektu nepřicházela v úvahu a celý komplex bylo nutné zbourat. To jsme již v roce 2009, kdy developer a investor – firma Immocap Group, a. s., – tento „skanzen socialismu“ od města odkoupil se záměrem na místě bývalého komplexu lázní o rozloze necelých dvou hektarů vybudovat moderní multifunkční komplex. Dominantou CENTRÁLU bude nákupní centrum ve třech podlažích, výšková budova s kancelářskými prostory nejvyššího standardu, hotel s 220 lůžky, lázně s wellness a fitness s parkem a podzemní garáže s 1300 parkovacími místy. Všechno na jednom místě, jakési „město ve městě“. Multifunkční komplex CENTRÁL by měl být dokončen na přelomu let 2011/2012. Jediným prvkem celého projektu se stanou voda a zeleň. Lázeňský park s rozlohou přes 1 hektar

poskytne veřejnosti možnost celoročního využití. Náklady na vybudování komplexu se předpokládají ve výši přes 100 miliónů eur. Začátkem února 2010 se společností Zakládání staveb, a. s., podařilo po nelehké konkurenční boji získat díky odvážnému technickému řešení projekční kanceláře SPAI, s. r. o., Bratislava tuto tehdy největší stavební zakázku v Bratislavě. Při návrhu projektanti s naší firmou velmi úzce spolupracovali, byly zohledněny naše technické a technologické možnosti a naplno byl využit náš firemní potenciál.

Technické řešení spočívalo ve vytvoření konstrukčních podzemních stěn (KPS), které zároveň plní úlohu pažení stavební jámy. KPS tvoří významný statický prvek, do kterého je zavázána základová deska a všechny stropy podzemních prostor. Podzemní stěny tvoří nosné stěny horní stavby a zároveň pohledové obvodové stěny podzemních garáží. Založení samotného komplexu budov je řešeno na tzv. deskopilotovém základě po obvodě staticky opřeném do podzemních stěn. Toto řešení, z části know-how firmy SPAI, s. r. o., Bratislava značně zlevnilo založení celého objektu, což byla důležitá podmínka pro získání této prestižní zakázky.

Ing. Roman Rybák, Zakládání staveb, a. s.

Půdorys podzemní části polyfunkčního areálu Centrální má přibližně obdélníkový tvar s rozměry 153x122 m. Úroveň základové desky je -14,85 m od ±0,00. Pro optimální způsob ochrany stavební jámy a založení objektu musely být zohledněny geometrie stavební jámy, typ nadzemního objektu a reálné geologické a hydrogeologické poměry v místě staveniště. Musely být respektovány požadavky na pažicí a těsnicí konstrukce stavební jámy z hlediska omezení přítoků do stavební jámy a stability okolní zástavby a terénu. Z hlediska zakládání byly zohledněny požadavky na velikost celkového, stejně tak i diferenciálního sedání souboru vysokých nadzemních objektů. Celkové řešení zahrnuje i návrh čerpacího systému a zpevnění základové spáry.

Geologické a hydrogeologické poměry

Z geologického hlediska je zájmové území tvořeno sedimenty neogénu a kvartéru.

Neogén – začíná v hloubce od 9,0 do 12,0 m pod terénem. Zastoupeny je jílovito-písčitémi sedimenty, přičemž sled vrstev je plošně i vertikálně velmi proměnlivý. Spodní části souvrství jsou tvořeny vápenitými jíly. Lokálně se vyskytují i polohy pískovců a lignitu silně několik decimetrů. Nesoudržné sedimenty neogénu jsou zastoupené nepravidelně rozloženými písčitémi polohami. V převážné míře se jedná o hlinité a jílovité písky, středně ulehlé až ulehlé.

Kvartérní sedimenty – jsou v zájmovém území zastoupeny antropogenními navážkami a fluvialními sedimenty. Antropogenní sedimenty (navážky) jsou pozůstatky úpravy okolního terénu při výstavbě v této části města. Navážky mají tloušťku od 1,0 do 5,0 m. Pod nimi leží



Budoucí podoba areálu Centrální Bratislava

pestré souvrství náplavových sedimentů ve formě hlín a písků. Jejich tloušťka dosahuje 1,5–2,5 m. Pod hlínami jsou štěrky facie koryta vodního toku Dunaje, a to v převážně od hloubky 3,5 až 4,0 m pod terénem. Jejich tloušťka je nepravidelná v rozsahu 3–6 m.

Hydrogeologické poměry – komplex kvartérních štěrků představuje kolektor podzemní vody s pórovitou propustností a volnou hladinou. V souvrství je časté střídání propustnějších a méně propustných vrstev s výraznou anizotropií. Propustnost štěrků je v horizontálním směru charakterizovaná koeficienty filtrace $k_f = 2$ až $5 \cdot 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$.

Úroveň hladiny podzemní vody koresponduje s hladinou Dunaje. Průměrná úroveň hladiny

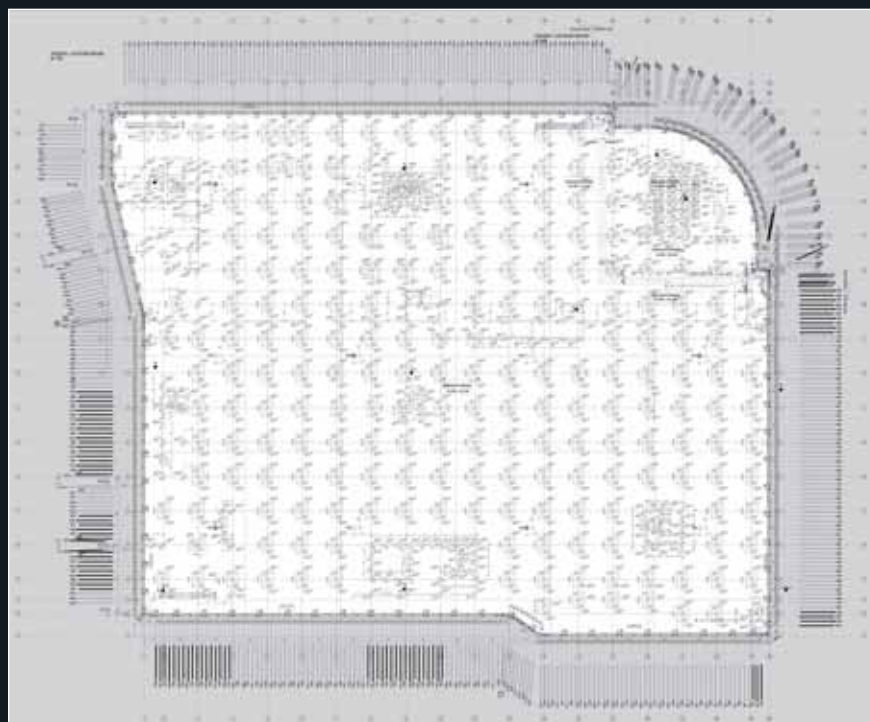
podzemní vody se pohybuje přibližně 5,0 m pod terénem. Průměrná hodnota osciluje mezi 130,80 a 131,30 m n. m. Maximální hladina podzemní vody může dosáhnout hodnoty 132,0 m n. m. Podložní komplex neogenních sedimentů představuje z hydrogeologického hlediska poloizolátor až izolátor. Zvodnělé kolektory v neogénu jsou tvořeny uzavřenými čočkami písčitého jílu s napjatou hladinou podzemní vody.

Technické řešení

Zajištění stavební jámy bylo navrženo tak, aby během stavebních prací pod úrovní terénu zajistilo okolí stavební jámy a ve stadiu užívání objektu působilo současně jako trvalá stěnová konstrukce, zabezpečující přenos silových účinků od stavby. Pažicí konstrukce musí plnit současně funkci těsnicí clony pro dosažení minimálních přítoků podzemní vody během stavebních prací a nulových přítoků (po opravách těsnosti) během užívání díla.

Kotvené konstrukční podzemní stěny

Hloubka stavební jámy dosahuje 15,75 m, resp. až 16,55 m, v závislosti na tloušťce základové desky. Lokálně, v místech technologických prohlubní, je hloubka výkopu ještě větší. Uvedené hloubky představují z hlediska statiky vysoké nároky na pažicí konstrukci. Na základě zhodnocení geologických a hydrogeologických poměrů, geometrie stavební jámy a vlastní horní stavby jsme navrhli pro funkci pažení a těsnění stavební jámy **kotvenou konstrukční podzemní stěnu (KPS)** tloušťky 800 mm. KPS byla dimenzována na úroveň hladiny podzemní vody -5,65 = 131,35 m n. m., což představuje z hlediska dlouhodobého režimového pozorování průměrný stav. V závislosti na hloubce



Půdorys stavební jámy areálu Centrální



Těžba rýhy pro podzemní stěny drapáky Stein na nosičích Liebherr



Betonáž lamely podzemní stěny přes dvě kolony systémových rour

výkopu je KPS kotvená v jedné kotevní úrovni, resp. ve dvou (pod výškovou budovou). KPS byla hloubená po jednotlivých lamelách se základní šířkou 6,5 m. Pata KPS byla na základě stabilního geotechnického výpočtu navržena v hloubce -22,0 m, resp. -23,0 m, od ±0,00, kde přirozeně zasahuje až do neogenního jílového podloží s relativně nízkou mírou propustnosti. Tím byla zajištěna vodonepropustnost stavební jámy do takové míry, že současně čerpání vody ze stavební jámy mohlo být udržováno na přijatelné úrovni. Pro výrobu KPS byl použit beton C25/30-XC2 (max. průsak 50 mm), který po lokální sanaci pomocí krystalické hydroizolace zabezpečí dostatečnou vodotěsnost vůči průsakům podzemní vody v celé ploše podzemních stěn. Pro případné dotěsnění ojedinělých průsaků mezi jednotlivými lamelami byly zámky lamel vystrojeny injekční trubičkou. Finální úprava povrchu KPS je provedena frézováním, čímž se dosáhlo požadovaného estetického vzhledu. Konstrukční návrh KPS byl uskutečněn v souladu s STN EN 1538. Pro vlastní stabilní výpočet KPS byla použita metoda závislých tlaků, která modeluje zeminu jako ideální pružně-plastickou látku. Velikost zemních tlaků byla ve výpočtu iteračně určovaná v závislosti na deformaci KPS v jednotlivých modelovaných fázích výstavby. Na základě uskutečněných geodetických a inklinometrických měření deformací KPS je možné konstatovat velmi dobrou shodu mezi výpočtovou prognózou a skutečností.

Zemní kotvy

Zemní kotvy byly navrženy jako dočasné. V definitivním stadiu po odkotvení převezmou jejich statický účinek stropní konstrukce. V místech, kde stropní konstrukce nevytvářejí souvislou podpěru (šachty, rampy), byly navrženy trvalé kotvy s protikorozní ochranou. Délka injektovaných kotev byla 15,5 až 17,0 m. Charakteristické namáhání kotev se pohybovalo v rozsahu 635 až 800 kN. Celkově bylo navrženo 508 kotev. Konstrukční

návrh kotev byl uskutečněn dle STN EN 1537.

Odvodnění stavební jámy

Odvodnění stavební jámy tvoří samostatnou část návrhu. Vzhledem k hloubce základové spáry, nacházející se pod hladinou podzemní vody, bylo třeba zajistit dostatečnou těsnost stavební jámy vůči přítokům podzemní vody a pomocí čerpacího systému udržet relativně suchou stavební jámu během celé doby výstavby podzemní části objektu. Základová spára objektu se nachází v nepropustné neogenní vrstvě, proto přítoková ani srážková voda není schopná infiltrovat do podloží. Proto byla v celé ploše základové spáry provedena drenážní vrstva tloušťky 300 mm (pod výškovou budovou 400 mm) z drčeného kameniva vhodné frakce, která bude současně zpevňovat i základovou spáru pod základovou deskou. Čerpací systém tvoří šest čerpacích studní průměru 1200 mm, které jsou rovnoměrně rozmístěny na ploše stavební jámy. Ty byly realizovány v první etapě výkopu a sahají přibližně 3,0 až 3,5 m pod bázi kvartéru až do neogénu. Čerpaná voda je odváděna do 6 vsakovacích studní,

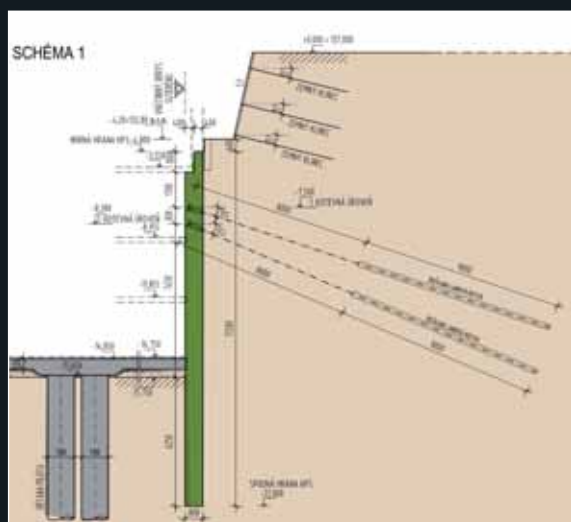
umístěných za vnějším obvodem stavební jámy. Čerpání podzemní vody bude probíhat až do stavu dosažení dostatečné zátěže objektem proti působení vztlaku podzemní vody (úroveň stropní konstrukce nad 2. NP).

Pilotové založení objektu

Piloty jsou součástí základové konstrukce, která spolu se základovou deskou představuje z funkčního hlediska kombinovaný desko-pilotový základ. Znamená to, že část zatížení přenáší základová deska na kontaktu s podložím a zbývající část přebírá soustava pilot. Piloty byly umístěny pod každé zatěžovací místo se zadaným svislým zatížením od stavby (sloupy, nosné monolitické stěny). Návrh založení byl zpracován na základě souboru interakčních výpočtů pro model desko-pilotového základu programem Nexis (výpočtový modul Soilin) se zohledněním pružného podepření v místech pilot. Podloží bylo ve výpočtu modelováno jako dvojparametrický (C_1, C_2) Pasternakův model s uvažovaným smykovým roznosem v zemině. Parametry podloží C_{1z}, C_{2x}, C_{2y} jsou v programu počítány ze zadaného geologického profilu iteračním postupem tak, aby byla dosažena



Čištění hlav pilot pod budoucím výškovým objektem (SO 03)



Charakteristický příčný řez kotvenými konstrukčními podzemními stěnami s navazujícím desko-pilotovým základem



Frézování povrchu kotvených podzemních stěn

shoda mezi přetvořením desky a sedáním podloží. Sedání podloží je v programu počítáno dle standardních geotechnických postupů (STN 73 1001). Parametry podloží (C_1 , C_2) jsou produktem výpočtu a zohledňují geotechnický model podloží.

Vytvořen byl jeden společný výpočtový model pro celou rozsáhlou základovou desku. Pro návrh pilot a základové desky byly posouzeny dva extrémní zatěžovací stavy. V prvním byla uvažována maximální zatížení od horní stavby při minimální hladině podzemní vody (HPV) a alternativně při maximální úrovni HPV.

V druhém byla uvažována redukovaná zatížení pro stavbu realizovanou po úroveň 2. NP při maximální HPV pro účely posouzení stavu ukončení aktivního čerpání podzemní vody. Takto byly stanoveny maximální tlakové, stejně jako tahové účinky působící na piloty. Tuhost pilot byla ve výpočtovém modelu stanovena na základě výpočtového modelování mezní zatěžovací křivky. Při posuzování únosnosti pilot se postupovalo podle ustanovení STN EN 1997-1 (Eurokód 7) a příslušné národní přílohy (NA), která pro stanovení únosnosti pilot předepisuje použití výpočtového postupu 2 (DA2).

Na základě geotechnického výpočtu byly navrženy vrtané piloty průměru 1200 mm (realizační rozměr 1180 mm) s délkou 10 až 20 m. V místech sloupů byly navrženy převážně 2, resp. 3, piloty. V zónách s vícepodlažní zástavbou rozhodovalo o návrhové délce pilot tlakové namáhání. V oblastech bez nadzemní zástavby bylo pro návrh rozhodující tahové namáhání ve stavebním stadiu v době odstavení čerpacího systému. Pod monolitickými stěnami v jádrech byly piloty rozmístěny ve vzdálenostech odpovídajících velikosti působícího zatížení.

Vzhledem ke statickým nárokům a geologickým podmínkám v neogénu byly piloty navrženy jako vrtané, realizované klasickým systémem vrtání pod ochranou pažnice. Pro

umožnění pohybu těžkých pilotovacích souprav byly piloty prováděny přímo z vyztuženého podkladového betonu.

Konstrukční návrh pilot byl uskutečněn ve smyslu STN EN 1536. S ohledem na výrazné tahové účinky v pilotách bylo jejich standardní vyztužení do hloubky cca 5,0 m zesíleno. Beton pilot byl navržen třídy C25/30-XC2.

Základová deska

Základová deska z hlediska statického působení vytváří spolu s pilotami integrální celek, který je v přímém spolupůsobení s podložím. Při návrhu desky byla respektována okrajová podmínka zohledňující relativně vysokou tuhost podepření ve svislém směru v místě napojení na podzemní stěnu. Na základě výpočtů je předpokládáno sedání kombinovaného desko-pilotového základu 5 až 18 mm. Nejvyšší hodnoty sedání je možné očekávat pod jádrem výškového objektu s 22 nadzemními podlažními. Předpokládané hodnoty sedání budou během výstavby a provozu porovnávané s výsledky geodetických měření.

Základová deska je navržena jako souvislá nedilatovaná deska tloušťky 1200 mm pod výškovým objektem a tloušťky 500 mm ve zbylé části půdorysu. V místech s bodovým zatížením pod sloupy bylo navrženo lokální zesílení základové desky na 800 mm. Těsnění základové desky proti podzemní vodě se zhotovitel rozhodl realizovat systémem krystalických hydroizolací. Všechny pracovní spáry v základové desce a napojení obvodových stěn na základovou desku byly vystrojeny proti průsakování podzemní vody systémovými detaily. Základní vyztužení a doplňková výtzuž u horního a dolního povrchu základové desky byly navrženy na základě programem stanovených potřebných ploch výtzuže pro mezní stav únosnosti. V místech s největším ohybovým namáháním (dolní okraj základové desky pod sloupy) byla navržena výtzuž do datečně posouzená na mezní stav šířky

trhlin. Při posouzení jsme použili limitní kritérium šířky trhliny od stálého zatížení $w < 0,3$ mm a pro šířku trhliny od stálého a proměnného zatížení $w < 0,4$ mm. Uvedené šířky trhlin představují limitní hodnoty pro použití krystalických hydroizolací. Při návrhu vyztužení byly současně zohledněny účinky od smršťování bloků základové desky, na které byla základová deska rozdělena při realizaci pracovními spárami a smršťovacími pruhy. Současně byly projektem stanoveny požadavky na vhodnou recepturu betonu s ohledem na požadovanou třídu betonu základové desky C25/30-XC2 (max. průsak 50 mm) a s ohledem na minimalizaci počtu trhlin od smršťování – vhodné složení kamene, vhodný typ cementu, množství záměsové vody a přísad do betonu.

Ing. Ctibor Kostúr, Ing. Martin Balucha, Ph.D., SPAI, s. r. o., Bratislava
Foto: Libor Štěřba

Literatura

- [1] STN EN 1997-1 Eurokód 7: Navrhovanie geotechnických konštrukcií. Časť 1: Všeobecné pravidlá. Bratislava, 2005.
- [2] STN EN 1997-1/NA Eurokód 7: Navrhovanie geotechnických konštrukcií. Časť 1: Všeobecné pravidlá. Národná príloha. Bratislava, 2010.
- [3] STN EN 1538: Vykonávanie špeciálnych geotechnických prác. Podzemné steny. Bratislava, 2002.
- [4] STN EN 1536: Vykonávanie špeciálnych geotechnických prác. Vrtané pílóty. Bratislava, 2003.
- [5] STN EN 1537: Vykonávanie špeciálnych geotechnických prác. Injektované horninové kotvy. Bratislava, 2002.
- [6] STN 73 1001: Geotechnické konštrukcie. Zakladanie stavieb. Bratislava, 2010.
- [7] STN 73 0037: Zemný tlak na stavebné konštrukcie. Bratislava, 1990.

REALIZACE

Přípravné práce a terénní úpravy

Začátkem února 2010 byly zahájeny přípravné práce a terénní úpravy pro zhotovení zpevněných svahů ze stříkaných betonů. Pro osazení zemních hřebčků byly nasazeny celkem tři maloprofilové vrtné soupravy; po jejich osazení byly svahy zajištěny ocelovou kari sítí typu 100/100/6 a stabilizovány stříkanými betony. Zpevněné svahy dosahovaly úrovně $-4,2$ m, na níž byly současně připravovány zpevněné plochy pro pojezd těžebních mechanismů a vodící zídky pro realizaci konstrukčních podzemních stěn. Plocha zpevněných svahů byla cca 2400 m², zemní hřebčky měly celkovou délku 3800 m a vodící zídky délku 545 m.

Konstrukční podzemní stěny

Začátkem března 2010 byly zahájeny práce na zhotovení konstrukčních podzemních stěn (KPS) tl. 800 mm. Jejich těžba byla prováděna lanovým drapákem Stein na nosiči LIEBHERR HS 855 a LIEBHERR 845 HD. Pro pomocné a manipulační práce byly používány jeřáby LIEBHERR 843, COBELCO a TAKRAF RDK 300. Výroba armokošů probíhala v předstihu přímo na ploše staveniště, kde bylo umístěno i míchací centrum pro výrobu bentonitové pažicí suspenze.

Zajímavostí zde použitých KPS byl detail provedení jejich koruny. Na základě požadavku investora byla koruna KPS ve výšce 1000 mm od hlavy provedena s ozubem – v příčném řezu byla tloušťka KPS snížena na polovinu, tedy na 400 mm. Pro tento účel byly navrženy a zkonstruovány prefabrikátové výplně, které se před betonáží osadily do hlavy lamely a asi 12 hodin po betonáži byly za

pomoci jeřábu odstraněny. Tímto způsobem byly zhotoveny všechny lamely KPS. Stavební jáma byla zapažena celkem 82 ks lamel. Celková plocha KPS je 9600 m² s odpovídající spotřebou 8800 m³ betonu. Investorovi se nepodařilo zajistit povolení z magistrátu hlavního města Bratislavy na nepřetržitou pracovní činnost a realizace KPS tak trvala včetně nedělí a svátků cca 70 dní (místo plánovaných cca 50 v nepřerušném režimu).

Čerpací systém

Součástí dodávky společnosti Zakládání staveb, a. s., byl i návrh a provedení čerpacího systému a snížení HPV na úroveň umožňující výkopové práce až na základovou spáru stavební jámy. Na provedení čerpacích i vsakovacích studní byla nasazena vrtná souprava BAUER BG 24 H, a to ještě v průběhu dokončování KPS. Čerpací studně byly navrženy z perforovaného ocelového plechu pr. 780 mm a osazeny do vrtů pr. 1200 mm v počtu 6 ks. Na obsyp studní byl použit těžký říční štěr fr. $8-16$ mm. Studny byly vystrojeny osvědčenými čerpadly od společnosti SAER, typ S-151 a dále kalovými čerpadly AS 35. Pro odvádění čerpané vody bylo zřízeno také 6 ks vsakovacích studní za rubem pažicí konstrukce s obdobnými parametry. Snížení HPV bylo spuštěno 24 hodin po ukončení betonáže poslední lamely podzemních stěn. Protože okolní terén byl tvořen ve vrchních vrstvách hlínou a štěrkopísky do hloubky cca 1 až $5,5$ m od hlavy studně ($-4,0$ m) a dále převážně jíly různé plasticity, nebylo častokrát prakticky možné přesně odhadnout stav HPV ani v okolí 10 m od studně. Při

spuštění čerpání se u dvou studní okamžitě snížila HPV pod úroveň ZS až k čerpadlu. U ostatních také převládala tendence zrychleného snižování HPV. Tímto způsobem byla kompletně snížena HPV na požadovanou úroveň, která se v současnosti udržuje asi $0,5$ m pod základovou deskou.

Zemní kotvy

Pro zajištění stability KPS během výkopových prací a budování skeletu byly navrženy dočasné, resp. trvalé, zemní kotvy v kombinaci s rohovými rozpěrami (v místech sjízdných ramp a nádrží na vodu). Na tyto práce byly nasazeny tři maloprofilové vrtné soupravy Klemm KR 806, JANO HVS 6187 a HAU-SHERR HBM 120 SB. Míchací centrum bylo umístěno vně stavební jámy z důvodu umožnění plynulého postupu zemních prací ve stavební jámě. Všechny zemní kotvy byly umístěny pod úrovní hladiny podzemní vody, proto při hloubení vrtů docházelo zpočátku k průnikům vody do stavební jámy. Podzemní voda byla zastavena po osazení kotvy do vrtu a jejím utěsnění pomocí pakru. Na této stavbě byly zemní kotvy vrtány s preventrem. Tímto způsobem se zamezí průnikům vody a jí unášeného materiálu přes vrt do stavební jámy. Na některých stavbách je použití této technologie nezbytné, např. z důvodu existující zástavby v těsné blízkosti staveniště.

Z důvodu umístění kořenové části kotev do vrstev neogenních jííl se injektáž realizovala na 3 , v některých případech až na 4 fáze. Dosahované injekční tlaky se pohybovaly okolo 2 MPa, což představovalo shodu s technologickým postupem navrženým naší společností. V rozích objektu, kde pro nedostatek místa na postavení vrtné soupravy nebylo možné odvrátit zemní kotvy, byly navrženy a realizovány ocelové rozpěry. Ty budou po zabetonování stropu 2. PP odstraněny. Na stavbě bylo provedeno celkem 508 ks zemních kotev, z nichž je 92 trvalých. Na čtyři kotvy byly osazeny dynamometry pro možnost sledování pohybů stěn během výkopových prací.

Velkopřůměrové piloty

Dno stavebního díla tvoří desko-pilotový základ, tedy soubor velkopřůměrových pilot spojený monoliticky u jejich hlav železobetonovou deskou. Navrhované piloty mají jednotný průměr 1180 mm, resp. jako nepažené 1080 mm. S realizací pilot se začalo ihned po ukončení realizace vsakovacích studní z úrovně $-4,2$ m v části pod budoucí finální rampou. Takto zvolený postup ušetřil čas a náklady spojené s odstěhováním a opětovným nasazením vrtné soupravy ve stavební jámě po odtěžení rampy.



Osazování kotevní výztuže do drážek podzemních stěn v místě napojení základové desky



V rozsáhlé stavební jámě probíhá současně několik činností: provádění pilot, betonáž základové desky, budování nejnižší úrovně podzemních garáží

Zatímco probíhaly práce na snižování HPV, kotvení a pilotách pod rampou, pod objektem SO 03 (budoucí výškový objekt), kde byl „nejostřejší“ termín, se zemní práce dostaly na základovou spáru. Následovalo uložení drénové vrstvy z drčeného kamene fr. 32–64 mm a podkladového betonu tl. 100 mm, vyztuženého KARI sítí 100/100/8 mm, odděleného od drénu igelitovou fólií.

Na provádění pilot byly nasazeny vrtné soupravy BAUER BG 24, BG 25 a BAUER BG 28. Souběžně s pracemi na pilotách pod objektem SO 03 probíhaly práce na přípravě podkladových betonů pro další postup vrtných souprav. Později byly nasazeny další vrtné soupravy Soiltec R12 a Delmag D22. Na stavbě Centrál bylo pro provádění pilot nasazeno celkem pět vrtných souprav, zhotoveno bylo celkem 700 ks pilot o celkové délce 8700 m.

Základová deska

Jednalo se o technologii tzv. bílé vany, kdy je vodonepropustná deska vybetonována mezi železobetonové podzemní stěny. Deska byla rozdělena pracovními spárami a dvěma příčnými a podélnými smršťovacími pruhy na 17 betonážních úseků tak, aby bylo co nejvíce sníženo napětí od smršťování, a tím bylo zabráněno vzniku trhlin.

Na většině plochy měla deska tloušťku 500 mm, pod objektem SO 03 pak 1200 mm. V základové desce bylo navrženo 200 ks prohlubní pod jednotlivými sloupy, 5 ks základů pod věžové jeřáby a 18 ks různých druhů šachet. Ihned po ukončení vrtných prací na jednotlivých dilatacích byly tyto vyčištěny, případně byl opraven podkladový beton a byly zahájeny práce na výztužích. Každý pracovní celek představoval objem cca 500 m³ betonu, proto na betonáž

byla nasazena zpravidla dvě čerpadla betonu. Samotná betonáž takového bloku potom trvala cca 8 až 10 hodin. První betonáž základové desky proběhla 16.–17. 8. 2010. Jednalo se o největší betonáž mezi smršťovací pruhy bez pracovní spáry; probíhala 27 hodin a dvěma čerpadly bylo kontinuálně uloženo 1556 m³ betonu.

K dosažení vodonepropustnosti stavebního díla byl použit vodostavební beton s nízkým hydratačním teplem a pomalým nárůstem pevnosti s kontrolou ve stáří 90 dní s předepsaným průsakem 50 mm. Do betonu byla pro zvýšení vodonepropustnosti přidána kystalizační přísada XYPEX.

V problematickém místě napojení na podzemní stěnu byly použity dva bobtnavé těsnicí pásy z neoprenkaučuku a tři pojistné injektážní hadičky. V pracovních spárách a smršťovacích pruzích byly pro zatěsnění použity PVC pásy A32, bobtnavé pásy a injektážní hadičky.

Poslední betonovaný úsek byl proveden 27. 11. 2010, čímž byl splněn konečný termín dodávky. Pro kompletní dokončení základové desky bylo ještě třeba dobetonovat smršťovací pásy o objemu 320 m³. Do základové desky tak bylo celkem uloženo 10 440 m³ betonu.

Závěrečné shrnutí

Celá hrubá výstavba, tedy zhotovení konstrukčních podzemních stěn, velkopřůměrových pilot a základové desky, trvala 298 dní včetně neděl a svátků, kdy nebylo možné pracovat. Na stavbě bylo uloženo přes 30 tis. m³ betonu a 2600 t oceli. Na kotvy bylo použito cca 50 km lana a během 215 dní prací bylo ze stavební jámy vyčerpáno kolem 130 tis. m³ vody. Přímou na stavbě spolupracovalo 17

techniků a více než 120 lidí v dělnických profesích. V současné době (duben 2011) je voda ze stavební jámy stále čerpána. Po vybudování 2. NP a zmonolitnění stropů nás ještě čeká odstavení čerpacího systému, deaktivace dočasných kotev a případné sanace.

Miroslav Beňo, *Zakládání staveb*, a. s.,
org. zložka Bratislava
Foto: Libor Štěrba

Účastníci výstavby:

Investor: IMMOCAP GROUP, a. s.
Generální dodavatel: IMOS, a. s.
Projekt zajištění stavební jámy a založení objektu: SPAI, s. r. o., Bratislava
Založení spodní stavby a zajištění stavební jámy: Zakládání staveb, a. s., org. zložka Bratislava, Zakládání staveb, a. s., Zakládání Group, a. s.
Žlb. konstrukce: Terracon, a. s.
Zemní práce: ŠAM-STAV, s. r. o.
Krystalické izolace: Hydrostop, s. r. o.

Multifunctional building Centrál Bratislava – securing a foundation pit and foundation of the building

This article describes the method of carrying out a sheeted and sealed foundation pit for the purpose of constructing business premises, technical facilities and underground parking of the multifunctional building Centrál in Bratislava. To secure the foundation pit the design proposed anchored construction diaphragm walls, lowering of the underground water level inside the foundation pit, adjustment of the footing bottom, pile foundation of the building and carrying out the foundation plate.