

ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

3/2009

Ročník XXI

- JAK SE ZAKLÁDAJÍ STADIONY
- KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽE NA STAVBĚ KRÁLOVOPOLSKÉHO TUNELU V BRNĚ
- ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY PRO MALOU VODNÍ ELEKTRÁRNU LOVOSICE-PÍŠŤANY I
- PILOTOVÉ ZAKLÁDÁNÍ NOVÉHO ZDROJE 660 MWe V ELEKTRÁRNĚ ČEZ LEDVICE



**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

Redakce:

Ing. Libor Štěrba

Jazyková korektura:

Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:

Nový zdroj v elektrárně ČEZ Ledvice,

Ing. Libor Štěrba

Překlady anotací:

Klára Koubská

Design & Layout:

Jan Kadoun,

Studio 66 & Partners, s. r. o.

Tisk:

H.R.G. spol. s r.o.

Ročník XXI**3/2009**

Vyšlo 19. 10. 2009 v nákladu 1000 ks

MK ČR 7986

ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2009 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

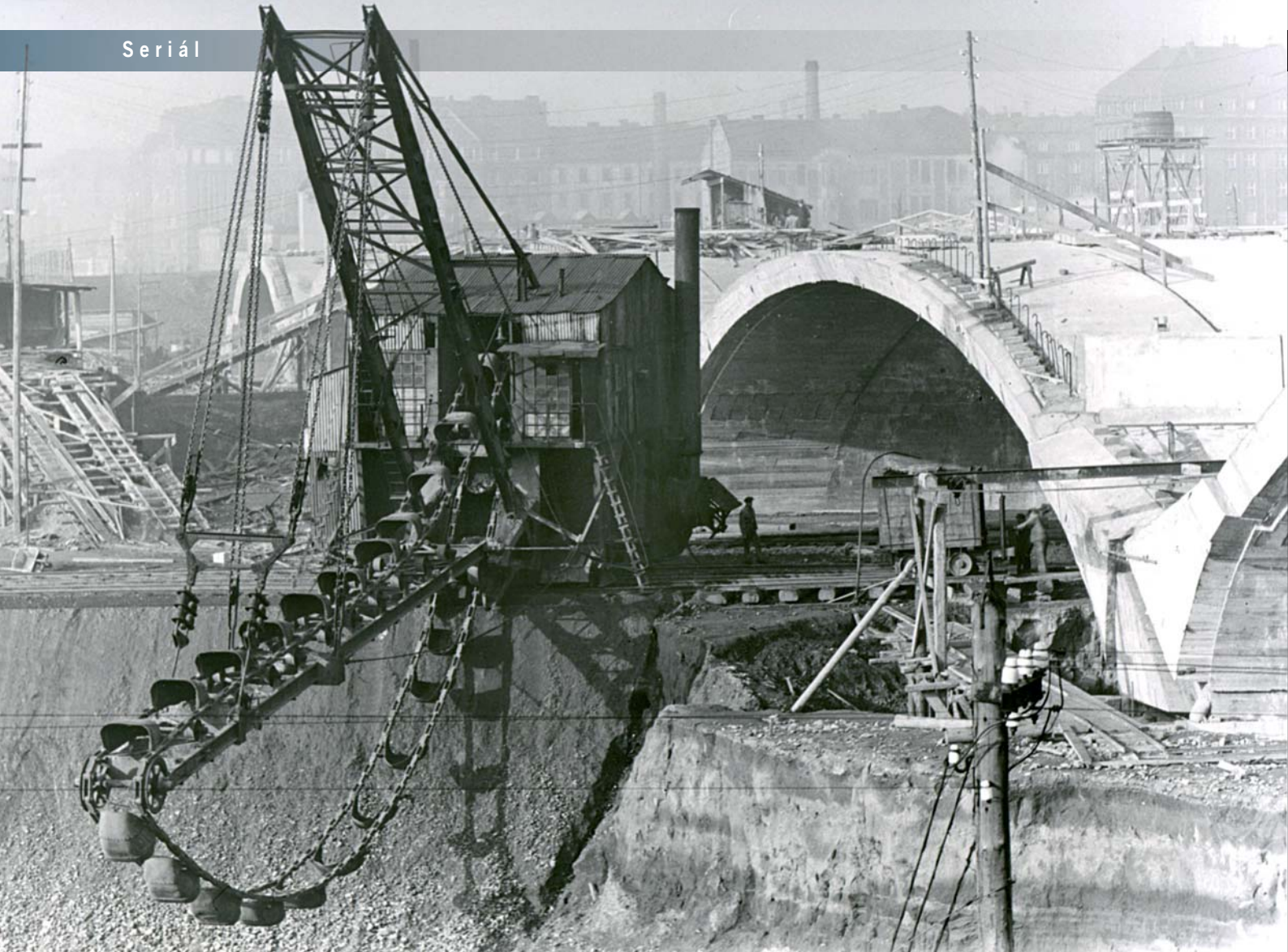
193 00 Praha 9 – Horní Počernice

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 stroje kdysi, pokračování: část 3.; Korečková a lopatová rypadla** 2
Zdeněk Bauer**AKTUALITY****BAUER „In-house exhibition“** 5
Mgr. Jan Budkovský, Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a. s.**ZE ZAHRANIČNÍCH ČASOPISŮ****Jak se zakládají stadiony** 6
Podle článku „Fast track to success“ z časopisu Ground Engineering, June 2009
a „Team spirit“ z časopisu European Foundation, Summer 2009
volně napsal RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.**AKTUALITY****Vzpomínka na profesora Zdeňka Eisensteina, Ph.D., D.Sc., PEng.** 9
Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a. s.**TEORIE A PRAXE****Numerické modelování jílového masivu**
Část 2: Příklady aplikací 10
David Mašín, Jan Najser, Tomáš Svoboda a Jan Boháč,
Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta;
Jan Ježek, SUDOP Praha, a. s.**DOPRAVNÍ STAVBY****Silnice I/42 Brno-VMO Dobrovského,**
kompensační injektáže na stavbě Královopolského tunelu v Brně 14
Ing. Jiří Mühl, Zakládání staveb, a. s.**Doprovodné měření při provádění kompenzační injektáže**
na projektu Královopolských tunelů VMO v Brně 20
Ing. Petr Hlaváček, Angermeier Engineers, s. r. o.
Ing. Petr Havel, Angermeier Engineers, s. r. o.**VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY****MVE Lovosice-Píšťany I**
Zajištění stavební jámy pro malou vodní elektrárnu 24
Radek Novák, FG Consult, s. r. o.**PRŮMYSLOVÉ STAVBY****Pilotové založení nového zdroje 660 MWe v elektrárně ČEZ Ledvice** 28
Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.,
FG Consult, s. r. o., Praha, VUT Brno, Ústav geotechniky**Poznámky k realizaci zajištění stavební jámy a založení objektu** 32
Tomáš Kukla, Zakládání staveb, a. s.**Zajištění stavební jámy nového zdroje v elektrárně ČEZ Ledvice** 33
Ing. Karel Staněk, FG Consult, s. r. o.



Dům na kolejích – to je asi nejvýstižnější pojmenování parního korečkového rypadla typu B z Lübecké strojírny. Každý koreček mohl nabrat až 240 litrů zeminy, za hodinu se tak přemístilo na 150 m³ materiálu. Rypadlo z roku 1919, vyfotografované v listopadu 1925 u rozestavěného Libeňského mostu, přivezla do Prahy na přeložku vltavského řečiště firma Kress ze skrývek na severočeských dolech.

STAVEBNÍ STROJE KDYSI, ČÁST 3. KOREČKOVÁ A LOPATOVÁ RYPADLA

Firma A. Lanna, o které byla dosud převážně řeč, se v 70. letech 19. století vzdala stavby železnic a ke kolejím se v nouzi vrátila bezmála až po půl století. Svůj inventář proto přizpůsobila velkým vodním stavbám, takže v něm převažovaly plovoucí stroje. Jiní domácí stavitelé se dál podíleli na výstavbě místních tratí, která pokračovala až do počátku 20. století. K tomu jim postačovaly jedna nebo dvě malé parní lokomotivy, případně parní čerpadlo. Všichni ale záviděli Lannovi jeho „vodní monopol“. Teprve na základě Říšského vodocestného zákona z roku 1901 byla o šest let později zahájena soustavná úprava středního Labe od Jaroměře po Mělník, kde se mohly uplatnit další domácí stavební firmy. Ty si rychle opatřily potřebnou „suchou“ i „mokrou“ techniku, byť zpočátku v mnohem menší míře než Lanna. V tom byla ale také jejich výhoda, neboť si postupně zřídily poměrně univerzální strojový park, se kterým se snadno přizpůsobily jakémukoliv typu stavby. V prvním desetiletí



Parní rypadlo, vyrobené strojírnou DMS v Drážďanech roku 1907, používala firma Kruliš při hloubení nového řečiště Labe u Živanic v červnu 1909 se saněmi pro pevné vedení spodní větve korečkového dopravníku, navíc s úhlovým zakončením. Stroj o výkonnosti 90 m³/h ale mohl pracovat i s volně prověšeným řetězem.



Podnikatelství Kapsa & Müller si na počátku 20. let pořídilo od radotínské firmy Ferrovía menší parní korečkové rypadlo, nápadně připomínající stroje vyrobené firmou Orenstein & Koppel. Na fotografii, pořízené v prosinci 1932 ve Starém Kolině, se stroj přesouvá do dalšího řezu.

20. století na středním Labi rychle vyrostly především firmy, začínající stejným písmenem, takže se někdy mluvilo o „čtyřech K“: Kapsa & Müller, Kindl, Kress a Kruliš.

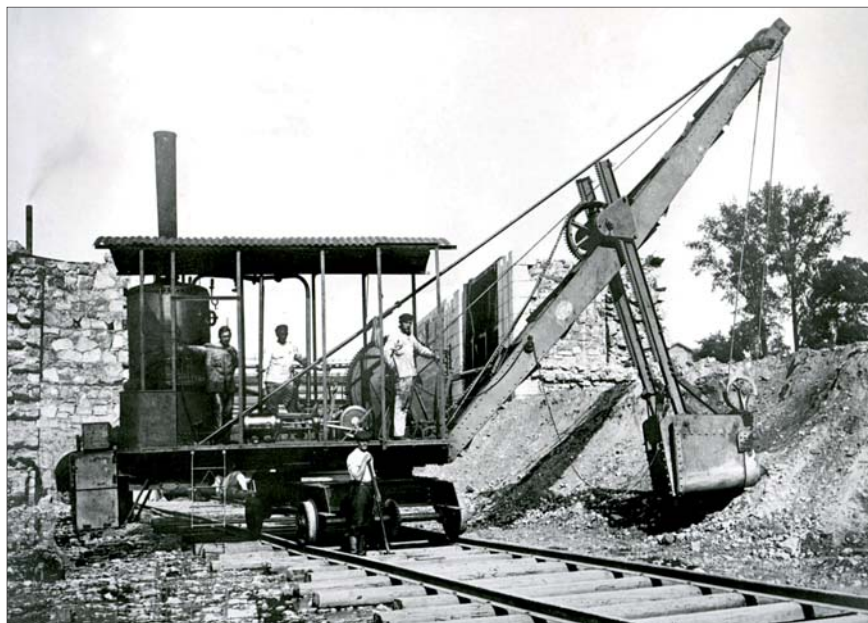
Jména podnikatelů byla vesměs známa už z 19. století. Josef Kress patřil do okruhu velkých podnikatelských osobností, když podle Gerstnerových plánů ve 30. letech 19. století pomáhal budovat první ruskou železnici do Carského Sela a později byl provozním ředitelem Buštěhradské dráhy. Jeho synovec železniční inženýr Karel Kress založil nejprve roku 1882 podnikatelství vodárenských staveb a o 23 let později obecně stavební firmu Kress & Bernard. Na konci 19. století zbudoval první údolní přehradu v monarchii u Mariánských Lázní, stavěl pražskou kanalizaci, projektoval a postavil první pohyblivý jez s hydroelektrárnou na Labi v Hradci Králové. Architekt a inženýr Jan Kruliš postavil od 80. let řadu českých místních drah. Po jeho smrti v roce 1903 převzal firmu syn inženýr Zdenko Kruliš, který vytvořil jedno z nejznámějších českých stavebních podnikatelství v oboru vodních a železničních staveb. Plzeňští inženýři Vojtěch Kapsa a jeho švagr Antonín Müller podnikali dlouho samostatně a v roce 1904 založili v západočeské metropoli společnou firmu Müller & Kapsa se zaměřením na železobetonové konstrukce. Záhy vznikla v Praze sesterská firma Kapsa & Müller, která se proslavila nejprve úpravou pražských nábřeží, pilíři Čechova a Hlávka mostu a stavbou Helmovského jezu. Zatímco Lannovy úpravy vltavsko-labské vodní cesty se odehrávaly převážně ve stávajícím toku řeky a s výjimkou hořínského laterálního kanálu se hloubily jen kanály plavidlových komor, na středním toku Labe se odřezávaly desítky meandrů a prokopával se do značné míry nový tok řeky. Proto byl poměr použitých pozemních rypadel a vodních bagrů na

zdejších stavbách zhruba vyrovnaný. V roce 1907, kdy úpravy začaly, byl u nás známý jediný typ pozemního bagrovacího stroje, totiž **korečkové rypadlo**, pojíždějící po dvou nebo více kolejnicích podél bagrovaného kanálu a vysypávající materiál do vozíků úzkorozchodné drážky. Rypadla podle návrhu inženýrů Vollheringa a Bernarda vyráběla od 80. let 19. století strojírna v německém Lübecku. Proslulost získal zejména její typ **B** s prověšeným řetězem a tunelem v tělese bagru pro posun vozíků, který byl ve velkém počtu dodán na stavbu severomořsko-baltského Kanálu císaře Viléma v letech 1887 až 1895. Rypadlo o hmotnosti 60 tun pojíždělo na 15 kolech rychlostí až 3,5 m/min po třech kolejnicích s vnějším rozchodem 3,8 m. Kotel byl ležatý se žárovými trubkami, dvojčítý parní

stroj o výkonu 40 koní poháněl korečkový řetěz s 24 korečků o obsahu 240 litrů a za minutu se vyklopilo 17 korečků. Výkonnost stroje se uváděla na 1200 až 1400 m³ za desetihodinovou směnu, dosah bagrování činil 14 m, největší hloubka pak 5 m. Stroj byl kryt „domem“ s ostěním z vlnitého plechu s klenutou nebo sedlovou střechou. Obsluhu tvořil bagrmistr, strojník, topič a pomocník pro ovládání výsypné klapky.

Dvě rypadla typu **B** si opatřila v 90. letech firma A. Lanna, jedno mnohem později ještě firma Kress. Ostatní firmy sáhly k jiným výrobkům, ať už německým nebo našim. Z domácích továren však pocházela jen tři rypadla, většinu vyrobily strojírna v Drážďanech-Uebigau nebo v Berlíně (Orenstein & Koppel). Uváděná výkonnost těchto menších strojů se pohybovala většinou mezi 50 a 90 m³ za hodinu. Na našich stavbách se pohybovalo téměř 30 parních korečkových rypadel a později 20 strojů se spalovacími nebo elektrickými motory. „Suchá“ rypadla pracovala na rozdíl od vodních bagrů s obráceným chodem řetězu, tedy nabírala směrem „k bagru“ a vynášela materiál spodní větví řetězu. Existovaly však i stroje použitelné oběma způsoby. Jedno takové obojížlivé rypadlo od výrobce Orenstein & Koppel se spalovacím motorem používala na vodě i na suchu firma Lanna. Větší parní rypadlo od stejného výrobce bylo u firmy Kindl na Labi dočasně používáno také v roli plovoucího bagru.

Parní lopatové rypadlo se poprvé objevil u firmy Lanna na stavbě zdymadla v Praze na Štvanici v roce 1910. Do vypuknutí první světové války měly naše stavební firmy sedm takových strojů od německých firem Bünger & Leyrer, Orenstein & Koppel či Menck & Hambrock.



Poprvé u nás použila lopatové rypadlo na stavbě firma A. Lanna, a to při hloubení plavebních komor v Praze na Štvanici v roce 1910. Stroj firmy Bünger & Leyrer z Düsseldorfu pracoval v červencovém horku bez ostění, takže je dobře vidět jediný parní stroj, ovládající všechny pohyby rypadla i lopaty. Rypadlo o hmotnosti 16 tun mělo lopatu s obsahem 1 m³.



V roce 1923 vyrobila Akciová strojírna, dříve Škoda, pro firmu Nejedlý – Řehák dvě velká parní lopatová rypadla s lopatou 2 m³, z nichž jedno na fotografii v červnu 1930 právě hloubilo jámu pro vodní elektrárnu ve Střekově. Parní stroj, viditelný na výložníku, ovládal nejen vysouvání lopaty, ale podle patentu výrobce také otevírání jejího dna.



Firma Kruliš byla u nás jediná, která trvale využívala lopatové rypadlo na pontonu. Stroj s lopatou 1,5 m³ vyrobila roku 1925 strojírna Orenstein & Koppel. Na fotografii z ledna 1928 ve Štěchovicích jsou vidět dvě ze čtyř opěr, které musely být při práci vzepřeny do dna řeky. Později bylo rypadlo s pontonem přestěhováno na stavby vážské kaskády.

Po válce už u nás převládly stroje posledních dvou jmenovaných výrobců, zatímco doma zhotovila jen několik rypadel na počátku 20. let Akciová strojírna, dříve Škoda. Lopatová rypadla poháněná parou měla vesměs stojaté parní kotle a s výjimkou nejstarších jednomotorových typů firmy Bünger & Leyrer vždy dva nebo tři parní stroje. Hlavní stroj otáčel navijecím bubnem lana pro zvedání lopaty a malý parní motor upevněný na výložníku vysouval lopatu. Případný třetí stroj ovládal otáčení a pojezd rypadla, u dvoumotorových rypadel tyto funkce připadaly hlavnímu motoru. Většina parních rypadel pojížděla po kolejích, od 20. let se ale začaly prosazovat stroje na páslech. Lopaty parních rypadel měly obsah od 1 do 2 m³, menší se vyskytovaly jen výjimečně. Podle výrobce se lišilo patentované provedení klapky, tedy lopatového dna. Zatímco rypadla Orenstein & Koppel měla klapku s výše uloženými

otočnými čepi, hamburský výrobce Menck & Hambrock používal k regulaci otevření klapky pásovou brzdou a Škoda přišla s vlastním systémem otevírání ozubeným hřebenem od parního motoru pro vysouvání lopaty. Každé lopatové rypadlo bylo po odmontování lopaty možné používat také s drapákovým košem. Celkem se u našich stavebních firem (mimo specializovaných skrývkových podniků) vyskytovalo na 50 parních lopatových rypadel.

Od druhé poloviny 20. let se stále více prosazovala lopatová rypadla se spalovacími motory, nakupovaná především jako univerzální stroje od firmy Menck & Hambrock. Ta je dodávala v typizovaném pásovém provedení jako parní, motorová nebo elektrická, v několika velikostech podle obsahu lopaty. Bylo možné je koupit buď jen v základní verzi, nebo se spodní lopatou, drapákem, beranidlem či vlečným korečkem.

Na rozdíl od parních se na našich stavbách více objevovala menší provedení motorových rypadel s lopatou od 0,45 do 1 m³. Od konce 30. let začala Škoda vyrábět motorová rypadla s lopatou 0,5 a 0,8 m³, během války následovaná licenčním provedením typu Mb (1 m³) od firmy Menck & Hambrock. Stejná rypadla pak vyráběla i strojírna ČKD. Po válce se k nám v rámci pomoci UNRRA dostala také řada strojů anglické, americké nebo francouzské výroby. Celkem se do roku 1948 podařilo zjistit téměř 170 motorových lopatových rypadel, z toho ovšem 40 % patřilo Fondu národní obnovy jako zabavený inventář po německých firmách. Elektrická rypadla byla na stavbách používána výjimečně až ve 40. letech.

Zdeněk Bauer

Foto: archiv autora



U starších parních lopatových rypadel se v případě potřeby odmontovala lopata a na její zdvihač í lano se zavěsil drapákový koš. K novějším rypadlům se už dodávaly zvlášť upravené drapákové výložníky. Motorové rypadlo Menck & Hambrock typu M IV v drapákové úpravě použila firma Bukovský v letech 1931–32 u Brandýsa nad Labem.



Licenční provedení motorového rypadla Škoda-Menck typu Mb2 s lopatou 1 m³ na stavbě přehrady Lipno v roce 1952. Německé stroje typů Mb a Mc se u nás začaly vyrábět během druhé světové války, kdy byly bombardovány továrny v Německu, a jejich produkce pokračovala ve Škodě a ČKD i po válce.

BAUER „IN-HOUSE EXHIBITION“

Jako každoročně, tak i tento rok probíhala v posledních dubnových dnech výstava zařízení a techniky pro technologie speciálních geotechnických prací v bavorském Schrobenhausenu – sídelním městě společnosti BAUER Maschinen GmbH. Na výstavě bylo prezentováno široké spektrum výrobků všech dceřiných společností koncernu BAUER Group, nechyběly ani novinky, zejména zařízení pro geotermální a hlubinné vrtání.



Hlavní expozice v centrále společnosti Bauer

Výstava ve Schrobenhausenu přitahuje každoročně pozornost lidí geotechnického „cechu“ z celého světa. Stejně tomu bylo i letos, kdy se zde setkali návštěvníci z více než 50 zemí. I když je zřejmé, že německému výrobci jsou „v patách“ i další výrobci z asijských zemí, zejména Číny, a obecně vzrůstá počet výrobců oborové techniky a rozšiřuje se její záběr, BAUER Group si – díky technickému vývoji a přizpůsobivosti novým technologickým trendům – udržuje v oboru přední pozici. Mezi vystaveným strojním zařízením v areálu centrály společnosti BAUER byly **vrtné soupravy pro rotační vrtání řady BG 12 až BG 40**. Koncept BG má tradičně u zákazníků firmy velkou oblibu díky své flexibilitě použití pro různé druhy vrtání od standardního systému hloubení vrtů až po systémy CFA a FDP. Mezi vrtnými soupravami „běžných“ proporcí nevyčnívala výškou, nicméně ani nezapadala v pozornosti hostů, **souprava BG 12 H**, která umožňuje vrtat ve výškově omezeném prostředí jednoduchou modifikací vrtné věže při min. světlé výšce 7,1 m. **Pásové jeřáby řady MC** (MC 32 až MC 128) byly nastrojeny převážně systémy pro hloubení podzemních stěn (drapákem DHG-S, hydrofrézou BC 32 a BC 40). Specialitou vývojářské

kuchyně BAUER byl tentokrát **nosič pro speciální zakládání MC 128**, který byl osazen hydrofrézou BC 40. Jedná se o novou generaci jeřábových nosičů s nosností až 200 t pro různé aplikace speciálního zakládání staveb. Tento nosič je schopen pohánět jednotkou s výkonem 707 kW jak všechny typy hydrofréz a hydraulických drapáků, tak i vibrační beranidla.

Středněprofilové vrtné systémy představila dceřiná společnost KLEMM Bohrtechnik.

Michací a separační stanice (jednotky)

všech velikostí, včetně obřích jednotek pro kompletní výplachové hospodářství k vrtným soupravám pro hlubinné vrtání, nabídla dceřiná společnost MAT Mischanlagentechnik. Dceřiná společnost Prakla pak předvedla řadu různých typů vrtných souprav pro **hydrologické a hlubinné vrtání**. A výčet tradičního výstavního menu by nebyl úplný bez různých typů beranidel od firem Pileco a Fambo. V bývalé tovární hale „Stará svařovna“ byli návštěvníci u několika informačních stánků seznamováni s rozmanitými ukázkami vrtných nástrojů. Byla zde představena 20letá vývojářská práce týmu firmy BAUER, díky níž vzniklo široké spektrum vrtných zařízení, schopných účinně pracovat v takřka jakýchkoliv geologických prostředích.

To, že má Bauer nakročeno ve vývoji i jiným směrem, než je jeho tradiční zaměření na speciální geotechniku, bylo zřejmé z okázalé **prezentace vrtných souprav pro hlubinné vrtání TBA 200 a TBA 300** v obci Edelshausen poblíž Schrobenhausenu, v areálu zbrusu nových montážních hal. Souprava TBA 300 může dosáhnout hloubek až 4000 m, TBA 200 je konstruována pro vrtání v hloubkách 2000–3000 m. Tyto kolosy společně se stanicemi s kompletním výplachovým hospodářstvím, vybavené generátory el. energie,



Vrtná souprava TBA 300 pro provádění hlubinného vrtání

pokrývajícími jejich spotřebu 2,8, resp. 4 MW, budí dojem malých „továren na výrobu vrtů“. Hlubinné vrtání mohou být využívány pro získání geotermální energie, těžbu plynu a ropy nebo jako vysokokapacitní zdroje pitné vody. Pružnost společnosti BAUER Maschinen GmbH v oblasti vývojových trendů s reflexí ekonomické situace je zjevná i méně zavedeným; je otázkou, jaký objem výroby zaujme tento nastolený nový směr k movitým těžbařským zákazníkům, jejichž poptávka a solventnost je na rozdíl od stavebnictví ze střednědobého hlediska stálá a téměř netknutá výkyvy globální ekonomiky.

Mgr. Jan Budkovský, Ing. Jan Šperger,

Zakládání staveb, a. s.

Foto: Ing. Jan Šperger

BAUER „In-house exhibition“

In the last days of April 2009 the Bavarian town of Schrobenhausen, where the BAUER Maschinen GmbH has its registered office, hosted the annual exhibition of machines and equipment for special geotechnical technologies. The exhibition presented a wide range of products by all the BAUER Group daughter companies, including several novelties with special attention drawn to the equipment for geothermal and deep drilling.



Nová generace jeřábového nosiče MC 128 s hydrofrézou BC 40



Recyklační jednotka TSA 5000



Středněprofilové vrtné soupravy Klemm

NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ JÍLOVÉHO MASIVU

ČÁST 2: PŘÍKLADY APLIKACÍ

V první části tohoto článku, publikovaného v minulém čísle časopisu *Zakládání*, jsou shrnuty základní charakteristiky hypoplastického modelu pro jíly, jeho výhody oproti jiným pružnoplastickým modelům a způsob kalibrace parametrů, který v principu není složitější než kalibrace Mohr-Coulombova modelu. Tato navazující část demonstruje využití při řešení praktických problémů. Model je možno využít v kombinaci s řadou programů metody konečných prvků (MKP). V článku detailněji popisujeme jeho aplikaci v kombinaci s MKP programem PLAXIS, jež nevyžaduje programátorské znalosti, a příslušnou implementaci je možno stáhnout bezplatně z adresy www.soilmodels.info. Uvádíme čtyři příklady řešení praktických úloh, na nichž jsou ukázány přednosti využití hypoplastického modelu ve srovnání s méně pokročilými konstitučními vztahy.

V „Části 1“ tohoto článku jsme popsali výhody pokročilého nelineárního modelu pro zeminy – hypoplastického modelu pro jíly – oproti jednodušším a nejčastěji využívaným modelům, jakým je např. pružnoplastický Mohr-Coulombův model. Parametry pokročilého modelu jsou nezávislé na stavu zeminy, jejich kalibrace tedy klade menší nároky na laboratorní vzorky; většina parametrů může být dokonce kalibrována na základě zkoušek na rekonstituovaných vzorcích a pro kalibraci vystačíme se základními laboratorními experimenty. Pokročilý model předpovídá nelineární chování zemin, které je zásadní pro správné předpovědi chování geotechnických konstrukcí.

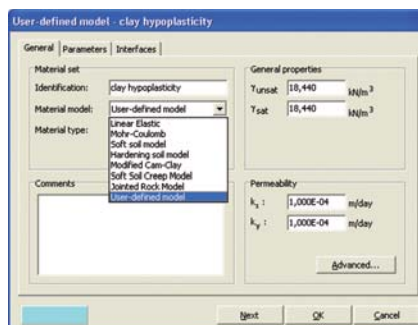
Využití hypoplastického modelu v MKP programu PLAXIS

Implementace hypoplastického modelu pro jíly je dostupná pro řadu programů metody konečných prvků, které umožňují jeho využití v praktických aplikacích. Model je buď implementován přímo v základní verzi programu (jako například u programu *Tochnog Professional*), nebo jej lze použít v rámci tzv. uživatelských subrutin, které umožňují uživatelskou implementaci libovolného materiálového modelu. Většina pokročilých MKP programů, využívaných v geotechnických analýzách, implementaci umožňuje. Problémem je pouze to, že různé programy pro ni využívají různé formy. Model naprogramovaný pro jeden MKP program tedy není možno využít přímo v jiném programu, je nutné programovat „interface“ mezi různými standardy. Soubor konstitučních modelů, implementovaných jako uživatelské subrutiny, je zdarma dostupný na webové adrese www.soilmodels.info (Gudehus et al., 2008). Hypoplastický model pro jíly je v současnosti dostupný pro programy PLAXIS a ABAQUS. Protože program PLAXIS je dnes patrně nejpožívanějším MKP programem v naší i evropské geotechnické praxi, budeme se podrobněji věnovat popisu využití hypoplastického modelu právě v tomto programu.

Uživatelské konstituční modely jsou do programu PLAXIS včleněny pomocí funkce User_Mod, programované v jazyku Fortran. Implementace je následně zkompilována do podoby dynamické knihovny usrmod.dll. Aspekty programování se uživatel nemusí zabývat, na uvedené webové adrese lze zdarma stáhnout přímo zkompilovanou knihovnu usrmod.dll. Dále je třeba učinit následující kroky:

1. Zkopírovat soubor usrmod.dll přímo do hlavního adresáře programu PLAXIS. Typicky se jedná o adresář c:\Program Files\Plaxis8x (či Plaxis9x pro verzi 9), ale program může být i v jiném adresáři, pokud byl cílový adresář změněn při instalaci programu.
2. V okně definujícím materiálové modely zvolíme ve volbě „General“ pod záložkou „Material model“ možnost „User-defined model“ (viz obr. 1a). Ve volbě „Parameters“ pak zvolíme usrmod.dll jako knihovnu, kterou budeme využívat při výpočtech, a zvolíme číslo modelu „ID 2“ (model číslo 1 odpovídá hypoplastickému modelu pro hrubozrnné materiály dle von Wolfersdorffa, 1996; viz obr. 1b).
3. Dále následuje zadání materiálových parametrů. V tomto okně zadáme parametry modelu, jejichž stanovení jsme popsali v „Části 1“, a dále musíme zadat informace, sloužící k inicializaci stavových proměnných. Pořadí parametrů je následující:

- Parametr 1: Úhel vnitřního tření v kritickém stavu φ_c .
- Parametr 2: Změna středního napětí v důsledku soudržnosti. Tato hodnota je pro základní hypoplastický model rovna 0.



- Parametry 3–6: Parametry základního hypoplastického modelu λ^* , κ^* , N a r .
 - Parametry 7–9: Nejsou využívány.
 - Parametry 10–14: Parametry koncepce intergranulárních přetvoření v pořadí m_R , $m_{R'}$, R , β , a χ . V případě, že je zadáno $m_R = 0$, je využita základní verze hypoplastického modelu bez koncepce intergranulárních přetvoření.
 - Parametr 15: Objemový modul vody pro nedrénovanou analýzu K_w . Tuto možnost využijeme pouze pokud provádíme pokročilou analýzu s uživatelem definovanou hodnotou K_w . V případě drénované analýzy, konsolidační analýzy a nedrénované analýzy s PLAXIS volbou „undrained“ jako „Material type“ zadáme hodnotu parametru 15 rovnou 0.
 - Parametr 16: Počáteční číslo pórovitosti nebo stupeň překonsolidace. Pokud zadáme Parametr 16 < 10, je využit pro inicializaci čísla pórovitosti. Pokud zadáme jeho hodnotu větší než 10, je využit k inicializaci stupně překonsolidace OCR, který je pak počítán jako OCR = (Parametr 16) – 10.
 - Parametry 17–22: Počáteční hodnoty tenzorů intergranulárních přetvoření. Pro většinu aplikací zadáváme hodnotu 0.
4. Dále postupujeme standardním způsobem použití programu PLAXIS. Pokud nás zajímá průběh čísla pórovitosti pro postprocessing, je uložen jako stavová proměnná číslo 7. Seznam ostatních stavových proměnných a dalších veličin pro postprocessing je uveden na www.soilmodels.info.

Tab. 1 a 2 uvádějí parametry hypoplastického modelu pro různé zeminy spolu s literaturou, kde je možno nalézt detaily kalibrace.

Návrh tunelů železničního koridoru Brno–Přerov (SUDOP Praha, a. s.)

V roce 2009 probíhají projektové práce na přípravné dokumentaci ke stavbě „Modernizace trati Brno–Přerov, 1. etapa Blažovice–Nezamyslice“ (středisko 203/SUDOP Praha, a. s.). Na tomto úseku je v této fázi projektu navrženo celkem 5 významnějších geotechnických staveb. Tři tunely,

Parameter	Name	Unit	Value
1	-	[°]	22,560
2	-	[°]	0,000
3	-	[°]	0,128
4	-	[°]	0,010
5	-	[°]	1,506
6	-	[°]	0,450
7	-	[°]	0,000

Obr. 1a, 1b: Použití hypoplastického modelu pomocí uživatelské subrutiny v programu PLAXIS

Tabulka 1: Typické parametry základní verze hypoplastického modelu pro různé jemnozrné zeminy

Zemina	Reference	φ_c [°]	λ^*	κ^*	N	r
Londýnský jíl	Mašín (2005)	22,6	0,11	0,016	1,375	0,4
Brněnský jíl	Svoboda a Mašín (2008)	19,9	0,128	0,01	1,506	0,45
Jíl Fujinomori	Mašín a Herle (2007)	34	0,045	0,011	0,887	1,3
Jíl Bothkennar	Mašín (2007)	35	0,119	0,006	1,344	0,07
Jíl Pisa	Mašín (2007)	21,9	0,14	0,008	1,56	0,3
Jíl Beaucaire	Mašín et al. (2006)	33	0,057	0,007	0,85	0,4
Kaolin	Trhlíková et al. (2009)	27,5	0,105	0,014	1,32	0,45
Londýnský jíl	Mašín (2009)	21,9	0,095	0,015	1,257	0,5
Kaolin	Hájek et al. (2009)	27,5	0,065	0,01	0,918	0,67
Jíl Trmice	Hájek et al. (2009)	18,7	0,091	0,01	1,09	0,18

Tabulka 2: Typické parametry koncepce intergranulárních přetvoření

Zemina	Reference	m_{Rz}	m_r	R	β_r	χ
Londýnský jíl (rekonst.)	Mašín (2005)	4,5	4,5	1e-4	0,2	6
Londýnský jíl (nat.)	Mašín (2009)	9	9	5e-5	0,1	1
Brněnský jíl (nat.)	Svoboda a Mašín (2008)	16,75	16,75	1e-4	0,2	0,8

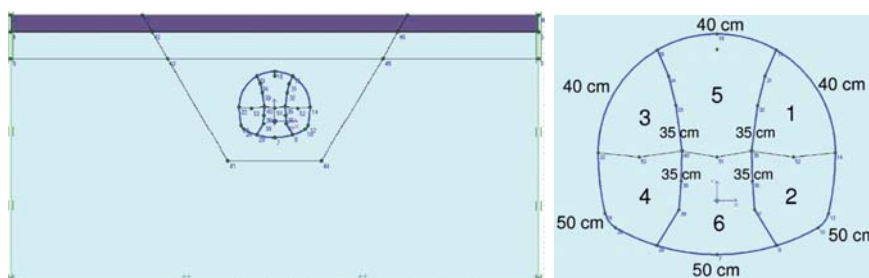
ražené metodou NRTM ve třídě 5b a 5c, kde se uvažuje jak vertikální, tak i horizontální členění výrubu. Dále hloubený tunel a zářez, pro jehož výstavbu je v projektu zvolena technologie podzemních stěn a postupného odtěžování zeminy uvnitř konstrukce s následnou betonáží železobetonového rozpěrného dna. Obdobnou konstrukcí je např. zářez v Třebovicích, v nedávné minulosti hodně diskutovaná stavba. Po vyhodnocení prvních vrtů inženýrskogeologického průzkumu (ARCADIS-Geotechnika, a. s., a SUDOP Praha, a. s.) bylo rozhodnuto provést statické výpočty za pomoci hypoplastického konstitučního modelu. V území mezi Brnem a Přerovem se vyskytují především terciérní a kvartérní sedimenty jílovitoprachovitého až jílovitého charakteru s vápnitou příměsí (F8/CH,CV,CE). Pro popis jejich mechanického chování je hypoplastický model vhodným nástrojem.

Trojosé, krabicové a oedometrické zkoušky na rekonstituovaných i neporušených vzorcích, potřebné pro určení základních vstupních parametrů hypoplastického modelu, v současné době provádí ARCADIS-Geotechnika, a. s. Laboratorní experimenty pro určení parametrů koncepce intergranulárních přetvoření a určení poklesu smykové tuhosti zeminy v závislosti na přetvoření jsou prováděny v laboratoři mechaniky zemin PŘF UK. Výsledky zkoušek a kalibrace hypoplastického modelu jsou očekávány v nejbližší době (Ježek a Mašín, 2009). Numerický model pro první fázi projektové dokumentace, provedený ve spolupráci PŘF UK a SUDOP

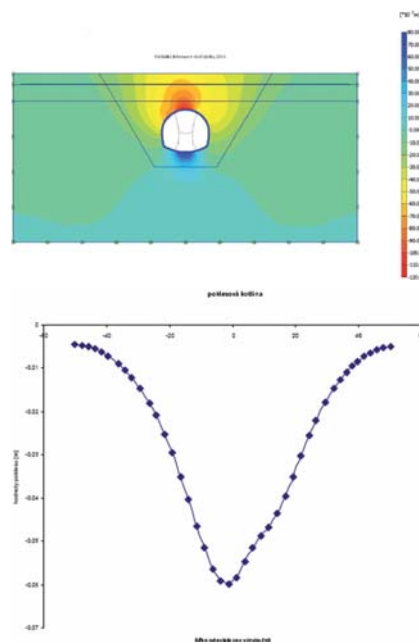
Praha, a. s., proto využil parametry hypoplastického modelu, získané pro brněnský jíl Svobodou et al. (2009). Pro finální podobu návrhu budou simulace provedeny znovu s nově kalibrovanými parametry.

Pro výpočet se využil MKP program PLAXIS ve 2D způsobem popsáným výše. K zohlednění 3D efektů se využila β -metoda s hodnotou faktoru $\beta = 0,5$. Tenká svrchní vrstva spraší (F6/CL,C1) byla popsána Mohr-Coulombovým modelem. Analýza ražených konstrukcí byla provedena jako nedrénovaná, vzhledem k malé propustnosti jílu, ale s využitím redukované hodnoty objemového modulu vody K_w (postup popisuje Mašín, 2009). Otevřený zářez byl počítán s využitím konsolidační analýzy. Zkoušeny byly různé možnosti členění výrubu. Na základě modelu byla vybrána nejvhodnější varianta, přičemž posuzovanými faktory byly deformace povrchu, vnitřní síly v ostění, rychlost výstavby, cena. Nejvhodnější se zdá být členění výrubu na 6 částí, které je kombinací vertikálního a horizontálního členění bez uzavírání spodních kleneb v kapličkách a kalotě. Klenba je uzavřena až po odtěžení celé plochy výrubu. Výpočet byl rozdělen do 10 fází v výrubu, resp. 13 fází u zářezu. Vše je patrné z obr. 2.

Vypočtené hodnoty deformací (obr. 3) odpovídají očekávání projektanta i dřívějším zkušenostem s chováním podobných konstrukcí, pro které jsou k dispozici hodnoty deformací, získané z monitoringu.



Obr. 2: Geometrie 2D modelu ražených tunelů na trati Brno–Přerov spolu s detailem členění výrubu a proměnnými hodnotami tloušťek primárního ostění (Ježek a Mašín, 2009)



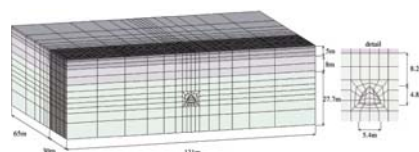
Obr. 3: Hodnoty svislých deformací v okolí výrubu a hodnoty deformací poklesové kotliny (Ježek a Mašín, 2009)

Simulace Královopolských tunelů

Hypoplastický model je na PŘF UK využíván pro výzkumné účely pro simulaci Královopolských tunelů v rámci doktorské práce T. Svobody. Předpovědi byly porovnávány s výsledky získanými pomocí základního Mohr-Coulombova modelu. Ten byl kalibrován výhradně pro účely této práce a prezentované předpovědi nemají souvislost s analýzami prováděnými projektanty tunelu, kteří využívali pokročilejší verze Mohr-Coulombova modelu, jež částečně odstraňují jeho základní nedostatky. Detaily provedených simulací uvádějí Svoboda et al. (2008, 2009) a Svoboda a Mašín (2008, 2009).

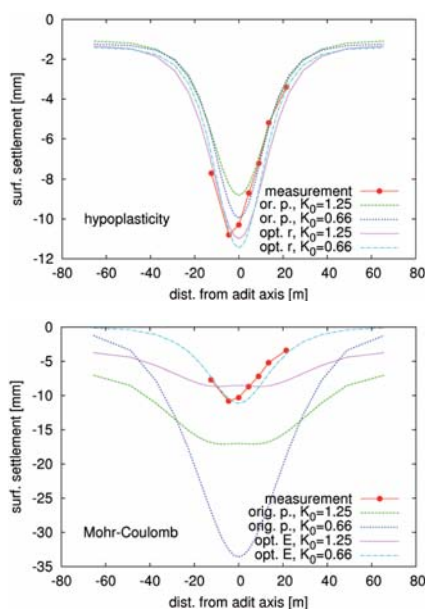
Hypoplastický a Mohr-Coulombov model byly kalibrovány na základě laboratorních zkoušek na brněnském jílu. Zkoušky odpovídají těm, jež byly popsány v „Části 1“. Realizovaly se i pokročilé laboratorní experimenty, studující chování v oboru velmi malých přetvoření, jež posloužily ke kalibraci parametrů koncepce intergranulárních přetvoření.

Postup analýz, pro něž se použil MKP program Tochnog Professional, byl následující. Nejprve byl vytvořen 3D model průzkumných štol (obr. 4). Paralelně byl vytvořen 2D model štol s využitím metody redukce uzlových sil podél tunelu před instalací samotného ostění (tzv. β -metoda) a β faktor



Obr. 4: Geometrie a MKP síť 3D modelu průzkumných štol tunelu Dobrovského (Svoboda a Mašín, 2009)

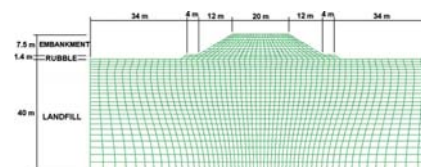
byl kalibrován tak, aby 2D a 3D modely předpověděly shodné výsledky. Ve výpočtech se uvažovaly dvě hodnoty součinitele zemního tlaku v klidu K_0 , a to proto, že jeho přesná hodnota in situ není známa. Následně se porovnaly výsledky výpočtu s daty monitoringu a pomocí programu pro optimalizaci parametrů UCODE se na základě 2D analýz hledaly takové hodnoty parametrů, které poskytují výsledky shodné s hodnotami naměřenými monitoringem. Výsledky výpočtů ukazuje obr. 5, „orig. p.“ či „or. p.“ značí původní sadu parametrů, kalibrovanou na základě výsledků laboratorních zkoušek. Je zřejmé, že hypoplastický model poskytuje pro obě hodnoty K_0 výsledky, jež se blíží měřeným, již pro původní sadu parametrů. Ještě lepší shoda je získána po drobné modifikaci parametru r , jenž kontroluje smykovou tuhost zeminy („opt. r “ v obr. 5a). Na rozdíl od hypoplastického, Mohr-Coulombův model s původní sadou parametrů výrazně nadhodnocuje deformace (obr. 5b). V případě vysoké hodnoty K_0 dokonce nelze výpočet optimalizovat. Shody je dosaženo jen pro nízkou hodnotu K_0 , ale za využití nereálných hodnot parametru E . V další fázi výzkumu byly optimalizované sady parametrů využity k 2D a 3D simulacím celého tunelu. Poté, co proběhne ražba, budou výsledky výpočtů porovnány s měřeními. Simulace Královopolských tunelů ukazuje jednu z výhod hypoplastického modelu – na rozdíl od Mohr-Coulombova modelu je možné jej použít k přímé předpovědi chování geotechnické konstrukce s parametry kalibrovanými pouze na základě kvalitních laboratorních zkoušek.



Obr. 5: Předpovědi deformací povrchu způsobených ražbou průzkumné štoly pomocí hypoplastického (vlevo) a Mohr-Coulombova (vpravo) modelu (Svoboda a Mašín, 2009)

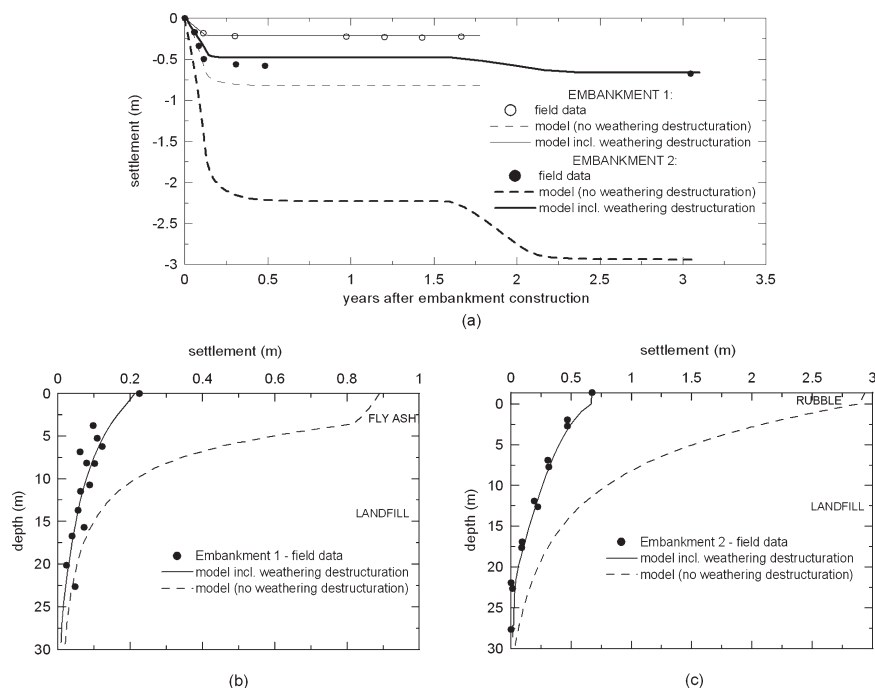
Simulace dálničních násypů na výsypkách hnědouhelných dolů

Hypoplastický model použil Najser (2009) k simulaci chování dvou zkušebních násypů, postavených a podrobně geotechnicky monitorovaných v rámci výstavby úseku dálnice D8 v okolí Ústí nad Labem. Výsypky jsou tvořeny až 0,5 m velkými „hroudami“ třetíhrodních jílovců, které se vyskytují v nadloží uhelné sloje a které byly sypány na výsypku bez jakéhokoli hutnění. Při numerickém modelování bylo nutno zohlednit dvojitou pórovitost materiálu výsypek. K intragranulární pórovitosti – pórovitosti materiálu hrud sypaniny – přibývá intergranulární pórovitost mezi jednotlivými hroudami (mezepórovitost). K simulaci takového materiálu nelze použít hypoplastický model v jeho základní podobě, je třeba využít jeho modifikaci, zohledňující vlivy nestabilní struktury (Mašín, 2007). Detailní popis využití takto modifikovaného modelu je nad rámec tohoto příspěvku, zájemci jsou odkázáni na práci Najsera et al. (2009 a). Model byl pro účely tohoto projektu kalibrován pomocí laboratorních experimentů na materiálu hrud sypaniny (kalibrace základního modelu) a na základě běžných oedometrických zkoušek, při nichž se ale zkoušela „sypanina“ připravená v laboratoři z materiálu hrud tak, aby její křivka zrnitosti odpovídala křivce zrnitosti sypaniny in situ, redukované s ohledem na rozměry laboratorního vzorku. Přesnost předpovědi modelu pak byla posouzena na základě numerických simulací zmenšeného modelu dálničního násypu, provedeného na materiálu s redukovanou křivkou zrnitosti v geotechnické centrifuzě na ETH v Curychu (Najser et al., 2009 b). Výpočty byly opět provedeny softwarem *Tochnog Professional*.

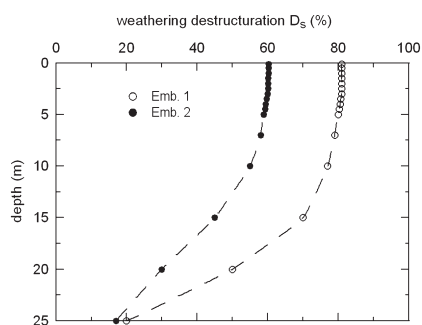


Obr. 6: Geometrie a MKP síť použitá k simulaci jednoho ze dvou zkušebních násypů (Najser et al., 2009 a)

Geometrie a MKP síť použitá k simulaci jednoho ze dvou zkušebních násypů (skutečný násyp v měřítku 1 : 1) je zobrazena na obr. 6. Od nasypání výsypky po konstrukci násypů uběhlo přes 20 let. Během této doby docházelo k degradaci hrud sypaniny, a tedy k degradaci intergranulární pórovitosti. První sada simulací byla provedena bez uvažování této degradace. Obr. 7 ukazuje (křivky pro „no weathering destructuration“), že model v tomto případě výrazně nadhodnocuje sedání násypu. Pomocí upraveného modelu pak byl zpětnou analýzou zjištěn stupeň degradace intergranulární pórovitosti v důsledku zvětvávání během doby od nasypání výsypky do výstavby násypu. Obr. 7 ukazuje, že sedání je potom modelem velmi dobře reprodukováno. Průběh degradace intergranulární pórovitosti s hloubkou je znázorněn na obr. 8. $D_s = 100\%$ značí plnou degradaci (chování materiálu pak odpovídá chování jednotlivých hrud), $D_s = 0\%$ značí stav po nasypání. Úroveň degradace je pro oba násypy mírně odlišná vzhledem k lokálním vlivům (podrobnosti uvádí Najser, 2009). Z výpočtů je ale velmi dobře patrné, že degradace výsypky během 20 let je v úrovni svrchních cca 10 metrů výrazná a s hloubkou se výrazně nemění, ale ve



Obr. 7: Předpověď závislosti sedání násypu na čase (a) a konečného sednutí na hloubce (b, c) (Najser et al., 2009 a).



Obr. 8: Průběh degradace intergranulární pórovitosti s hloubkou, způsobené zvětrávacími procesy, probíhajícími v období mezi nasypáním výsypky a výstavbou násopy (Najser et al., 2009 a)

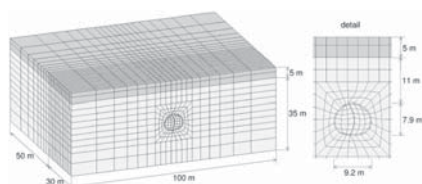
větší hloubce se snižuje. Hypoplastický model v tomto případě pomáhá pochopit zákonitosti mechanického chování výsypkového materiálu, jejichž znalost může být využita při projektování staveb v obdobném prostředí.

Simulace zkušební tunelu pro Heathrow expres

Hypoplastický model byl také využit k simulaci zkušební tunelu pro Heathrow expres v Londýně. Jedná se o NRTM tunel v londýnském jílu, jehož chování bylo detailně monitorováno. Dostupnost dat z monitoringu (Deane a Basset, 1995) a detailní znalost mechanického chování londýnského jílu činí ze zkušební tunelu pro Heathrow expres vhodný objekt pro studium různých konstitučních modelů.

Stejně jako v případě tunelů Dobrovského byl problém řešen ve 3D pomocí MKP programu Tochnog Professional. Detaily výpočtů udává Mašín (2009) a Mašín (2008). Geometrie a MKP síť jsou zobrazeny na obr. 9. Ve výpočtech se uvažovala změna tuhosti stříkaného betonu s časem a závislost hodnoty součinitele zemního tlaku v klidu K_0 na hloubce, tak jak ji měřili Hight et al. (2007). K_0 dosahovalo relativně vysokých hodnot, v hloubce tunelu bylo přibližně $K_0 = 1,5$.

Ve výpočtu se uvažovaly dva konstituční modely, kalibrované na základě shodných laboratorních dat: jednalo se o hypoplastický model pro jílu s koncepcí intergranulárních přetvoření a základní model Cam jílu (Roscoe a Burland, 1968). Oba modely jsou založeny na koncepci kritických stavů a uvažují pórovitost jako



Obr. 9: Geometrie a MKP síť 3D modelu zkušební tunelu pro Heathrow Express (Mašín, 2009)

stavovou proměnnou, model Cam jílu však pro překonsolidované zeminy neuvažuje nelinearitu tuhosti.

Průběh vertikálních deformací předpovědných oběma modely je z kvalitativního hlediska porovnan na obr. 10. Je zřejmé, že průběh deformací podle modelu Cam jílu (MCC) je zcela nerealistický. Kvůli vysoké hodnotě K_0 model předpovídá zdvih klínu zeminy nad osou tunelu. Oproti tomu hypoplastický model (hypo., istr.) předpovídá realistické rozložení deformací s maximálním sedáním nad osou tunelu.

Předpovědi jsou porovnány s výsledky monitoringu z kvantitativního hlediska na obr. 11. Obr. 11a představuje poklesovou kotlinu, obr. 11b pak průběh horizontálních deformací s hloubkou, jak byly měřeny pomocí inklinometrů. Je zřejmé, že v tomto případě i hypoplastický model nadhodnocuje šířku poklesové kotliny a vertikální deformace. Jeho předpovědi jsou ovšem o poznání blíže měřeným datům než předpovědi modelu Cam jílu.

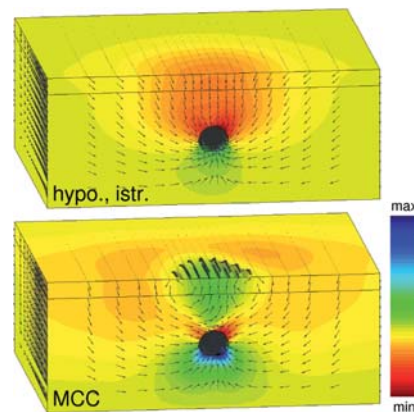
Závěr

Na čtyřech příkladech jsme ukázali použití hypoplastického modelu při řešení praktických úloh. I přes to, že model v principu nevyžaduje složitější kalibraci než nejpoužívanější Mohr-Coulombův model, vede k výrazně přesnějším výsledkům. Je zřejmé, že hypoplastický model pro jemnozrnné zeminy má v inženýrské praxi své opodstatnění. Je vhodnou alternativou k pracnému kalibrování a úpravám Mohr-Coulombova modelu s často nereálnými parametry, což je, bohužel, všeobecně rozšířený postup.

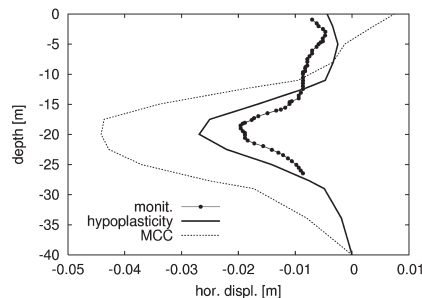
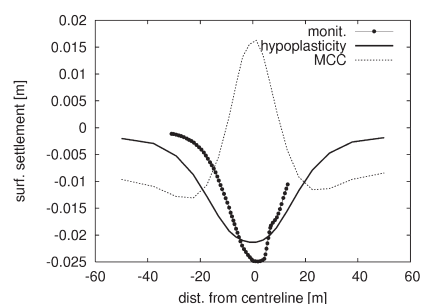
David Mašín¹, Jan Ježek², Jan Najser¹, Tomáš Svoboda¹ a Jan Boháč¹

¹ Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta;

² SUDOP Praha, a. s.



Obr. 10: Deformace způsobené ražbou zkušební tunelu pro Heathrow expres. Kvalitativní porovnání předpovědi hypoplastického modelu (hypo., istr.) a modelu cam jílu (MCC) (Mašín, 2009).



Obr. 11: Deformace způsobené ražbou zkušební tunelu pro Heathrow expres. Porovnání předpovědi poklesové kotliny (a) a horizontálních deformací (b) s monitoringem (Mašín, 2009).

Poděkování

Autoři děkují za finanční podporu grantům GAAV IAA201110802, GAČR 205/08/0732, GAČR 103/07/0678 a VZ MSM0021620855.

Literatura

<http://labmz1.natur.cuni.cz/~bhc/s/zakladani>

Clay massif numerical modelling Part 2: Application examples

The first part of this article published in the last issue of the *Zakládání magazine* summarizes the characteristics of a hypoplastic model for clays, its advantages compared to other elastic plastic models and the way parameters are calibrated: as a matter of fact, this type of calibration is in no way more difficult than the Mohr-Coulomb's model calibration. In its second part the article demonstrates its use for solving practical problems. The model can be used in combination with a line of the finite element method programmes. The article deals in more detail with its application in combination with the PLAXIS finite element method programme that requires no programming skills and its respective implementation can be downloaded for free on the www.soilmodels.info page. Four examples of a practical problem solution are presented in the article, showing the advantages of the hypoplastic model usage compared to less advanced constitutive relations.



Obr. 1: Pohled na objekty bloku bytových domů, vybraných pro zabezpečení metodou kompenzační injecktáže

SILNICE I/42 BRNO-VMO DOBROVSKÉHO, KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽE NA STAVBĚ KRÁLOVOPOLSKÉHO TUNELU V BRNĚ

Následující řádky volně navazují na článek Ing. Josefa Mráze o přípravných pracích pro kompenzační injecktáž na uvedené stavbě, který vyšel v časopise Zakládání 4/2008. S laskavým souhlasem autora jmenovaného textu jsou zde znovu publikovány některé informace, které jsou důležité pro pochopení věcí dále popisovaných.

Připomeňme si tedy, že geologické prostředí pro ražbu tunelů Dobrovského s relativně nízkým nadložím a hustá městská zástavba nad raženými tunely tvoří velmi náročné prostředí s předpokládanými nepříznivými účinky ražby právě na tuto povrchovou zástavbu. Vedle pasivních prvků zabezpečení povrchové zástavby byla přidána kompenzační injecktáž jakožto aktivní opatření, které řízeně minimalizuje deformace vzniklé ražbou, v závislosti na vývoji deformací průběžně sledovaných monitoringem stavby. Tento článek popisuje zkušenosti nabyté při provádění kompenzační injecktáže pod vybranými objekty.

Projekt stavby Královopolského tunelu v Brně řeší zabezpečení zástavby z povrchu celým souborem opatření, např. clonami z mikropilot či z prvků prováděných metodou tryskové injecktáže nebo posílením konstrukcí objektů v zájmovém území.

V rámci dokumentace pro realizaci stavby tunelů pak byla k uvedeným pasivním opatřením přidána kompenzační injecktáž, prováděná v geologických vrstvách nad tunelem a pod základy chráněných objektů jakožto opatření aktivní. Principem kompen-

zační injecktáže je zřízení injeckčních polí pod vybranými objekty s následnou opakovanou řízenou vysokotlakou injecktáží, prováděnou po etážích v po sobě jdoucích fázích, která dokáže vyvolat cílené svislé posuny sledovaných měřících bodů umístěných na vybraných objektech. Takový postup může minimalizovat deformace vyvolané ražbou. Realizace tohoto projektu byla svěřena společnosti Zakládání staveb, a. s., která prokázala účinnost metody kompenzační injecktáže v místních geologických podmínkách již při

pokusu provedeném na objektu Veleslavínova 1 (v oblasti provizorního portálu Tunelu I) v červnu 2007. Více viz časopis Zakládání 4/2007. Související dodavatelská dokumentace pak byla vypracována ve spolupráci společností Amberg Engineering Brno, a. s., a FG Consult, s. r. o.

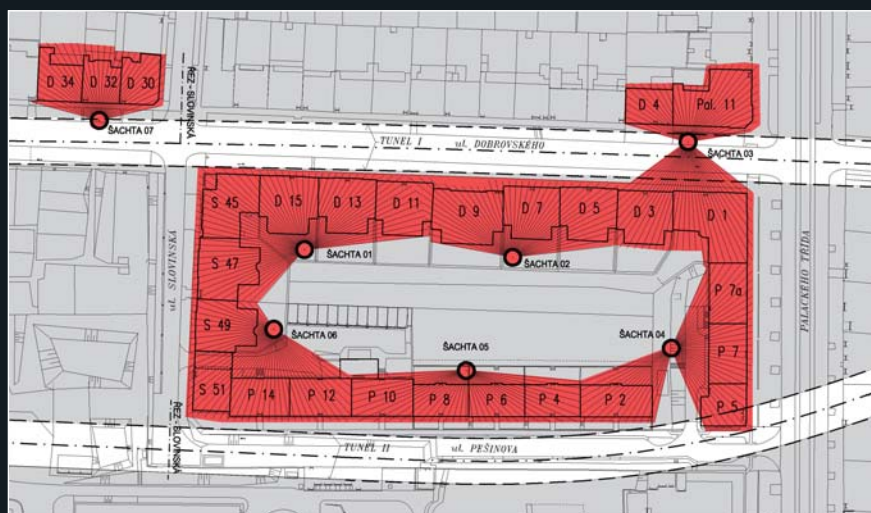
Stavební objekty

Rozsah kompenzační injecktáže byl dán výběrem objektů podle kritérií stanovených zadavatelem a generálním projektantem. Vybrány byly zejména ty objekty, u nichž byly předpokládány významné deformace od ražby tunelu, kde způsobu ochrany odpovídá hodnota těchto objektů ve vazbě na výsledky odhadu možných škod souvisejících s činností stavby. Byly zváženy náklady na opravu objektů poškozených deformacemi od ražby tunelu a náklady na provedení kompenzační injecktáže, která by vznik těchto škod minimalizovala.

Nadměrnými deformacemi od ražby tunelu byly nejvíce ohroženy budovy se dvěma a více nadzemními podlažními nacházející se nad tunelem a v jeho těsné blízkosti.

Pro aplikaci kompenzační injecktáže byly zadavatelem prací vybrány níže uvedené skupiny objektů (obr. 2):

Na severní straně ulice Dobrovského se jedná o skupinu tří rodinných, resp. nájemních, domů s dvěma až třemi nadzemními



Obr. 2: Situace objektů vybraných pro zabezpečení kompenzační injektáží včetně souvisejícího rozmístění injektážních šachet bloku

podlažími a sklepem (Dobrovského 30, 32, 34), dále u Palackého třídy dva domy: restaurace Racek (Palackého 11) a administrativní budova (Dobrovského 4). Na jižní straně ulice Dobrovského se jedná o městské nájemní domy se třemi až čtyřmi nadzemními podlažími a sklepem (Slovinská 47, 49, Dobrovského 1, 3, 5, 7, 9, 11, 13, 15). Tyto domy byly postaveny počátkem minulého století, zdivo budov je cihelné, předpokládá se založení na základových pásech rovněž z cihelného zdiva. Mezi těmito budovami je bytový dům Slovinská 45 z druhé poloviny minulého století se skeletovou konstrukcí, založený na železobetonové základové desce. Více na jih podél ulice Pešínova jsou situovány další vybrané nájemní domy, postavené v letech 1945–1950 a v 60. letech minulého století. Domy podél této ulice jsou cihelné o čtyřech až pěti nadzemních podlažích (Palackého 5, 7, 7a, Pešínova 2, 4, 6, 8, 10, 12, 14, Slovinská 51). Základové konstrukce těchto objektů jsou železobetonové, případně z prostého betonu. Zdivo budov je z plných pálených cihel.

Geologie zájmové oblasti

Základní horninou zájmového území jsou brněnské vápnité jíly neogenního stáří v hloubce 6 až 10 m od terénu. Na jílech je uloženo souvrství fluvialních sedimentů tloušťky 1–3 m, které je tvořeno vrstvami různě zrnitých materiálů. Spodní vrstvu tvoří hrubozrnné sedimenty – převážně hlinité písky s poměrně značným obsahem štěrkových zrn, méně často hlinité štěrky. Tato vrstva není v celé zkoumané oblasti souvislá a místy obsahuje proplástky jemnozrnných zemin – jílovitých hlín. Svrchní vrstvu souvrství fluvialních sedimentů tvoří hlíny, resp. jílovité hlíny. Výše jsou uloženy sedimenty eolického původu – spraše a sprašové hlíny, které mohou být silně stlačitelné a prosedavé. Nejsvrchnější

vrstvu tvoří antropogenní uloženy. Podzemní voda byla zachycena jen některými sondami – netvoří tudíž souvislou hladinu. Její výskyt je vázán na vrstvu hrubozrnných fluvialních sedimentů.

Instalace manžetových injekčních trubek pro kompenzační injektáž

Vrty pro instalaci manžetových injekčních trubek byly v maximální možné míře umístěny do geologických vrstev fluvialních sedimentů (písčité štěrky, jílovitá hlína). Na konci vrtů manžetové trubky sledovaly geologické rozhraní jílovitá hlína (jílovitá hlína) tak, aby při daném sklonu vrtu manžetové trubky zastihly v co největší délce vrstvu štěrkovpísku (jílovitá hlína). Vrty pro osazení manžetových injektážních trubek byly navrženy jako úpadní, ve sklonu v rozmezí 2–8°. V některých případech bylo umístění injekčních vrtů ovlivněno polohou subhorizontální tryskové injektáže; touto technologií byl v předchozím kroku výstavby zhotoven rozšáší rošt,

sestavající ze sloupů tryskové injektáže profilu 600 mm, jehož úkolem bylo rovnoměrně roznést účinky kompenzační injektáže na předmětné budovy (obr. 4).

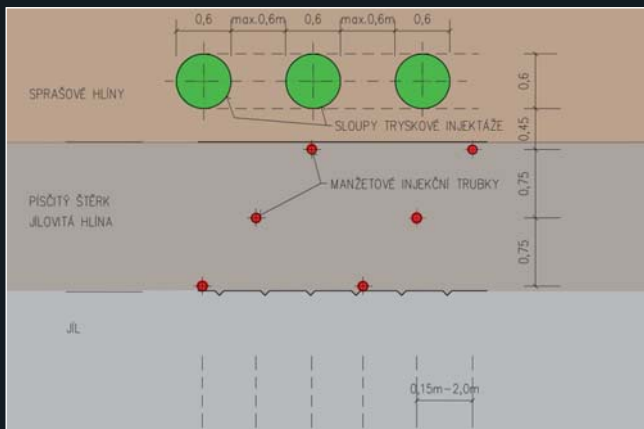
Vzájemné ovlivnění popisovaných konstrukcí bylo nutno vzít v potaz. Například pokud trysková injektáž zasahovala část vrtu do fluvialních sedimentů, musela být část manžetových injekčních trubek při dodržení odstupu od subhorizontální clony umístěna do jílu. Aby bylo zajištěno, že bude injektáž účinná i u nejvzdálenějších částí budov, byly vrty provedeny tak, aby maximální půdorysná vzdálenost mezi dvěma manžetovými trubkami nebyla větší než 2,0 m. Tato vzdálenost byla na provedeném pokusu na objektu Velešlavínova 1 ověřena jako dostačující. Injekční trubky byly stejně jako vrty subhorizontální TI osazeny do vrtů tak, aby přesahovaly půdorys chráněného objektu o 1,5 m z důvodu zajištění spolehlivého přenesení účinku injektáže na budovy. V některých šachtách bylo nutno z důvodu vycházející pouze minimální rozteče jednotlivých injekčních vrtů u jejich ústí na stěně šachty rozmístit injekční manžetové trubky šachovnicově, a to až do tří výškových úrovní.

Návrh injekčních polí

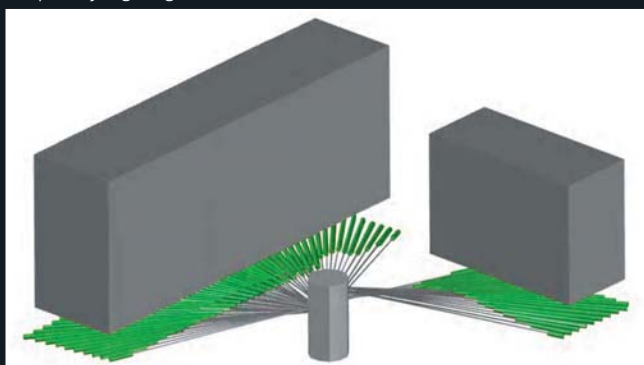
V předchozích odstavcích byly uvedeny technické detaily instalace manžetových trubek pro kompenzační injektáž. Tyto trubky pak tvořily jednotlivá injekční pole ve tvaru vějířů. Převážná většina kompenzačních vějířů byla orientovaná z jednotlivých šachet tak, že rozevření vějíře směřovalo kolmo k ose tunelu. Výjimku tvořily vějíře prováděné z šachet č. Š3 a Š7, kde rozevření vějíře směřovalo kolmo od osy tunelů. Každý vějíř zasahoval pod několik kompenzovaných objektů. Pouze jeden objekt byl kompenzován pomocí dvou vějířů.



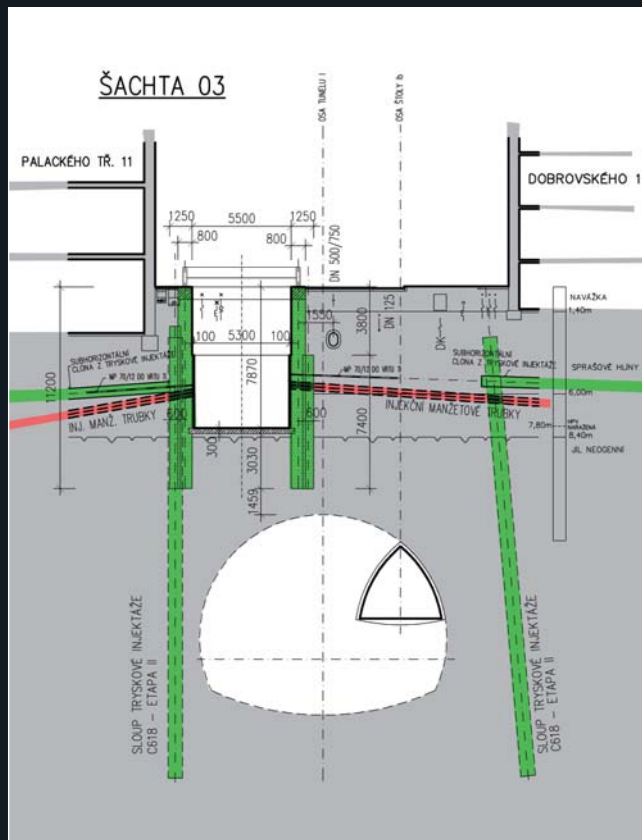
Obr. 3: Pohled do šachty při hloubení vrtů pro osazení injekčních trubek



Obr. 4: Rozmístění navrhovaných prvků – sloupů TI a injekčních trubek v odpovídající geologii



Obr. 5: 3D model s vyznačením subhorizontální clony z TI



Obr. 6: Svislý řez šachtou 03

Při navrhování injekčních schémát bylo nutno vzít v úvahu, že v místě svírání vějíře bude docházet ke kumulaci množství etáží na m² půdorysné plochy kompenzovaného objektu a že při řízení kompenzační injektáže bude mít jeden vrt z vějíře proměnné parametry v jednotlivých etážích, a to v závislosti na poloze dané etáže vzhledem ke kompenzovanému objektu (obr. 5).

V injekčních schématech byly přesně určeny pozice jednotlivých etáží každého vrtu ve vějíři pod kompenzovaným objektem a jeho aktivita při jednotlivé injektční fázi. Tedy každá etáž měla přesně definovanou pozici pomocí lokální souřadnicové sítě, v čase měla přiřazenu aktivitu s injektčními parametry a byla tak nezaměnitelná ve skupině injektčních polí kompenzovaných objektů.

Injektční parametry pro kompenzační injektáž byly definovány jako souhrn jednotlivých podmínek pro jednu fázi na danou etáž konkrétního vrtu specifikovaného vějíře. Byly to zejména objemová hmotnost a viskozita injektční směsi, trhací a injektční tlak, rychlost čerpání a spotřeba injektční směsi.

Při tvorbě technologického postupu a návrhu prvních injektčních parametrů byly použity zkušenosti z kompenzačních injektáží prováděných v souvislosti s výstavbou tunelu Mrázovka v Praze (2000–2001), bytových domů v Brně-Jundrově (1989–1990), s pokusnou kompenzační injektáží Velešlavínova 1 z roku 2007 atd. Již od počátku však bylo jasné, že všechny parametry bude nutné operativně upravovat na základě vyhodnocování účinnosti kompenzační injektáže na zájmový objekt.

Aktivace kompenzovaných objektů

První činností v každém injektčním poli bylo provedení injektáže v prvních fázích tak, aby zájmový objekt vykázal měřitelný řízený pohyb. Pro měření takových pohybů bylo nutno zřídit doprovodný měřicí systém, který po dobu předměřných prací dokázal spolehlivě a operativně poskytovat v reálném čase výsledky měřených veličin (nivelace bodů osazených na kompenzovaných objektech, pohyb měřených bodů v prostoru, náklony těchto objektů).

Tyto informace byly řídicím pracovníkům kompenzační injektáže neustále k dispozici a jejich aktualizace probíhala každých 60 minut. S přihlédnutím na množství měřených bodů a vyhodnocení je to velice krátká doba. Z pohledu řídicího pracovníka kompenzační injektáže pak bylo



Obr. 7 a 8: Pohled na injektční vrty pro kompenzační injektáž s osazenými manžetovými trubkami a na výše položené návrtné body pro subhorizontální clonu z TI, šachta 04

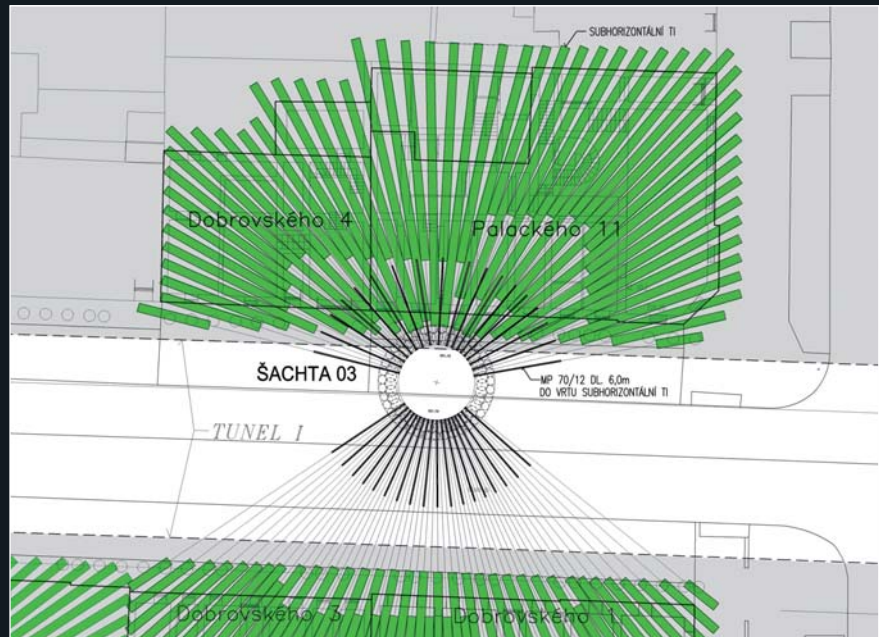
možno první projevy na kompenzovaném objektu pozorovat se zpožděním 30–60 minut po zahájení injecktáže. To samé platilo při ukončení injecktáže v dané fázi. Z tohoto vyplývá, že bylo nutno počítat se setrvačností injecktovaného prostředí a se setrvačností celého systému. Zmíněným doprovodným měřením se zabývá samostatný příspěvek, který úzce navazuje na problematiku popsanou v příspěvku tomto. Kromě výše uvedeného doprovodného měření měl řídicí pracovník k dispozici další škálu informací, které bylo nutno brát v úvahu při stanovení postupů prací na injeckčním poli ať již při aktivaci kompenzovaných objektů či při jejich následné kompenzaci. Sem patří denní vizuální kontroly zájmových objektů před zahájením, během provádění a po ukončení injecktáže. Neméně důležité byly i doplňkové informace vyplývající ze subjektivních pozorování jednotlivých nájemníků kompenzovaných objektů (křivení dveří, vyboulení sklepních kójí, pozorování trhlinek...).

Kompenzační injecktáž

Po zaktivování zájmového objektu bylo tedy možno přistoupit k vlastní kompenzační injecktáži. Snahou bylo vždy aktivaci a první fáze kompenzace harmonizovat s postupující ražbou a jejími předpovídáními účinky na povrchovou zástavbu tak, aby nedocházelo ke zbytečným vertikálním posunům či jiným deformacím. Nezastupitelnou roli při tom hrály výsledky nezávislého monitoringu stavby, průběžně získávané a vyhodnocované jejím dodavatelem a pravidelně konzultované v rámci zřízené Rady monitoringu stavby.

Použitý systém pro kompenzační injecktáž

Vysokotlaká injecktáž probíhala přes manžetovou injeckční trubku pomocí necirkulačního obturátoru. Injeckční čerpadla OBERMANN byla umístěna v automatických injeckčních stanicích, které byly řízeny pomocí PC, a obsluha vykonávala aktivní



Obr. 9: Půdorys injeckčního pole zřízeného ze šachty 03 s vyznačením jeho minimálního přesahu za hranice zájmových objektů

dohled. Řídicí PC s programem od společnosti MB PARTNER umožňoval provozovat jednotlivá injeckční čerpadla v různých režimech – od ručního až po plně automatické ovládní.

Jako nejvýhodnější režim se ukázal podmíněný automat, ve kterém bylo možno operativně upravovat injeckční parametry na základě vyhodnocení informací o kompenzovaném objektu. Tyto změny byly uloženy, stejně jako ostatní údaje o provedené injeckční fázi, do datových souborů, které se pomocí zálohovacího zařízení předaly k vyhodnocení do zadávacího PC.

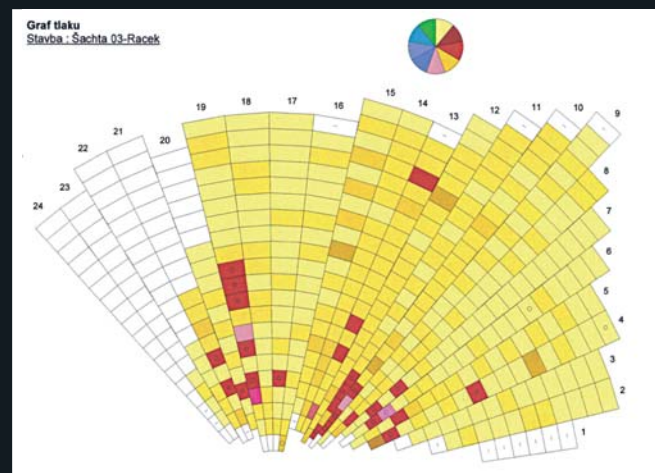
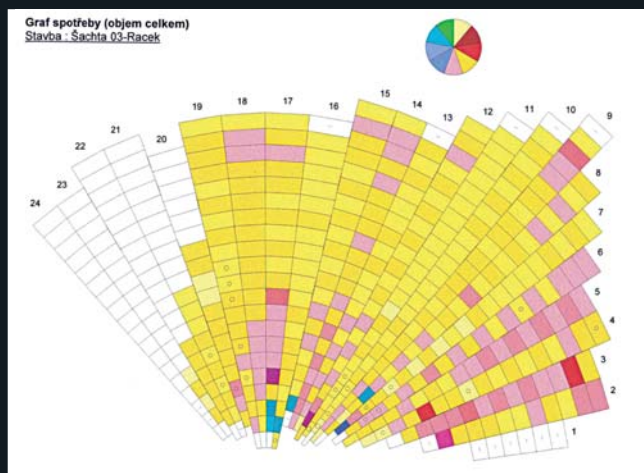
V zadávacím PC se zároveň vytvářely jednotlivé pracovní příkazy pro další průběh kompenzační injecktáže. Pracovní příkaz v sobě nesl injeckční parametry pro injeckční schéma jedné fáze kompenzační injecktáže.

Čerpadla OBERMANN byla osazena řízenými ventily, které umožňovaly přesné dávkování směsi (kontrolní průtokoměry ukazovaly odchylky do 1 %) a zvládaly vysoké trhací

tlaky (až 160 At) a injeckční tlaky (do 80 At). Tyto hodnoty se zvyšovaly s přibývajícím počtem fází tak, že například u 15. fáze bylo nutno pro roztrhání prostředí začít využívat směs s nižší viskozitou, případně provádět „předtrhání“ vodou.

Injeckční směsi

Jedním z komponentů rozhodujících o úspěšnosti kompenzační injecktáže je volba injeckční směsi. Tato byla na popisovaném projektu vyráběna přímo na staveništi a její recepturu bylo nutno flexibilně upravovat podle potřeb technologie, prováděné v daných podmínkách např. s ohledem na klimatické vlivy, ale především s ohledem na dosažení potřebné účinnosti kompenzační injecktáže. Vážným problémem, který, jak se ukázalo, bylo možno výrazně omezit právě úpravou receptury injeckční směsi, byl tzv. JOJO efekt. Tento jev někdy nastal po ukončení kompenzační fáze, při které došlo někdy až k řízenému vertikálnímu posunu



Obr. 10, 11: Jedním z možných výstupů použitého řídicího programu jsou schémata aktuálního vývoje injeckční tlaku a spotřeby injeckční směsi na injeckčním poli.

vzhůru. Následně odeznívalo předpětí injektovaných vrstev v podloží kompenzovaného objektu, ale kýžená stabilizující pevnost injektované směsi nebyla prozatím dostatečná k tomu, aby nemohlo dojít k neřízenému poklesu, tedy k jakémusi opětovnému „dosednutí“ tohoto objektu.

S postupem provádění prací a s tím spojeným nabýváním zkušeností došlo ke změnám receptur injekční směsi s cílem nalezení takové směsi, která by měla rychlý náběh pevnosti, ale jejíž 28denní pevnost by nepřekročila 8–10 MPa.

Postřehy z provádění kompenzační injektáže

Prvním kompenzovaným objektem byl rohový skeletový dům Palackého 5 s jedním podzemním podlažím, založený na patkách a s žlb. podlahou. Kompenzační vějíř se rozevíral kolmo směrem na osu tunelu. Řídicí program umožňoval dopočítat množství směsi v místě svírání vějíře tak, aby nedocházelo ke kumulaci objemů a následnému



Obr. 12: Pohled na část injekční stanice Obermann, která flexibilně zvládala požadavky na proměnná zadání injektážních parametrů



Obr. 13: Pracoviště pro kompenzační injektáž byla navržena a realizována maximálně úsporně s ohledem na zatížení okolí stavby

„překlápění“ kompenzovaného objektu. Již v polovině provádění pracovního příkazu bylo zjištěno, že teorie o kumulaci objemů v zúžení vějíře není zcela pravdivá a bylo nutno operativně upravit injekční parametry – zejména zvýšit čerpané množství injekční směsi právě v tomto místě. Poté se již dařilo tento objekt držet v mírně kmitající rovině. U následujících objektů bylo možno tuto získanou zkušenost uplatnit již při základním návrhu parametrů do pracovních příkazů. Nepodařilo se však zobecnit a popsat přesnou zákonitost tohoto jevu. Lze říci, že byl znám „směr“ jak postupovat, ale vždy bylo nutno reagovat na komplexní vyhodnocení informací plynoucích nejen z doprovodného měření.

Vyhodnocování doplňkových informací se ukázalo jako velmi užitečné např. u objektu Pešínova 10. Zde probíhající kompenzaci nebyly ve výsledcích doprovodného měření registrovány žádné anomálie, ale mezi objekty Pešínova 10 a Pešínova 12 se začaly objevovat na štitových zdech uvnitř objektu trhlinky. Kompenzaci bylo nutno pozastavit a odhalit příčinu. Vysvětlení bylo získáno přímo od nájemníků, kteří poskytli cennou informaci, že objekty Pešínova 10, 12 a 14 sice mají základové pásy v různých niveletách, ale byly vzájemně svázány výztuží a v podstatě stavěny jako trojblok. To se pak dokonce potvrdilo v dohledané dokumentaci. Bylo upraveno injekční schéma, pracovní příkazy a kompenzace probíhala u objektů Pešínova 10–14 v širším záběru jakoby pod jedním objektem. Odhalení příčin, dohledání dokumentace a následná úprava parametrů byla provedena v nejkratším možném čase s ohledem na postupující ražbu, přičemž od

pozastavení kompenzace do jejího obnovení neuběhlo více než 12 hodin.

Za zmínku ještě stojí náročná kompenzace pod zděné rohové domy zájmového bloku. Zde bylo nutné upravovat injekční parametry dokonce při zohlednění polohy jednotlivých nosných stěn a příček.

K tomuto postupu vedlo zjištění, že při provádění kompenzační injektáže docházelo ve sklepních prostorách popisovaných objektů ke vzdouvání podlah. Parametry jednotlivých etáží u vrtů se tedy dopracovávaly dle půdorysů tak, aby se tyto negativní jevy co nejvíce eliminovaly.

Závěr

V průběhu provádění přípravných prací docházelo průběžně k drobným změnám projektu dle zastížené geologie a skutečností zjištěných při provádění. V případech, kdy bylo nutno umístit injekční trubky do jílu, nebyly výsledky vzniku kompenzačních účinků tak příznivé jako ve vrstvách štěrko-písků. Tím bylo prokázáno vhodné umístění injekčních trubek do vrstev fluvialních sedimentů.

Všeobecně lze říci, že při kompenzaci jednotlivých objektů bylo dosaženo zadaného požadavku – eliminace poklesů v maximální možné míře a tím minimalizace negativních účinků na konstrukce kompenzovaných

objektů. Pro dosažení tohoto požadavku nebylo možné před zahájením prací zpracovat všeobecná technologická pravidla a pracovní postupy s unifikovanými injekčními parametry. Bylo nutné vyhodnocovat, jak již bylo opakovaně zmíněno, souhrn informací o jednotlivých kompenzovaných objektech a operativně injekční parametry upravovat. Důležité bylo zachování kontinuity vyhodnocení informací a změn injekčních parametrů. K tomu sloužily výstupy z monitoringu prováděných prací, jejich prvotní dokumentace, následně zpracování a porovnání jednotlivých výstupů měření s výstupy z prováděné injektáže, což vyžadovalo

nepřetržitou přítomnost techniků zhotovitele na stavbě.

Na základě příznivých výsledků, díky kterým se podařilo udržet předmětné objekty ve sklonech cca do 1 : 700 a bylo minimalizováno jejich sedání a kdy i jejich poškození bylo minimální, lze provedenou kompenzační injektáž hodnotit jako přínosné aktivní opatření, které významnou měrou přispělo k minimalizaci poškození nadzemních objektů v tzv. zóně zvýšených rizik.

Ing. Jiří Mühl, Petr Maláč,
Zakládání staveb, a. s., s využitím článku
z čísla 4/2008 od ing Josefa Mráze
Foto: Libor Štěřba

Road I/42 Brno – the City Ring Dobrovského, compensation grouting on the Královopolské Tunnels in Brno

The following lines are a continued story to the article by Ing. Josef Mráz published in the Zakládání magazine no.4/2008, dealing with preparatory works for compensation grouting on the above named construction. By the favour of the author we re-publish some of the information necessary for understanding the facts presented below here.

Let us remind the readers of rather demanding geological conditions in the driving area of the Dobrovského tunnels due to relatively low overburden as well as the dense built-up urban area over the driven tunnels presumably having adverse effects on the mentioned built-up area. Besides passive safety elements for the surface developments, an active measure of compensation grouting was added to directly minimize deformations incurred by driving works, depending on the deformation evolvement as continuously monitored in the course of construction. This article also describes experience gained in the process of carrying out compensation grouting under the specified structures.

iMateriály

Internetový portál pro odbornou stavební veřejnost. Přináší aktuální informace o stavebních materiálech a výrobcích a způsobech jejich použití; upozorňuje na poruchy vzniklé chybnou volbou technologie či nesprávným postupem; publikuje průzkumy stavebních materiálů.

www.imaterialy.cz

DOPROVODNÉ MĚŘENÍ PŘI PROVÁDĚNÍ KOMPENZAČNÍ INJEKTÁŽE NA PROJEKTU KRÁLOVOPOLSKÝCH TUNELŮ VMO V BRNĚ

V současnosti probíhají ražby tunelu Dobrovského, který je součástí stavěného Velkého městského okruhu Brno. Na ochranu objektů na povrchu byla nasazena technologie kompenzačních injektáží. Nedílnou součástí této technologie je nepřetržité sledování pohybů objektů vyvolaných prováděním vlastních injektáží. Pro toto sledování byla zvolena metoda geodetických trigonometrických měření.

Tento článek navazuje na předchozí příspěvek Ing. Jiřího Mühla. Proto hned v úvodu uvádíme, že v tomto textu se budeme věnovat pouze vlastnímu doprovodnému měření. Popis staveniště, důvody nasazení technologie kompenzačních injektáží, jejich zavádění, vlastní provádění a další podrobnosti jsou popsány ve výše uvedeném příspěvku.

Doprovodná měření – automatizované měření posunů

Vzhledem k tomu, že rychlost zvedání objektů kompenzační injektáží je v řádu mm/den, je nezbytně důležité průběžně sledovat jejich pohyb na všech relevantních pozicích. Na znalostech odborníků provádějících kompenzační injektáže závisí stabilita celého území nacházejícího v dosahu injektáže a současně kvalita jejich rozhodnutí je mimo jiné závislá na kvalitě výsledků monitoringu posunů objektů z doprovodného měření.

Metoda hydrostatické nivelace

Obvykle se pro doprovodné měření využívá metoda hydrostatické nivelace. Do sledovaných objektů se umístí baňky s digitálními snímači. V každém objektu je minimálně 1 uzavřený okruh. Po propojení baněk hadicemi a napl-

nění kapalinou jsou snímány hladiny kapaliny v jednotlivých baňkách. Informace o výškách hladin probíhají přes okružové ústředny, které dále komunikují s centrálním serverem. Výsledkem jsou změny relativních převýšení mezi baňkami. Abychom získali informace o absolutních pohybech, je nutno tuto metodu podpořit např. geodetickými metodami, které automatizovaným nebo manuálním způsobem určují absolutní posuny minimálně na jedné baňce v jednom okruhu, aby bylo možno ze známých relativních vztahů mezi baňkami dopočítat absolutní posuny ostatních baněk v daném okruhu. Tato metoda má nesporné výhody, ke kterým patří možnost měření v relativně velmi rychlém sledu – měření mohou probíhat s odstupem desítek sekund – a vysoká relativní přesnost měření (v řádu 0,1 mm). V popisovaném projektu ovšem převažovala zásadní nevýhoda, kterou je jistá časová náročnost instalace systému. Předpokladem bylo cca 6–9 baněk na jeden objekt, kterých bylo celkem 27. Při instalaci systému do objektu je nutné provést řadu stavebních úprav, a to případně i v obytných prostorách – pro natažení kabeláže a spojovacích hadiček je nutné vrtat skrz

svisé konstrukce včetně nosných. Z toho důvodu by bylo třeba začít s instalací systému do budov s velkým časovým předstihem před prováděním vlastní injektáže. S tím by byla spojena i jednání s vlastníky a uživateli dotčených prostor o montáži a následné možnosti přístupu v případě vzniklých problémů. Tento časový předstih byl odhadován v řádu měsíců, a vzhledem k časovému rozpětí mezi datem zadání úkolu a požadovaným datem zprovoznění jsme tolik času k dispozici neměli. Kromě toho by bylo nutno uvažovat i náklady na uvedení použitých prostor do původního stavu a jistotu nepružnosti případně instalovaného a běžícího systému.

Geodetická metoda trigonometrických měření

Naše společnost přišla s nabídkou řešení, které bylo, co se týče instalace celého systému a především měřných bodů na sledované objekty, časově výrazně méně náročné. Jednalo se o monitoring pomocí geodetických trigonometrických metod. Tento navrhovaný systém navíc sliboval jistou pružnost, s níž byl schopen téměř okamžitě reagovat na požadavky stavby, které vznikaly až na základě vyhodnocení provádění kompenzačních injektáží, případně vyhodnocení deformačních měření geotechnického monitoringu ražeb. Tato flexibilita se potvrdila a byla v průběhu akce využita. Protože sledované objekty nemají složitý půdorys a jsou vystavěny na relativně malých plochách, navrhli jsme nahradit hydrostatickou



Obr. 1: Monument Palackého–Dobrovského při instalaci systému



Obr. 2: Pohled do ulice Dobrovského, která tvořila jednu z delších stran sledovaného bloku



Obr. 3: Situace rozmístění totálních stanic s pokrytím měřených bodů

nivelaci trigonometrickým měřením, při kterém budou sledovány deformační body osazené na uličních i dvorních fasádách objektů. V případě potřeby sledování nosných konstrukcí uvnitř objektu jsme nabídli osazení deformačních bodů na konstrukce, které by byly upevněny do těchto stěn a končily by nad střešní konstrukcí, kde bychom je mohli opět zaměřit. To bylo možné především proto, že nejdůležitější sledovanou složkou byl pohyb objektu vzhůru v důsledku reakce na kompenzační injektáže. Pro zajištění průběžných informací o pohybech objektů v zájmovém území byla po zvážení předložených výhod a nevýhod obou systémů zvolena námi navrhovaná metoda pomocí geodetických trigonometrických měření.

Konfigurace měření

V prvním kroku jsme vypracovali návrh umístění měřených bodů na sledovaných objektech, a to tak, aby bylo možno vyhodnotit celkové chování objektu při zásahu deformacemi a především při následném protipatření kompenzačními injektážemi. Tento návrh byl po dohodě se statikem stavby přijat. Následně byl návrh doplněn i o některé body na vnitřních nosných konstrukcích, jejichž součástí jsou komínové konstrukce, které jsme nejčastěji využili ke stabilizacím těchto doplňkových bodů. Vedle sledovaných bodů bylo třeba definovat také pozice bodů referenčních, které se nacházely mimo očekávanou deformační zónu a na které bylo celé měření připojováno. Zájmové území zasažené deformacemi je rozsáhlé a jeho podstatná část se nachází

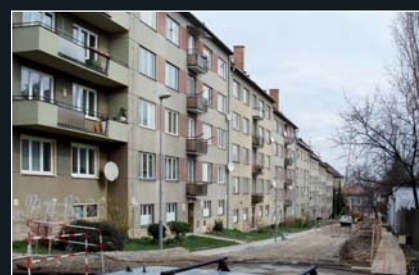
v uzavřeném městském bloku bytových domů. Druhým krokem byla definice stanovišť, ze kterých bude probíhat observace měřených bodů. Zde bylo nutno splnit následující podmínky:

- primárním cílem je sledování vertikálních posunů;
- ze stanic muselo být zajištěno zaměření všech deformačních bodů;
- stanice musí být umístěny tak, aby bylo možné přenést prostorové souřadnice z referenčních bodů do středu měřeného území, které se nachází ve dvoře bloku objektů.

Analýzou jsme určili nasazení 9 totálních stanic a vytipovali jejich umístění v oblasti. Tyto stanice svým měřením pokrývaly všechny měřené body (sledované i referenční) a spolu s nimi tvořily konfiguraci, která zajišťuje chybu výsledné výšky po vyrovnání, ležící v submilimetrové oblasti pro celé měřené území. Dále bylo osazeno 349 odrazných hranolů, z nichž 26 je referenčních a na zbylých 323. bodech jsou sledované posuny. I přes poměrně složité místní poměry se podařilo nalézt takovou konfiguraci, která zajišťovala vysokou přesnost i ve směru horizontálním se standardní polohovou odchylkou okolo 1 mm.

Stabilizace observačních stanic

Většina zájmového území se nachází na veřejně přístupném prostranství uprostřed města. To obvykle znamená vysokou hustotu inženýrských sítí. Abychom se vyhnuli riziku



Obr. 4: Pohled do ulice Pešínova, která tvořila jednu z delších stran sledovaného bloku

jejich poškození vrtáním pilířů, vytvořili jsme ve spolupráci se společností Zakládání staveb, a. s., „mobilní“ pilíře, tzv. monumenty. Základem jsou železobetonové skruže poskládané na sobě a zalité betonem. Do nich je vložena železná roura, která je zakončená stolcem pro stabilizaci měřické totální stanice. Kolem totální stanice byla osazena ochranná mříž proti poškození a krádeži zakončená střechem pro ochranu proti klimatickým změnám. Tyto monumenty byly stabilizovány vlastní vahou na povrchu komunikací nebo na jednoduchých základových deskách na veřejných prostranstvích, na ulicích nebo v městských dvorech v počtu 7 kusů. Dvě další totální stanice byly umístěny na konzolách přivrtaných do zdí objektů na místech, které nebyly přístupné veřejnosti.

Součástí vybavení každého stanoviště byla totální stanice a ovládací průmyslový počítač. V každém monumentu bylo navíc instalováno elektronické zabezpečovací zařízení, napojené na pult centrální ochrany,



Obr. 5: Monument na nároží ulic Pešínova–Dobrovského – kontrola systému



Obr. 6: Příprava systému na měření

který byl v kontaktu s bezpečnostní agenturou zajišťující zařízení staveniště. Stanoviště byla mezi sebou propojena síťovými kabely, které zajišťovaly přenos dat do centrálního počítače přes vytvořenou lokální počítačovou síť LAN.

Měřické a počítačové vybavení

Pro vlastní měření jsme vybrali totální stanice od výrobce Trimble řady S8. Jejich charakteristiky přesnosti (přesnost měření úhlů a délek a úhlová přesnost automatického zacílení měřeného odrazného hranolu) splňovaly naše náročné požadavky, vyplývající z koncepce měření a požadavků na přesnost výsledných hodnot, a navíc ve srovnání s konkurenčními značkami nevydávají při vlastním zacílení a měření žádný zvuk. Vzhledem k tomu, že některé totální stanice byly umístěny v bezprostřední blízkosti řady oken (stanice č. 6 byla ve vzdálenosti cca 2 m od fasády), stala se tato podmínka zásadní pro výběr. Intenzita zvuků, které běžně provádějí měření stanic, by mohla být za letních horkých nocí velmi nepříjemná.

Každá totální stanice byla ovládaná pomocí programu Observer nainstalovaného na průmyslovém počítači, který byl umístěn v patě pilíře. Všechny počítače byly propojeny kabelem do lokální počítačové sítě. V jejím centru se nacházela serverová výpočetní stanice, na které probíhaly všechny výpočty a záloha dat.

Celá síť byla napojena na internet. To mělo dvě výhody: výsledky byly automaticky zpřístupněny objednateli na internetu a my jsme měli možnost všechny počítače dálkově ovládat. Díky tomu jsme byli schopni provádět denní kontrolu celého systému, zálohu dat

a nastavení ovládacího softwaru totálních stanic z naší provozovny v Praze. Průmyslové PC na stanicích neměly ani monitory, ani klávesnice. Proto jsme využili – v případě nutnosti jejich obsluhy přímo na místě – velmi odolný přenosný počítač Toughbook od firmy Panasonic, předurčený pro využití v extrémních podmínkách.

Automatizace

Všechny totální stanice jsou vybaveny servomotory, a jsou proto schopné samostatného pohybu podle pokynů ovládacího programu. Měření byla odstartována vždy v celou hodinu. Nejdelší měření na stanici trvalo cca 35 min, nejkratší potom 10 min. Po ukončení měření byla automaticky provedena nutná úprava naměřených hodnot a proběhlo jejich automatické vyrovnání se statistickou

kontrolou. Výsledky měření byly vyobrazeny v deformačních grafech, které byly následně k dispozici na internetu.

Přes plnou automatizaci procesů byla nutná denní kontrola systému přes internet. Její součástí byla i kontrola statistických výsledných naměřených deformací. Důležitou součástí systému kontrol byla i vzájemná spolupráce s pracovníky provádějícími vlastní kompenzační injektáže, kteří nás kontaktovali, jakmile vznikly neshody mezi interpretací výsledků a probíhající skutečností na stavbě.

Automatizace byla doplněna o systém Watch Dog, který prověřoval stav LAN a o případných nesrovnalostech zasílal sms zprávy na vybrané mobilní telefony – např. v případě odpojení se jednoho počítače ze sítě nebo



Obr. 7: Totální stanice Trimble řady S8



Obr. 8: Průmyslový počítač s nainstalovaným řídicím programem Observer

z důvodu výpadku zdroje elektrického proudu a přechodu na náhradní zdroj.

Při poruše systému nebo zhoršení kvality výsledků bylo naší povinností do 8 hodin zahájit nápravu, případně opravu.

Průběh měření

Měření bylo odstartováno dne 6. 7. 2008 zaměřením nulové (referenční) etapy. Té předcházela stabilizace všech měřených bodů, trvající zhruba týden, a instalace stanovisek na mobilní pilíře, kterou jsme provedli ve spolupráci se Zakládáním staveb, a. s., v průběhu jednoho a půl týdne. Celková příprava byla pochopitelně delší, nejobtížnější bylo jednání s výrobcem totálních stanic na zajištění 9 kusů na konkrétní datum dodání (běžně jsou to dva měsíce). Podařilo se nám též vykoupit všechny dostupné speciální odrazné hranoly na německém trhu. Měření probíhalo celkem hladce. Nejčastější „problémy“ vznikaly kvůli dorůstání vegeta-

ce do záměrných přímek. Druhým nejčastějším problémem byly pak výpadky proudu. Několikrát dokonce došlo ke zcizení kusů kabelu pod proudem. Občas jsme nemohli některé body zaměřit, protože si obyvatelé např. vyvěsili peřiny na vyvětrání do oken. Jednou nám byl do optické cesty natažen kabel, který se podle teploty vzduchu buď napínal, nebo prověšoval a tím ovlivňoval výsledky na jednom měřeném bodu v rámci hodinových měření.

Nezaznamenali jsme žádné pokusy o poškození nebo ukradení měřického vybavení.

Vliv klimatických podmínek (teplota a tlak) se podařilo vyřešit instalací několika digitálních teploměrů a tlakoměrů. Díky nim mohly být v dalších výpočtech zohledněny i opravy naměřených vzdáleností. Výsledky tak nebyly zatíženy chybou, a to především od vlivu rozdílu teplot mezi denní a noční dobou v zimním období.

V průběhu měření vznikaly potřeby získávání měřených dat i na dalších, původně

neplánovaných bodech. Tak byly dosaženy body na střeše objektu 201, který vykazoval velké výkyvy ve svých reakcích, na objekt Veterinární kliniky, na ohlubiň šachty 07 a na několika dalších objektech. Protože v tu dobu už bylo potvrzené, že měřená síť bodů je stabilní a velmi přesná i v horizontálním směru, byly předávány na několika relevantních bodech i jejich posuny příčně na osu tunelu.

Jedno denní měření na všech bodech bylo předáváno do systému Barab, který je zaveden v rámci geotechnického monitoringu ražeb. Zde byly výsledky k dispozici širšímu okruhu odborníků, kteří dohlížejí na výstavbu vlastního tunelu.

Dne 31. 7. 2009 byly měřické práce ukončeny a systém byl vypnut a demontován.

Závěr

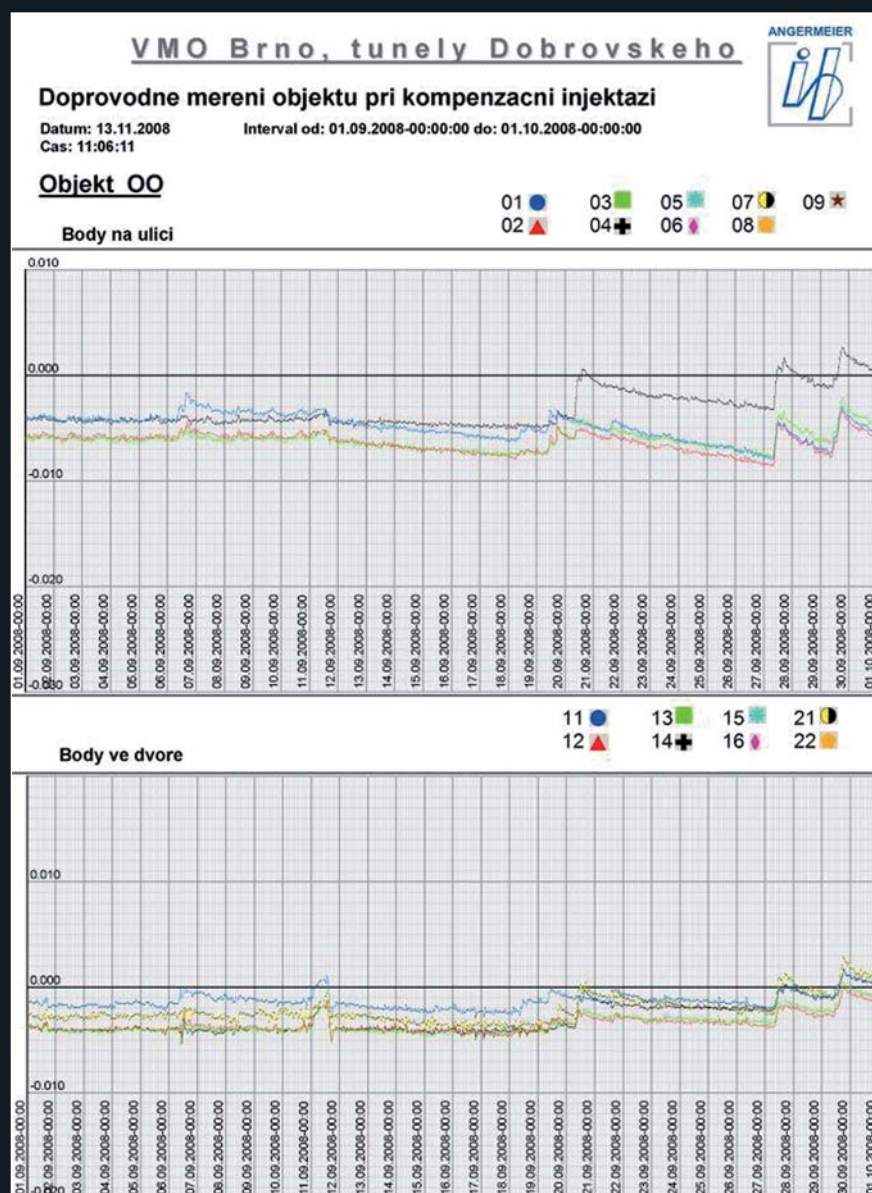
Průběh kompenzačních injektáží prokázal, že volba metody trigonometrických měření jako doprovodných měření byla správná. Výsledky systému věrně kopírovaly jak sedání objektů v důsledku probíhajících ražeb, tak jejich následné reakce na zavádění injektční směsi, takže systém splnil svůj prvotní úkol. Dokázal zaznamenat i submilimetrové posuny objektů. Díky tomu se stal oporou při rozhodování o určení parametrů kompenzačních injektáží pro další postupy.

Měření takového rozsahu i způsob jeho provedení byly v České republice použity poprvé a jsou ojedinělé i v rámci Evropy. Ve spojení možností moderních motorizovaných totálních stanic, kvalitní výpočetní techniky a internetu se ukázaly nové cesty, které nabízí současná elektronika.

*Ing. Petr Hlaváček, Ing. Petr Havel
Angermeier Engineers, s. r. o.
Foto: archiv společnosti*

Accompanying measures for the compensation grouting on the Královopolské Tunnels project in Brno

Driving works on the Dobrovský Tunnel are currently carried out in Brno as a part of the Grand City Ring project. The technology of compensation grouting is used to protect structures on the surface. Continuous monitoring of movements incurred in the structures by the grouting itself is an integral part of the technology in use. The monitoring uses the method of geodetical trigonometric measurements.



Obr. 9: Přehledný grafický výstup z měření svislých posunů v reálném čase byl on-line k dispozici objednateli.



Pohled do stavební jámy od pilíře jezu během provádění základové desky strojovny

MVE LOVOSICE-PÍŠŤANY I ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY PRO MALOU VODNÍ ELEKTRÁRNU

Více než dvoumetrový spád labského jezu u Píšťan nedaleko Lovosic bude brzy využit nově budovanou malou vodní elektrárnou. Stavbu provádí sdružení firem pod vedením společnosti Metrostav, divize 6. Zakládání staveb, a. s., je dodavatelem konstrukcí zajištění stavební jámy. Výsledkem prací bude nejen zařízení, které do elektrorozvodné sítě ročně dodá energii pro cca 5000 domácností, ale i dva rybí přechody, jež vodním živočichům umožní migrační cestu do dalšího, dosud nepřístupného úseku řeky. Malá vodní elektrárna Lovosice-Píšťany s celkovým instalovaným výkonem 3200 MW bude o více než deset procent výkonnější než nedávno dostavená MVE Troja v Praze na Vltavě, a zařadí se tak k největším svého druhu v České republice. Strojovna pro osazení turbín má půdorysné rozměry cca 39 x 40 m a tvoří ji přeléváná železobetonová konstrukce. V jejích čtyřech vtokových polích o šířce 9 m budou osazeny čtyři Kaplanovy turbíny s průměrem oběžného kola 3000 mm. Základová deska se spárou v hloubce 10 m pod hladinou byla dokončena s měsíčním předstihem před plánovaným termínem, a to i přesto, že práce byly dvakrát zkomplikovány vyhlášením druhého stupně povodňové aktivity na Labi. Komplikace postihla nejvíce kotvení štětových a železobetonových podzemních stěn stavební jámy. Celá stavba za 270 milionů korun by měla být dokončena koncem léta 2010.

- s využitím časopisu Konstrukce -

Stavba malé vodní elektrárny (MVE) Lovosice-Píšťany je situována při pravé straně jezu Lovosice v říčním km 60,125. Bezprostředně k pravému jezovému pilíři, v místě, kde se před započatím stavby nacházela vorová propust, přiléhá dělicí pilíř, vybavený nově rybí propustí. Na tento pilíř navazuje směrem do pravého břehu objekt vlastní MVE. Budova MVE je situována pod osou jezu, základová spára přibližně odpovídá úrovni skalního

podloží, tvořeného především slínovci. Výtok z elektrárny je vyústěn přímo do podjezí. Na pravé straně řeky jsou v nadjezí i podjezí nízké břehy, v úrovni cca 143–145 m n. m. V zájmovém prostoru stavby MVE se nacházela zmíněná vorová propust šířky 12 m, manipulační plocha pro hrazení starého jezu a domek skládky hradel jezu. Stavba MVE je navržena ve dvou etapách: v první etapě je realizována MVE I se čtyřmi

přímoproudými kaplanovými turbínami, v další etapě (v horizontu několika let) bude MVE rozšířena o další soustrojí přístavbou do pravého břehu (MVE II).

Součástí stavby MVE Lovosice-Píšťany jsou:

- stavba vlastní MVE s objekty vtoku, strojovny, výtoku;
- stavba rybího přechodu;
- příjezdová komunikace, přeložka cesty a přípojka vyvedení výkonu.

Parametry MVE:

- Úroveň provozní hl. v nadjezí (Bpv): 143,60 m n. m.;
- Hltnost: 160 m³/s;
- Počet soustrojí: 4x Kaplanova přímoproudá turbína v uspořádání PIT;
- Instalovaný výkon: 3200 kW.

Geologie

Po geologické stránce leží zájmové území v jihozápadní části české křídové pánve. Lokalita se nachází v dosahu litoměřického zlomu. Aktuálně provedenými i archivními průzkumnými díly byly pod kvarténními uloženinami zastíženy slínovce až prachovce

středního tononu. Mocnost slínovců dosahuje přibližně 40 m, do hloubek okolo 20 m pod terémem jsou silně zvětralé až zvětralé. Kvartérní plášť tvoří zejména fluviální štěrky a písky údolní terasy Labe. Pod nejmladšími jílovitými písky a silty jsou zachovány zbytky pleistocenní údolní terasy Labe s převládajícími štěrky. Antropogenní navážky lokálně dosahují mocnosti až 2 m. Výskyt podzemní vody je ve dvou samostatných obzorech – jedná se o kvartérní průlinově propustný kolektor a křídový zvodnělý obzor, který se vytváří v zóně přípovrchového rozpojení křídových slínovců, zastížen v hloubkách 13–18 m pod terémem.

Popis staveniště a použité technologie pro pažení stavební jámy

Před zahájením prací speciálního zakládání musely být nejdříve odstraněny konstrukce na pravém břehu v blízkosti jezu – zpevněné plochy, skladové objekty, komunikační lávka přes vorovou propust a zejména bylo nutné vybourat dno vorové propusti pro následné provádění podzemních a štětových stěn. Vybourání konstrukce dna vorové propusti, příp. dalších konstrukcí, bylo nutno provádět zejména v blízkosti jezu s největší opatrností a pouze v nezbytně nutném rozsahu z důvodu citlivosti jezového pilíře (i jezového pole) na deformace.

MVE je stavěna ve výkopu stávajícího terénu, pažení pomocí konstrukčních monolitických podzemních stěn tl. 80 cm, příp. v místě strojovny pouze pažicích tl. 60 cm, z betonu C30/37 XA1-XF3-XC4 s výztuží z oceli (R) 10 505, a štětových stěn (tvořených VL 604 a VL 605 z oceli S 355 GP). Podzemní i štětové stěny jsou zavázány do skalního podloží kvůli omezení přítoků spodní vody do stavební jámy. Styky různých



Pohled na vorovou propust a pilíř jezu z dolní vody před zahájením prací na MVE

konstrukcí byly dotěšněny pomocí sloupů tryskové injektáže.

Podzemní stěny byly realizovány z pracovní plošiny na úrovni 144,80 m n. m. (Bpv). Ochrana stavební jámy byla navržena na jednoletou vodu Q1 = 144,64 m n. m., koruna pažení je proto na kótě 144,80 m n. m. Počítalo se s tím, že během výstavby MVE může být stavební jáma zaplavena při hladině v Labi vyšší než je Q1. Ochrana na hladinu Q1 byla zvolena proto, že terén v nejbližším okolí MVE je zaplavován již při jednoleté vodě.

Pažení stavební jámy v místě strojovny MVE I

V místě strojovny MVE jsou stěny stavební jámy zajištěny pomocí lamel podzemních stěn tl. 60 cm a hloubky 15,5 m. Podzemní stěny jsou kotveny ve třech úrovních. V těchto

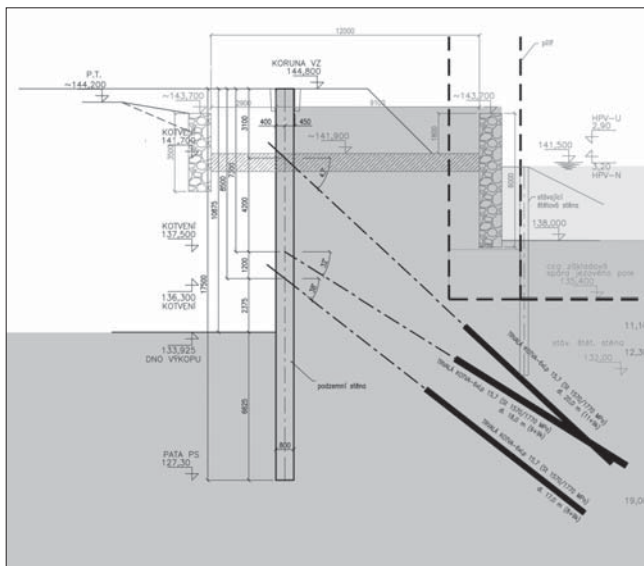
partiích je největší hloubka výkopu v rámci celé MVE, a to 11,95 m, měřeno od koruny podzemní stěny. Při výkopu na tuto hloubku je dosaženo báze skalního podloží tvořeného slínovci. Po dohodě s generálním projektantem bylo rozhodnuto, že tyto podzemní stěny budou plnit v místě strojovny pouze funkci pažení a nebudou tvořit obvodovou stěnu strojovny. Bylo nakonec i upuštěno od požadavku, který byl součástí dvou předchozích stupňů projektové dokumentace, že v definitivním stavu budou tyto podzemní stěny přispívat svojí vlastní vahou ke zvýšení stability proti vyplavání objektu MVE – třením na styku podzemní stěny s obvodovou stěnou elektrárny.

Pažení nátoky a výtoku z MVE

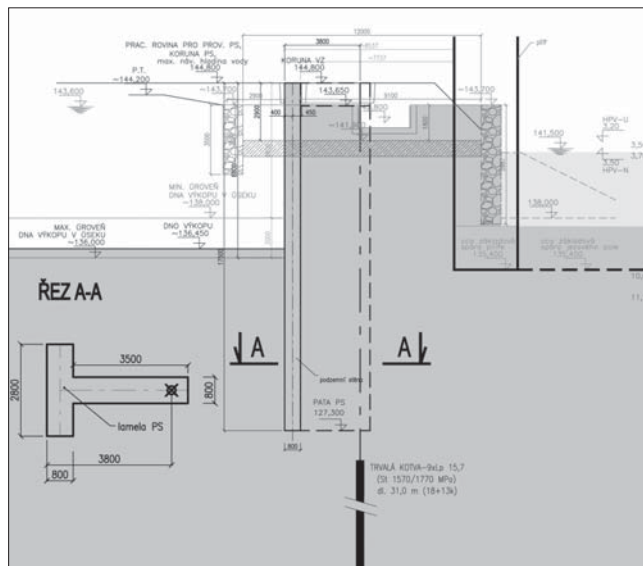
V oblasti nátoky a výtoku z MVE byly pro pažení břehové (severní) strany jámy použity štětové stěny z profilů VL604 a VL605 s délkou jednotlivých štětovnic 8–15 m, kotvené podle hloubky výkopu v jedné úrovni, příp. dvou či třech úrovních. Tyto stěny mají být zčásti využity i pro zajištění stavební jámy MVE II. Po dokončení MVE I budou ponechány jako součást nátoky/výtoku MVE. Z důvodu snadnější demontovatelnosti (pro uvažovanou výstavbu MVE II) byly v oblasti nátoky a částečně i výtoku pro kotvy horní úrovně navrženy převázky z ocelových válcovaných profilů, umístěné v koruně za rubem štětové stěny (místo původně navrženého žlb. věnce). Ve zbývajících částech výtoku z MVE, kde jsou kotvy umístěny nad hladinou vody v řece, jsou navrženy ocelové předsazené převázky. Dolní úrovně kotev pro tuto část pažení jsou bez převázek – kotvena je každá vlna štětovnic. Bylo zřejmé, že pro danou hloubku výkopu a potřebné vetnutí štětové stěny pode dno výkopu nebude možné štětovnice do předepsané úrovně klasicky vibroberanit,



Hloubení podzemních stěn v místě budoucí strojovny MVE



Příčný řez podzemní stěnou u strojny MVE v místě bývalé vorové propusti



Příčný řez T-lamelou podzemní stěny poblíž pilíře jezu

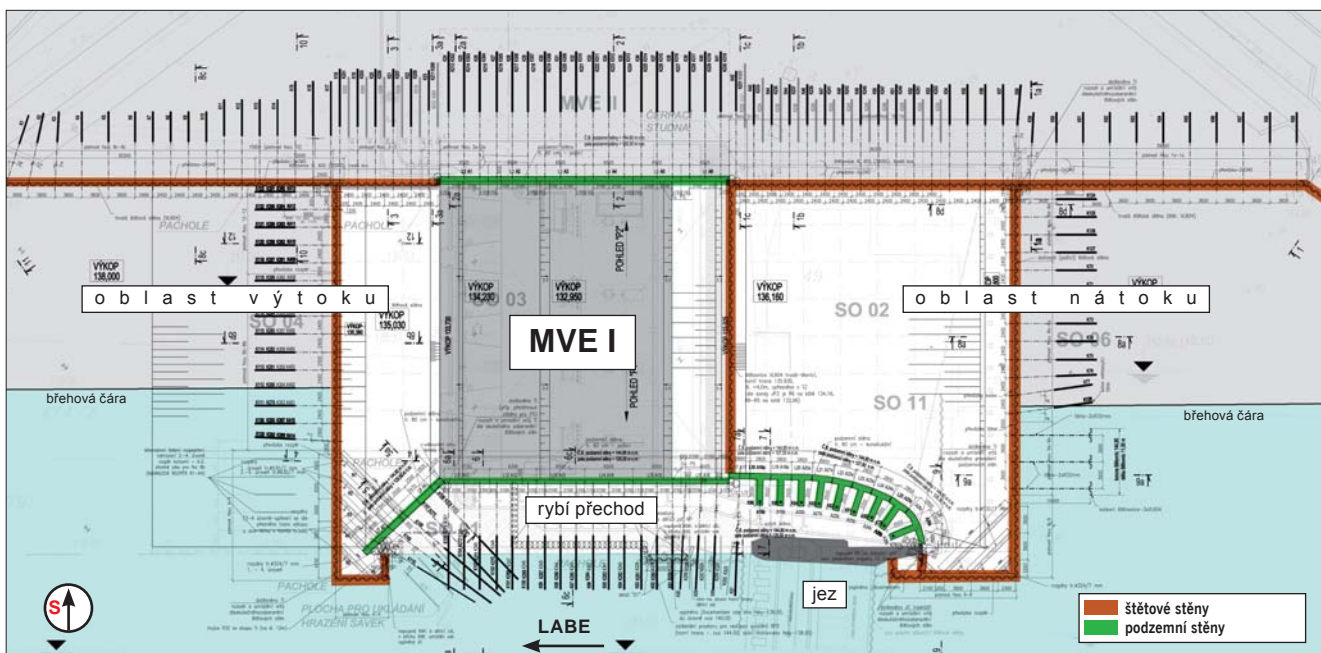
a počítalo se proto s nutností rozrušit podloží předvrtem.

V těsné blízkosti pilíře jezu nebylo povoleno kotvit pažení jámy pod konstrukci jezu, a tak zde byly na uvažovanou max. hloubku výkopu 8,5 m navrženy lamely podzemních stěn tl. 80 cm s kolnými žebry. Tyto T-lamely jsou kotvené svislými kotvami umístěnými v žebrech. Hloubka jednotlivých lamel je od 18 m pro max. hloubku výkopu až po 16,5 m pro výkop 6,5 m. Pevného napojení žebra u těchto T-lamel podzemních stěn je dosaženo tak, že k vodorovné výztuži armokoše každé lamely je v místě napojení žebra přivařen válcovaný profil I400, orientovaný pásnicemi kolmo na osu žebra. Pro kotvení jsou zde použity trvalé kotvy 9xLP 15,7 délky 31 m. Do hlav kotev byly osazeny dynamometry pro monitorování síly v kotvě. Do dvou lamel byly umístěny

inclinometry pro sledování deformací lamel podzemních stěn v blízkosti jezu. Lamely podzemních stěn tl. 80 cm v oblasti nátku i výtoku jsou využity jako definitivní konstrukce zajištění pilíře ze strany toku a budou součástí dělicího pilíře.

Poblíž pilíře jezu u nátku do MVE vychází úroveň základové spáry nových konstrukcí nad úroveň základové spáry pravého pilíře jezu. K pilíři z pravé strany přiléhala vorová propust šířky 12 m. Spodní stavba jezu je založena na štěrkopiscích s vysokou propustností, a je proto vybavena z návodní i povodní strany štětovou stěnou zaberaněnou do skalního podloží. Tato stěna prochází v části i podél dělicí zdi vorové propusti a dle očekávání byla zastižena při vrtní několika kotev první úrovně podzemních stěn pažicích výkop v místě strojny. Z tohoto důvodu byl u dotčených kotev v průběhu realizace upraven sklon.

Uzavření stavební jámy pažicemi stěnami kolnými na směr toku v řece bylo navrženo pomocí štětových stěn z profilů VL604 dl. 11 m (vtok) a 12 m (výtok) zaberaných do nepropustného podloží. Vzhledem k dočasné funkci těchto stěn pouze po dobu výstavby MVE a povoleným vodorovným posunem 3–7 cm po výšce stěny – díky menšímu vetknutí štětovnic pode dno výkopu – zde nebylo pro osazení štětovnic třeba použít předvrty. V porostu nátku jsou tyto štětové stěny kotveny v jedné úrovni dočasnými pramencovými kotvami, příp. rozpěrami či táhly a kotevními štětovnicemi v místě štětové stěny umístěné v řece. V místě výtoku bylo navrženo pro tuto část pažení kotvení ve čtyřech úrovních dočasnými pramencovými kotvami, případně rozepření štětové stěny v rozích o podzemní stěnu a kolmo navazující štětovou stěnu.



Půdorys MVE I s vyznačením použitých technologií zajištění stavební jámy



Hlavy kotev T-lamel podzemních stěn vedle pilíře jezu



Pohled do stavební jámy z místa výtoku z MVE během provádění základové desky strojovny

Z důvodu urychlení provádění byly na žádost dodavatele stanoveny podmínky pro možnost vynechání jedné ze čtyř kotevních úrovní v těchto partiích – konkrétně šlo o omezení přitížení terénu za rubem pažení a uvažování nižší hladiny vody v řece během realizace kotev než do úrovně koruny stěny, jak bylo uvažováno ve všech výpočtech. Určené podmínky bylo možné v danou dobu provádění dodržet, a proto byla třetí kotevní úroveň posunuta níže a od provedení čtvrté kotevní úrovně se upustilo.

Po realizaci celé MVE bude zaplavena stavební jáma a provedeny výkopy vně uzavřené

jámy. Dno v místě výtoku z MVE bude vysvahováno od úrovně výtoku do úrovně dna řeky v podjezí a upraveny tvary břehů.

V prostoru nátoky bude celé vysvahování od úrovně výtoku do MVE k úrovni dna řeky provedeno uvnitř jámy. Vně jámy dojde pouze k úpravě břehů. Tyto práce budou prováděny pod hladinou vody.

Během provádění výkopů mimo uzavřenou jámu budou postupně deaktivovány kotvy (případně rozpěry v rozích) na štetových stěnách kolmých k ose toku. Následně, po dokončení uvedených výkopů, budou štetové stěny odříznuty v úrovni dna.

U jezu jsou navrženy i dva rybí přechody – mezi strojovnou MVE a jezovým pilířem bude zřízen technický rybí přechod délky přes 75 m a šířky 2 m se svislými šterbinami. Protože tento rybí přechod bude strmý, nebude vhodný pro migraci drobnějších živočichů. Ti by měli být z koryta navedeni do druhého břehového rybího přechodu s balvanitou úpravou délky 220 m, umístěného vpravo od strojovny MVE do volného terénu.

Radek Novák, FG Consult, s. r. o.
Foto: Libor Štěrba



vodní hospodářství®

www.vodnihospodarstvi.cz

Vychází
12x
ročně

Inzerce
na barevných
i černobílých
stranách



Specializovaný
vědeckotechnický časopis
přináší již 59. rokem informace
z oblasti projektování, realizace
a plánování ve vodním
hospodářství a souvisejících
oborech životního
prostředí

Více informací a možnost objednání na www.vodnihospodarstvi.cz

Vydává Vodní hospodářství, spol. s r.o.

Redakce: Podbabská 30, 160 62 Praha 6

Mobil (Dragoun) 603 477 517

Mobil (Stránský) 603 431 597

stransky@vodnihospodarstvi.cz, dragoun@vodnihospodarstvi.cz

www.vodnihospodarstvi.cz