

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>

Redakční rada:

vedoucí redakční rady:

Ing. Dušan Houdek

členové redakční rady:

RNDr. Ivan Beneš

Ing. Martin Čejka

Ing. Alois Kouba

Ing. Jiří Mühl

Ing. Michael Remeš

Ing. Libor Štěrba

Redakce:

Ing. Libor Štěrba

Design & Layout:

Pyramide, s.r.o.

Jazyková korektura:

Ivana Svobodová

Sazba, lito:

Pyramide, s. r. o.

Tisk:

CCB, s.r.o.

Foto na titulní straně:

**Přeložka Roztylského potoka,
k článku Obchodně-administrativní
areál Roztyly na str. 26**

Foto: Ing. Ján Bradovka

Překlady anotací:

Mgr. Klára Ouředníková

Ročník XIV

4/2002

Vyšlo 17. 1. 2003

v nákladu 1100 ks

MK ČR 7986

ISSN 1212 - 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2003 je cena časopisu 72 Kč.

**Roční předplatné 288 Kč vč. DPH,
balného a poštovného.**

Objednávky předplatného na tel.:

244 004 305, 244 004 227

nebo na www.zakladani.cz

Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98



OBSAH

AKTUALITY

O přípravě XIII. Evropské konference mechaniky zemin a geotechnického inženýrství v Praze 25. – 28. srpna 2003

2

Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc.

Koncert „Hvězdy na Vltavě“ – společnost Zakládání staveb, a. s., byla významným partnerem úspěšné akce na podporu

3

oblasti zasažených povodněmi

Ing. Aleš Havránek, Zakládání staveb, a. s.

Zakládání staveb – Brno 2002

4

Ing. Alois Kouba, Zakládání staveb, a. s.

Podmínky zakládání při využití podzemí pod Náměstím Republiky v Praze

5

Ing. František Dvořák, Ingutis, spol. s r. o., Praha

Dlouhodobé sledování deformací sila na popílek

6

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., FG Consult, s. r. o.

Zemřel Ing. Jaroslav Verfel, DrSc.

7

Ing. Alois Kouba, Zakládání staveb, a. s.

Likvidace povodňových škod

10

– výběr staveb s podílem Zakládání staveb, a. s.

Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.

TEORIE A PRAXE

Numerický model podezřelé zatěžovací zkoušky

8

Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.

DOPRAVNÍ STAVBY

Výplňová injektáž pro portál Březenského tunelu

17

Bohuslav Bubník, Zakládání staveb, a. s.

Použití Metody Perforex ve ztížených geotechnických podmínkách

20

Ing. Tomáš Ebermann, Bec Freres SA

OBČANSKÉ STAVBY

Rekonstrukce paláce v Nerudově ulici 15

24

Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a. s.

Obchodně-administrativní areál Roztyly

26

Ing. Bohumil Kubín, Zakládání group, a. s.

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

Protipovodňová opatření na Kampě

28

Bohuslav Bubník, Zakládání staveb, a. s.

Použití trvalých pramencových kotev při rekonstrukci

29

Velké plavební komory Štětí

Ing. Martin Čejka, Zakládání staveb, a. s.

PRŮMYSLOVÉ STAVBY

Sanace základu pod obráběcím centrem v Elblag v Polsku

30

Ing. Jiří Pechman, Amberg Engineering Brno, a. s.

Práce Zakládání staveb, a. s. na sanaci základu

33

obráběcího centra v Elblag v Polsku

Pavel Svatoš, Zakládání staveb, a. s.

O přípravě XIII. Evropské konference mechaniky zemín a geotechnického inženýrství

v Praze 25. – 28. srpna 2003

AKTUALITY

Příprava Evropské konference nabírá na obrátkách: v současné době je shromážděno 400 abstraktů plánovaných příspěvků konferenčního sborníku, v listopadu 2002 byl vydán bulletin č. 2, sestaven je již detailní program konference, naplánováno je 12 workshopů. Podrobně je též připraven program post-konferenčních odborných exkurzí. Konference se těší velké podpoře nejen širokého spektra geotechnických firem, ale i firem s odlišnou orientací.

V průběhu měsíce října a především listopadu roku 2002 doznala příprava konference jednoho ze svých

dalších vrcholů, a to především v souvislosti s dodržením předběžného slibu o vydání bulletinu č. 2 v listopadu roku 2002. Tento termín se podařilo splnit a do bulletinu bylo možno zahrnout několik nových skutečností.

Organizační výbor shromáždil téměř 400 abstraktů plánovaných příspěvků do prvních dvou dílů konferenčního sborníku. Tento velký počet přičítáme neobvyklému zájmu o vlastní konferenci z řad účastníků z evropských i mimoevropských zemí, který je dán mj. i skutečností, že v rámci Evropské konference v Praze dojde k jednání zástupců jednotlivých zemí z celého světa – Council Meeting ISSMGE.

Organizační výbor konference, ve spolupráci s vicepresidentem ISSMGE pro Evropu Prof. Seco e Pintem, nabídl určitý prostor pro uspořádání workshopů jednotlivým Technickým komisím ISSMGE. Tato nabídka měla neobvyklou odezvu, a tak je jednak v rámci konference, jednak den před jejím zahájením, resp. den po jejím ukončení, naplánováno dvanáct jednodenních či půldenních workshopů, které budou plně přístupné účastníkům konference, a na nichž nebude vybíráno žádné doplňkové vložné. Jejich organizace bude však plně v rukou jednotlivých TC.

Na základě návrhů jednotlivých národních komitétů mezinárodní společnosti byl sestaven s vedením ISSMGE detailní program, v němž aktivní úlohu dostalo asi 140 osob. Tito jednotliví navržení členové dostali oficiální pozvání, které v naprosté většině přijali. Především hlavní přednášející, ať již „State of the Art report“ či koreferátů k hlavní přednášce, ale stejně tak i osoby vyzvané k diskusi, ti všichni budou požádáni o písemnou formu svého vystoupení, aby tak jejich příspěvky mohly být zahrnuty do třetího dílu konferenčního sborníku a distribuovány při registraci účastníků.

Nepolevila ani příprava koordinace přednášek do tzv. národního sborníku – čtvrtého dílu konferenčních sborníků, kde budou shrnuty nejzajímavější geotechnické projekty a realizované stavby u nás, resp. na Slovensku; sborník bude soužit jako velmi podrobný průvodce pro technické exkurze plánované na poslední den konference. Je velmi pozitivní, že bylo vytipováno deset různých tras, přičemž ze strany našich firem je dostatečný zájem se o tyto exkurze postarat a detailněji tak zahraničním hostům ukázat výsledky své odborné činnosti.

Odbornou i obecně-poznávací tematiku zahrnují post-konferenční exkurze, ať již tzv. hvězdicová z Prahy, tak třídní exkurze do Polska

a obdobná exkurze na Slovensko do Vysokých Tater.

Velmi pozitivní je zájem různých typů firem tuto konferenci podpořit a zároveň ji využít jako velmi zajímavou formu vlastní prezentace. Nejedná se jen o typicky geotechnické firmy jako je Zakládání staveb a Zakládání Group, SG Geotechnika, Keller, Bauer, Geotest, Stump, Terrasol, Metroprojekt, ale i o firmy s odlišným spektrem vykonávaných činností jako jsou Fugro, Metrostav, Skanska, Soletanche-Bachy, SSŽ, resp. firmy specializované na určitou oblast, která bude na konferenci řešena, jako jsou např. Mostecká uhelná, Severočeské doly, Huesker, SÚRAO, Plaxis. Tyto firmy spojují sponzorování konference s aktivní účastí na výstavě, která se uskuteční nejen uvnitř prostor Pražského kongresového centra, ale i na jeho venkovní, volné ploše. Zájem o výstavu již projevily i další firmy, a tak se plán rozmístění stánků, který má na starost kongresová agentura Garant, poměrně rychle zaplňuje. Firmy, které se rozhodnou konferenci podpořit, budou mít ještě i v dalších měsících možnost tak učinit na základě dohody „ad hoc sponsora“.

V bulletinu č. 2 jsou již též uvedeny konferenční poplatky, které zahrnují účast na všech odborných jednáních, workshopech, technických exkurzích až po konferenční sborníky (tištěné i na CD-Rom), společenské aktivity (koncert v Betlémské kapli, Seznamovací večer v PKC i banket na Žofíně). Vložené uhrazené do konce dubna 2003 činí 550 EUR, později pak 650 EUR, přičemž vložné pro studenty (hlavně doktorandského studia) je výrazně nižší.

V nejbližší době budou obnovena jednání s ministerstvy (MMR, MŽP, MPO, resp. MDS), která již dříve vyjádřila konferenci podporu, konkrétně s novými osobami vzešlými z posledních voleb. S ohledem na již dříve vyjádřenou podporu ze strany ČKAIT i ČSI, resp. ČVUT, se tak plánovaná akce může stát akcí velmi výjimečnou, mající širokou podporu různých stran naší odborné profese.

Pro obecně lepší informovanost o konferenci jsou kromě bulletinů využívány též webové stránky – <http://www.ECSMGE2003.cz> – které obsahují základní informace a instrukce pro přípravu konferenčních příspěvků a umožňují i přímou registraci včetně zajištění ubytování.

Organizační výbor je přesvědčen, že i zajímavá nabídka ze strany Zakládání staveb využít stránek časopisu Zakládání pro průběžné informování široké odborné veřejnosti, přispěje ke zvýšení zájmu o celou akci, která se tak může stát skutečným svátkem všech našich, evropských i světových geotechniků.

Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc., předseda Organizačního výboru konference

About the preparation of 13th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering in Prague, 25th – 28th August 2003

The preparations of the European conference are picking up speed: more than 400 abstracts of planned conference papers have been collected so far, the 2nd edition of the Bulletin was published in November 2002. A detailed conference agenda has been drawn up and there are 12 planned workshops. The programme of the post-conferential field trips has also been drafted already. The conference enjoys wide assistance not only by the broad spectrum of geotechnical companies, but as well by companies oriented towards different fields.

Koncert „Hvězdy na Vltavě“

– společnost Zakládání staveb, a. s., byla významným partnerem úspěšné akce na podporu oblastí zasažených povodněmi

AKTUALITY

Vzhledem k dlouholetým zkušenostem s pracemi na vodě byla v souvislosti s technickým zajištěním koncertu požádána o spolupráci společnost Zakládání staveb, a. s., která se úkolu se ctí zhostila. Jednalo se především o zhotovení pontonového soulodí pro koncertní scénu, poskytnutí potřebné mechanizace a provedení prací speciálního zakládání na vodní hladině.

Po srpnových povodních, které zasáhly Českou republiku, se uskutečnilo mnoho dobročinných kulturních akcí na podporu povodněmi zasažených oblastí. Jednou z nich byl také koncert „Hvězdy na Vltavě“, pořádaný Českou televizí ve prospěch veřejné sbírky na konto SOS POVODNĚ. Koncert měla Česká televize přenášet v hlavním vysílacím čase v sobotu 5. 10. 2002 od 20 hod., přičemž během celého jeho konání měla probíhat sbírka diváků na povodňové konto. Účast přislíbila většina významných osobností z oblasti populární hudby a též mnoho známých hereckých osobností. Významu akce mělo odpovídat i řešení scény; záměrem architekta byla scéna velikosti min. 15 x 20 m, symbolicky umístěná na hladině Vltavy v centru Prahy s výhledem na panorama Hradčan. Vzhledem k dlouholetým zkušenostem s pracemi na vodě byla v souvislosti s technickým zajištěním akce vyzvána jejím organizátorem ke spolupráci společnost Zakládání staveb, a. s. Zpočátku se zdál záměr architekta nereálný kvůli stavu řečiště

a možnostem dopravy lodních mechanismů na místo – plavební cesta nebyla dosud zprovozněna, řečiště bylo na mnoha místech zaneseno náplavami a ostatními překážkami, lodní mechanismy byly uvězněny v ochranných přístavech. Po konzultacích se správcem toku, Povodím Vltavy s. p., byla nakonec vybrána lokalita nad Šitkovským jezem – mezi Jiráskovým mostem a objektem Mánesu. Zde již probíhaly ze strany Povodí Vltavy práce na zprovoznění plavební cesty, lokalita byla nejlépe přístupná z ochranného přístavu Smíchov a splňovala požadavky architekta.

Vzhledem k velikosti scény a nemožnosti dopravy jiných lodních prostředků, bylo rozhodnuto scénu umístit na pontonové soulodí společnosti Zakládání

staveb. Pro tento účel bylo použito celkem osm kusů pontonů 9 x 3 m a vytvořeno soulodí, které po osazení konstrukce paluby umožnilo vytvořit scénu velikosti 30 x 18 m. Do řečiště Vltavy pak byly zabírány kotevní prvky pro vyvázání pontonového soulodí scény i ostatních doprovodných plavidel – plovoucího hlediště, lodě se šatnami účinkujících a pontony s obřími obrazovkami. Vyvázání plavidel muselo být zvlášť důkladné, neboť všechna použitá plavidla byla umístěna v bezprostřední blízkosti Šitkovského jezu a vodní stavy byly stále vysoké. Celá akce probíhala podle přísně dodržovaného harmonogramu, neboť se jednalo o přímý televizní přenos a plavební prostředky směly být na místě pouze na nezbytně dlouhou dobu.



Koncertní scénu rozměrů 30 x 18 m neslo pontonové soulodí společnosti Zakládání staveb, a. s.

Společnost Zakládání staveb, a. s., byla na této akci významným partnerem organizátora z hlediska konzultací, projednání potřebných povolení s orgány státní správy, poskytnutí potřebné mechanizace, provedení prací speciálního zakládání na vodě a koordinace prací z vodní hladiny a významným způsobem tak přispěla k jejímu úspěšnému průběhu. Kromě výše uvedeného zajištění byla firma Zakládání staveb, a. s. i významným sponzorem celé charitativní akce.

Ing. Aleš Havránek, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrbá a Jaroslav Svoboda



Beranění kotevních prvků do dna řečiště pro ukotvení celého soulodí nad Šitkovským jezem



Doprava pontonového soulodí z přístavu Smíchov na místo konání akce



Postupné kotvení a vyvázání jednotlivých plavidel na zabírané kotevní prvky

Music show „Stars on the Vltava River“ – the Zakládání staveb, Co. took a significant part in the successful event organised to provide support to the areas affected by the floods

With respect to many years of experience with the works on a water level, the Zakládání staveb, Co. was asked to co-operate on the technical arrangement of the concert and it did its job with a high credit. The works included especially a construction of pontoon series of boats for the concert stage, a provision of machinery and carrying out the works of special foundations on the water level.

Zakládání staveb – Brno 2002

AKTUALITY

Letošní konference „Zakládání staveb – Brno 2002“ završila již třetí desítku konferencí, věnovaných geotechnice a metodám speciálního zakládání staveb. V Brně, ve dnech 4. a 5. listopadu 2002, byl konferenční sál hotelu Voroněž zaplněn účastníky konference, jejíž program byl zaměřen na čtyři tématické okruhy: zemní konstrukce, základové konstrukce, podzemní konstrukce a kontrolní sledování (geomonitoring). Z příspěvků, které zazněly na konferenci, jsme vybrali dva, z hlediska speciálního zakládání velmi zajímavé, které ve zkrácené formě dále otiskujeme.

Prvému tématickému okruhu předsedal prof. ing. I. Vaníček, DrSc. a bylo do něj zařazeno šestnáct příspěvků uveřejněných ve sborníku, z nichž deset bylo předneseno. Příspěvky byly zaměřeny více na teorii, výběr vstupních hodnot a způsoby výpočtů i modelování.

Druhý tématický okruh proběhl pod předsednictvím prof. ing. J. Hully, DrSc. a obsahoval šestnáct příspěvků uveřejněných ve sborníku, z nichž deset jich bylo předneseno. Navíc odezněly dva příspěvky zástupců předních zahraničních firem – Trevi Group – o provádění pilot CFA vrtaných průběžným šnekem a Bauer – o způsobech zakládání podzemních objektů v měkkých horninách.

Třetímu tématickému okruhu předsedal prof. ing. J. Barták, DrSc. a bylo do něho zařazeno osm příspěvků otištěných ve sborníku, z nichž sedm bylo předneseno. Příspěvky zahrnují oblast podzemních staveb od průzkumu, přes geotechnické zhodnocení vlastností hornin až po způsoby ražby a překonávání nepředvídaných jevů jako jsou poruchová pásma nebo přítoky podzemní vody. Byla zdůrazněna velká úloha bezchybné pasportizace objektů v oblasti dosahu působení výrubu i uplatnění observační metody v průběhu ražby i po vybudování definitivního ostění.

Čtvrtý tématický okruh, kterému předsedal doc. ing. A. Rozsypal, CSc., obsahoval deset příspěvků uveřejněných ve sborníku, z nichž devět bylo předneseno. V referátech byla zdůrazněna nutnost měření při provádění geotechnických konstrukcí, a to i po jejich dokončení, čímž je ověřeno jejich působení a vliv na okolní prostředí. Je velmi choulostivým úkolem stanovit přesnost měření, jejich rozsah, četnost i dobu provádění, neboť tato činnost představuje nemalý finanční nárok, který investor obvykle nezahrnuje do svých rozpočtů. Sebelepší měření však bez náležitého vyhodnocení a sledování vzájemných vazeb i příčin pozbývá na svém významu a stává se jen souborem čísel. Význam takovýchto měření je právě v jejich odborném vyhodnocení a zhodnocení a získání tak významných podkladů pro obdobné stavby v podobných podmínkách.

Tradičně již nedílnou součástí konference Zakládání staveb je večerní společenské setkání účastníků, kde se při hudbě a příjemném posezení rozvíjejí i dokončují diskuse o konferenčních tématech a v neformálním prostředí proběhnou i obtížná obchodní jednání.

Po oba dny konference byla v přísálí výstavka zúčastněných společností, která vhodnými materiály, ukázkami prováděných odborných činností a nabídkou výrobků doplnila projednávaná témata konference. Letos se výstavky zúčastnilo dvanáct podniků působících v oboru speciálního zakládání staveb a výrobců specializovaných strojů a měřících aparatur.

Třicátá konference Zakládání staveb – Brno 2002 tedy skončila a je nutno poděkovat pořadateli konference, kterým je Česká geotechnická společnost ČSSI, sponzorujícím společenstvem a organizačnímu výboru, který pod vedením prof. ing. J. Bartáka, DrSc. řídil přípravu náplně konference, a v neposlední řadě osvědčenému týmu sekretariátu konference pod vedením pí. Magdy Kytnerové ze Sekurkonu, který zajistil vše potřebné, aby se mohlo sejít více než 170 zájemců zvědavých na nové poznatky z oboru geotechniky a speciálního zakládání staveb. Již nyní se ale připravuje další, v pořadí již 31. konference Zakládání staveb, a. s. – Brno 2003, jejíž náplní budou poznatky a zkušenosti z povodní, které postihly naši republiku v minulých letech.

Příspějte i Vy svými poznatky o vlivu velkých vod na geotechnické podmínky zakládání, stabilitu objektů a nutných opatřeních pro omezení vlivu povodní. Organizační výbor konference je na VUT – FAST Brno, katedře geotechniky, Veveří 95 a sekretariátem zůstává Sekurkon, pí. Magda Kytnerová, Šumavská 31, 612 54 Brno. Již nyní se těšíme na shledání s Vámi ve dnech 3. a 4. listopadu 2003 v Brně.

Ing. Alois Kouba, Zakládání staveb, a. s.

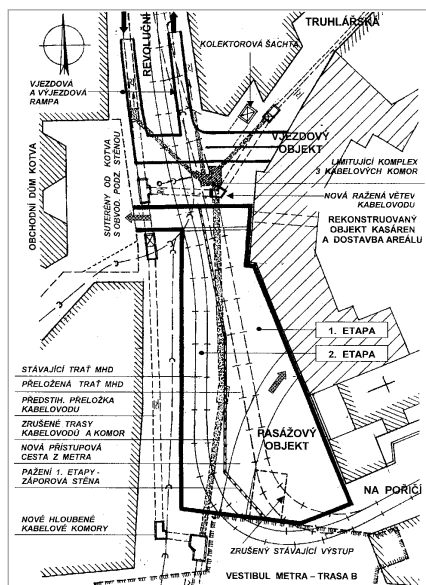
Foundations – Brno 2002

This year's conference of "Foundations - Brno 2002" crowned a third ten of conferences devoted to the field of geotechnics and methods of special foundation engineering. On the 4th and 5th November 2002 the conference hall of the hotel Voroněž in Brno was filled up with the conference participants who, according to the agenda, listened to the four following topics of discussion: ground constructions, foundation constructions, underground constructions and controlling monitoring. We selected two of the conference papers, which we find of special interest from the point of view of special foundation. It deal about: "Conditions of foundation of underground construction in the Place of the Republic in the City of Prague" and "Long-term Monitoring of the Settlement of the fly ash Silo". These papers are published in an abridged version.

Podmínky zakládání pod Náměstím Republiky v Praze

Zakládání staveb – Brno 2002

V centru Prahy je v současné době připravována rozsáhlá a investičně náročná přestavba areálu bývalých kasáren Jiřího z Poděbrad na Náměstí Republiky. Na ploše 13600 m² má vzniknout obchodní a společenské centrum, které svým komplexním zaměřením výrazně přispěje k zatraktivnění celé oblasti. Kromě památkově chráněného objektu kasáren, který bude rekonstruován, budou uvnitř areálu postaveny nové objekty (vč. čtyř podlaží podzemních garáží s kapacitou 900 míst).



Situční schéma podzemních objektů na Náměstí Republiky

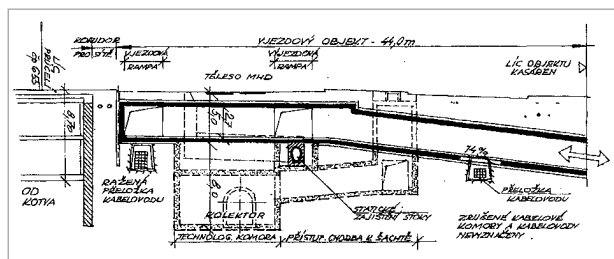
Součástí prací je i zásadní přeměna Náměstí Republiky s diferenciací povrchové dopravy a zklidněním provozu. Pod značnou částí náměstí bude v 1. PP vytvořen pasážový objekt, který úrovňově propojí nové nákupní centrum s vestibulem stanice metra a zároveň na severním konci umožní přístup do 1. suterénu OD Kotva. Součástí vnějších přístupových cest je i vjezdový objekt do podzemních garáží pro osobní dopravu, napojený do ústí Revoluční ulice dopravně i situačně oddělenou vjezdovou a výjezdovou rampou. Dispoziční a prostorové uspořádání obou samostatných podzemních objektů zásadně ovlivňuje technickou infrastrukturu na ploše náměstí a v přilehlých ulicích.

Limitující podmínky řešení

Návrh podzemních objektů je spojen s kompromisním vyhodnocením těchto vstupních podmínek:

Nutnost statického zajištění objektu kasáren a zachování nedotknutelnosti nosných konstrukcí vestibulu stanice metra.

Zachování funkčnosti stávajících inženýrských sítí: Fenoménem řešení celého podzemí na náměstí je soustava sdělovacích kabelů celoměstského charakteru umístěných převážně v rozvětvené síti



Příčný řez vjezdovým objektem do podzemních garáží

kabelovodů s četnými kabelovými komorami různého stáří a stavebně-technického stavu. Jejich kompletní přeložení do nových tras představuje na této lokalitě situačně a finančně nejrozsáhlejší vyvolanou investici (při zachování stávající funkce až do konečného přepojení).

Nedotknutelné jsou rovněž kanalizační stoky jako síť celoměstského charakteru, které budou při stavbě zesíleny a vyvěšeny přes stavební jámy. Trubní a kabelové sítě budou přeloženy na mostní provizoria přes stavební jámy a na průčelí budov, trvalé přeložky pak do nových tras a koridorů.

Minimalizování zásahů do městské dopravy: Základní podmínkou je zachování obslužné dopravy a provozu kolejové MHD s krátkodobými výlukami při překládání kolejového tělesa. Povolena je jediná přeložka ve stavebním stadiu, z čehož plyne důsledná etapizace celé výstavby.

Koordinaci s připravovanou 1. etapou výstavby Kolektoru Revoluční – realizace ze dna jámy.

Ochrana veřejných zájmů: Ochrana životního prostředí při stavbě volbou vhodných technologií a mechanismů. Práce v oblasti památkové ochrany s nároky archeologického průzkumu a částečně též v ochranném pásmu metra.

Založení podpovrchových objektů pod náměstím

V zastiženém geologickém prostředí (navážky mocnosti 4 – 5 m, nesoudržné zeminy terasových sedimentů do hloubky 12 – 14 m, souvislá HPV v prostředí štěrků v hloubce 9 – 11 m) bylo přijato konstrukční řešení s aplikací technologií speciálního zakládání. Pro omezení vlivu stavby na okolí je maximální snaha po uplatnění technologie výstavby pod ochranou definitivní stropní konstrukce uložené na obvodových stěnách a vnitřních podporách. Vnitřní podpory jsou ze statického důvodu navrženy jako provizorní ve stavebním stadiu s následnou náhradou za definitivní. Obvodové stěny jsou navrženy jako konstrukční (podzemní stěny, pro část pilotové stěny kombinované s dotěsnněním tryskovou injektáží ve spodních partiích). Do těchto prvků jsou zavázány vodorovné konstrukce stropu a základové desky. Provizorní pažení stavební jámy v 1. etapě je navrženo ze záporové stěny (dočasná podpora stropní konstrukce).

Principy podzemního urbanismu

Podzemní prostor má ve stísněných podmínkách městského centra nedocenitelnou hodnotu pro možnost následného využití, které na povrchu již nelze realizovat, nebo které by podstatně zhoršilo životní prostředí. Proto je důležité systémové řešení připravovaných a ve výhledu plánovaných podzemních staveb, včetně urbanistických záměrů na využití podzemí a záměrů rozvoje inženýrských sítí. Požadována je důsledná koordinace staveb včetně kvalifikovaných prognóz budoucích řešení a postupů, aby následná stavba nebyla předchozím nevhodným či jednostranným řešením omezena či znemožněna. Cílem je odstranit živelnost a minimalizovat rizika plynoucí z nevěrohodných podkladů o podzemních prostorech a inženýrských sítích. Komplexní pojetí úlohy vyžaduje multidisciplinární přístup jejich řešitelů..

Ing. František Dvořák, Ingutis, spol. s r. o., Praha

Dlouhodobé sledování deformací sila na popílek

Zakládání staveb – Brno 2002

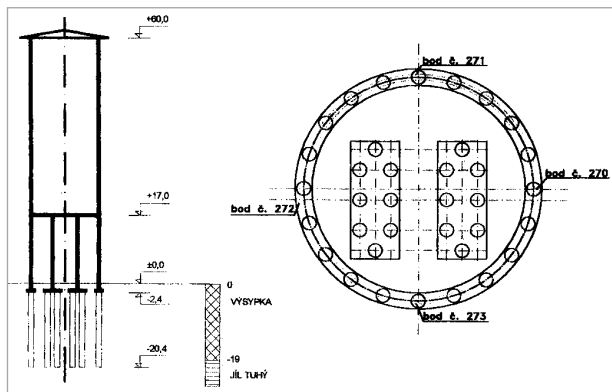
Na jaře r. 1996 bylo v elektrárně Ledvice postaveno první popílkové silo, jež bylo v květnu dáno do provozu. Prakticky okamžitě po prvním (částečném) naplnění sila (8 – 11/1996) se projevilo jeho výrazné sedání, které dosáhlo průměrné velikosti přes 88 mm, přičemž došlo k naklonění sila o velikosti $\Delta s/L = 0,0024$. První měření bylo provedeno dne 2. 5. 1996 v době, kdy silo bylo prakticky postaveno. Od této doby se do léta 2002 uskutečnilo v intervalech 1 – 3 měsíce celkem 43 etap měření přesnou nivelací, přičemž unikátní výsledky těchto měření podávají dobrý obraz o skutečném chování konstrukce a umožňují stanovit nejen příčinu sedání, ale též sestavit prognózu chování sila s ohledem na bezpečnost jeho provozu.

Geotechnické poměry na staveništi

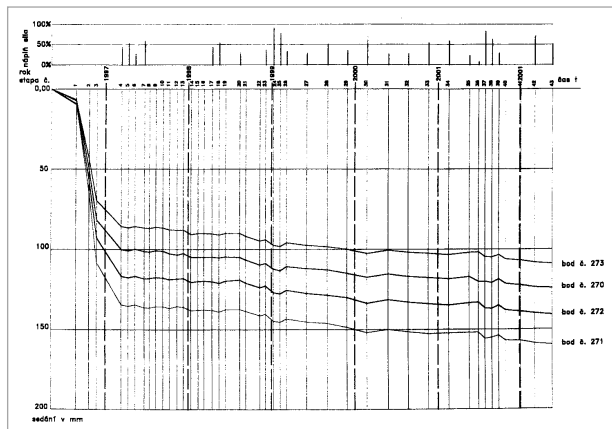
Staveniště sila se nachází na pokraji bývalé výsypky hnědouhelného dolu, jež je tvořena pelitickými zeminami charakteru jílu, hlín, zbytků uhlí a drtě s uhelným prachem, tedy na základových půdách silně nehomogenních. Mocnost této výsypky dosahuje pod okrajem sila až 19,4 m (od původního terénu).

Konstrukce sila a jeho založení

Železobetonové silo je založeno v hloubce 2,40 m pod terénem, pod obvodem sila je kruhový žb. pas, podporovaný celkem 20 ks vrtaných pilot průměru 1020/920 mm, délky 18,0 m, tudíž paty pilot jsou na úrovni -20,4 m. Piloty jsou rozděleny v podstatě rovnoměrně po obvodě sila v osových vzdálenostech asi 2,55 m.



Obr. 1: Řez silem a půdorysné schéma pilotových základů sila s umístěním měřických bodů



Obr. 2: Časový průběh sedání sila v letech 1996–2002

Obě vnitřní stěny vynášející desku ve výšce 17,0 m mají samostatné základy tvořené 2 patkami rozměrů asi 4,0 x 7,5 m výšky 0,8 m a jsou podporované vždy 8 ks pilot prům. 1020/920 mm dl. 18,0 m (ve dvou řadách). Silo bylo tedy založeno celkem na 36 kusech pilot, jež měly být vetknuty na délku 1,0 m do podloží (neogenních) jílu pevné konzistence.

Interakce popsaných základových konstrukcí je mimořádně složitá – piloty pod obvodovou stěnou sila, jež je s ohledem na svou výšku ve svislém směru „dokonale“ tuhá se chovaly jako pod „tuhým razníkem“ a jejich deformace byla touto tuhostí řízena a předurčena. Velmi komplikované bylo chování pilot pod středními zdmi, kde interakce se silem byla zprostředkována relativně malou tuhostí podlahové desky ve výšce 17 m.

Příčiny sedání sila a prognóza dalších deformací

Na základě monitoringu lze konstatovat, že během sledovaného období (přes 6 let) se sedání sila neustaluje, nýbrž zhruba od března 1997 roste prakticky lineárně rychlostí: $V = 0,0124$ mm/den, tj. asi 4,5 – 5,0 mm/rok. Uvedená doba sledování je dostatečně dlouhá a rovněž charakter sedání absolutně nenaznačuje, že by toto sedání mělo v blízké době ustát. Mechanismus sedání sila je pravděpodobně tento:

- vrtané piloty jsou natolik zatíženy, že s ohledem na jejich celkovou deformaci (převyšující 10 % jejich průměru) bylo již zcela vyčerpáno plášťové tření, které je nadále konstantní, tudíž značná část zatížení, vč. změn zatížení užitého, je přenášena do pat pilot,
- existuje výrazný rozdíl v zatížení pilot pod obvodem a pilot umístěných pod nosnými stěnami, tudíž podzákladí je namáháno velmi nerovnoměrně,
- zatížení v okolí pat pilot způsobuje v podloží plastických jílech jistý stav napjatosti, který vyvolává proces primární konsolidace těchto zemín. S ohledem na vlastnosti neogenních jílu se jedná o proces velmi dlouhodobý,
- do tohoto procesu v podstatě nepříznivě zasahují změny zatížení sila z titulu jeho provozu,
- ukončení procesu konsolidace nelze očekávat v následujících 5 – 20 letech.

Snížení absolutní velikosti deformací a současně i omezení doby primární konsolidace v daných geotechnických podmínkách staveniště by se mělo ubírat následujícími cestami:

- výrazným zvětšením délky pilot s cílem jejich vetknutí do podstatně kvalitnějších vrstev podzákladí,
- zvětšením osových vzdáleností pilot ve skupině a event. zvětšením počtu pilot pod silem, což by souviselo s potřebou vytvoření „klasické“ kruhové desky přesahující půdorys sila.

Je zřejmé, že existuje přímá souvislost mezi velikostí deformací sila a cenou jeho založení, potažmo cenou sila jako celku. To je pravděpodobně klíčová příčina vzniklého problému, kterou však pisateli nepřísluší posuzovat.

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.,
FG Consult, s. r. o., VUT Brno Ústav geotechniky

Zemřel Ing. Jaroslav Verfel, DrSc.

AKTUALITY

Na štědrý den roku 2002, ve věku nedožitých 77 let, zemřel dlouholetý pracovník a jeden ze spoluzakladatelů společnosti Zakládání staveb, pan Ing. Jaroslav Verfel, DrSc.

Ing. Jaroslav Verfel patřil mezi špičkové stavební odborníky, který svými teoretickými znalostmi, publikační činností, ale zejména praktickými zkušenostmi, získanými přímo na stavbách, přispěl mimořádnou měrou k rozvoji a dnešní vysoké úrovni oboru zakládání staveb. Každá ze současných moderních metod zakládání nese hluboké stopy jeho působení a spoluúčasti.

Ing. Jaroslav Verfel se narodil v roce 1926 v Kladně, vystudoval stavební fakultu ČVUT v Praze a již během studia se stal asistentem akademika Quido Záruby. V roce 1954 odešel ze školy do Ústavu stavební geologie v Praze, kde se zabýval návrhem a výstavbou těsnících injekčních clon pod přehradními hrázemi. Na základě hydrotechnických výpočtů a řady měření uskutečněných na stavbách navrhl nová kritéria propustnosti, kterými ovlivnil nutnou hloubku těsnících injekčních clon. Jeho velkým činem bylo navržení a uskutečnění velkopokusu těsnění stavebních jam hydrotechnického stupně Gabčíkovo. Tam, mimo jiné, použil metodu injektáže nesoudržných zemin pomocí manžetových trubek. Byl průkopníkem nových metod speciálního zakládání v naší republice. Pod přehradou Nechanice realizoval jednu z prvních těsnících podzemních stěn v ČSSR. Zde se také v našich podmínkách uskutečnil i počátek vývoje strojního zařízení pro těžbu i betonáž podzemních stěn pod jílovým výplachem. V rámci počátku prací na výstavbě pražského metra dopracoval technologii injektáží kotev, mikropilot a injektování nesoudržných zemin cementovými, jílocementovými i chemickými směsmi. V roce 1979 použil, opět jako první v ČSSR, tryskovou injektáž pro utěsnění hydrotermální poruchy na vodním díle Josefův Důl.

Ing. Jaroslav Verfel, díky svému celoživotnímu sepětí s praxí, dokonale pochopil vztahy a závislosti mezi chováním horninového masivu a působením injekčních prací, takže s úspěchem prováděl řízení i tzv. rektifikačních injektáží, kterými kompensoval



nestejnoměrné sedání objektů. Tak byly např. vyrovnány obytné objekty v Brně Komárově a Jundrově, obilní sila i věže ohřivačů větrů v hutích. Mimo instituce jako ČVUT a Ústav stavební geologie, pracoval Ing. Jaroslav Verfel v Geotestu Brno, Vodních stavbách Praha a v Zakládání staveb, a. s.

Publikoval 123 odborných prací, knih a článků, z toho 43 v cizím jazyce. Byl spoluautorem šesti knižních publikací, jednu knihu zpracoval jako vedoucí autor a tři jako samostatný autor.

Své zkušenosti předával i v řadě zemí – v Číně, Peru, Iráku, Alžírsku, Rumunsku, Maďarsku, SRN. V roce 1979 se stal kandidátem věd a později dosáhl i vědecké hodnosti doktor věd (DrSc.). Všichni ti, kteří měli možnost s ním spolupracovat, jej znali jako mimořádně pracovitěho člověka s vysokými nároky na sebe i na ostatní, který nikdy neodešel od nedokončené práce a zjištěná fakta dokázal analyzovat a vyvozovat z nich nadále použitelné závěry. Žádný problém neřešil od stolu, ale vždy přímo na místě, bez ohledu na vlastní nepohodlí.

V Ing. Jaroslavu Verfelovi, DrSc. odešel přední odborník a vědec v oboru speciálního zakládání staveb, jehož význam daleko přesáhl hranice naší vlasti, a který posunul vývoj metod speciálního zakládání staveb o značný kus vpřed. Nám všem, kteří vzdáváme čest jeho památce, zanechal velký odkaz pokračovat v jeho díle.

Ing. Alois Kouba, Zakládání staveb, a. s.

Ing. Jaroslav Verfel, DrSc. died

On the Christmas Eve of 2002 in the age of almost 77 years a long-time employee and one of the co-founders of the Zakládání staveb Co., Ing. Jaroslav Verfel, DrSc. died.

Česká silniční společnost a Stavební geologie – Geotechnika, a. s., pořádají jednodenní odborný seminář

HLOUBKOVÉ ZLEPŠOVÁNÍ PODLOŽÍ

zemního tělesa dopravních staveb, zejména pomocí šterkopískových pilířů, vápenocementových pilířů a vibroflotace.

Termín a místo konání: **5. března 2003, hotel Olšanka, Praha 3**

Program semináře:

1. Evropské normy na zlepšování podloží (Ing. V. Herle)
2. Metody hloubkového zlepšování zemin v ČR (Ing. J. Řiřčica)
3. Zlepšování vlastností základové půdy pomocí vibroflotace a šterkových pilířů (Doc. Ing. J. Masopust, CSc.)
4. Hloubkové zlepšování zemin pomocí mísení se suchými pojivy (Tobias Hansson)
(přednáška švédského odborníka bude přednesena v angličtině s překladem do češtiny)
5. Navrhování šterkových pilířů (Ing. Karel Zdražil, CSc.)
6. Provádění a zkoušení šterkových pilířů (Ing. Jaroslav Hauser, CSc.)

Odborný garant: Ing. Vítězslav Herle, SG – Geotechnika, a. s. (Součástí semináře bude výstavka odborných firem)

Přihlášky a další podrobnosti týkající se výše uvedeného semináře získáte v sídle **České silniční společnosti**, Novotného lávka 5, Praha 1 – Ing. Milan Černý, CSc., tel.: 221 082 388, fax: 221 082 292, e-mail: ceska.silnic.spol@csvts.cz, nebo u Ing. Vladimíra Pachty, SG – Geotechnika, a. s., Geologická 4, Praha 5, tel.: 234 654 160, fax: 234 654 162, e-mail: propagace@geotechnika.cz

Česká geotechnická společnost ČGtS

a spolupořadatelé: Asociace dodavatelů speciálního zakládání a Fakulta stavební ČVUT pořádají v rámci *Projektu celoživotního vzdělávání ČKAIT* odborný seminář

ZAKLÁDÁNÍ STAVEB VE ZTÍŽENÝCH PODMÍNKÁCH

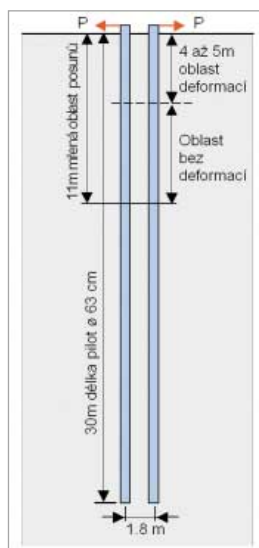
Seminář se uskuteční dne **11. února 2003 v budově Fakulty stavební v Praze**. Jeho hlavním odborným tématem bude zakládání nových a rekonstruovaných objektů v obtížných základových podmínkách, jako jsou např. hustá městská zástavba, poddolovaná území, výsypky, složité hydrogeologické poměry atp.

Kontaktní osoba pro přihlášení na seminář – Prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc., předseda ČGtS ČGtS, tel.: 224 354 540, vaniceki@fsv.cvut.cz; podrobnější informace o věcné náplni – Ing. Ferdinand Kuthan, generální sekretář Asociace dodavatelů speciálního zakládání, tel.: 606 706 966, geospol@geospol-bmo.cz

Numerický model podezřelé zatěžovací zkoušky

TEORIE A PRAXE

V článku je dodatečně numericky modelována „vodorovná“ zatěžovací zkouška realizovaná na dvojici pilot a popsaná ve dvou článcích čísla 3/2002 tohoto časopisu. Nečekané výsledky zkoušky autoři obou článků vysvětlují pravděpodobným oslabením dřívů pilot předchozí zkouškou dynamickou. Numerický 3D model však pro vodorovné zatížení 100 kN nalézá dobrou shodu s měřením. Článek poukazuje na speciální uspořádání zkoušky (zatížení s nulovou výslednicí), které souvisí s charakterem naměřených deformací. Podobně se chová i dvojitá pilotová stěna, pro niž je uveden popis diferenciálními rovnicemi a vyřešen příklad analogický k rozebírané zkoušce.



Obr. 1: Schéma zkoušky

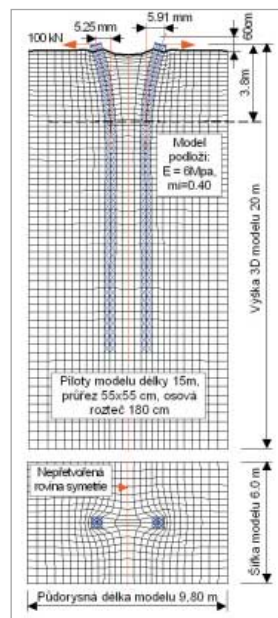
Série článků v čísle 3/2002 popisuje zatěžovací zkoušky pilot, cílené na konkrétní stavby. Moji pozornost upoutala mj. vodorovná zkouška dvojice pilot dle obr. 1. Autoři ([1], [2]) mají podezření, že rychlý úbytek deformací s hloubkou by mohl souviset s předchozí zkouškou dynamickou, při níž byly obě piloty testovány pádem hmoty 7,3 tun z výše až 2 m. Původně měla tato dynamická zkouška následovat až po zkoušce vodorovnou silou. Takto však jeden výklad zvažuje poškození pilot [1], přičemž oslabení dřívů by vysvětlilo rychlý zánik vodorovných deformací. Blížší úvaha a numerický 3D model ale nabízejí výklad přirozenější: Zánik deformací s hloubkou zde souvisí (ceteris paribus) s osovou vzdáleností pilot. Rychlejší je pro menší vzdálenost, blízké piloty se ovlivňují. Zkouška zatěžuje těleso „piloty + podloží“ rovnovážnou soustavou sil. Účinky proto postihnou jen její nejbližší okolí, pro vzdálenější místa jsou účinky nulové, neboť výslednice zatěžujících sil je nulová. Velikost okolí souvisí se vzdáleností působišť obou sil. Jsou-li blíže, jejich efekty zaniknou blíže. V teorii pružnosti je taková situace známa jako princip Saint-Venantův.

Uspořádání dvojice pilot je ekvivalentní jedné pilotě umístěné u tuhé podzemní stěny, nahrazující rovinu symetrie. Pak je lépe vidět, že přiblížení piloty ke stěně má za následek menší vodorovné deformace a rychlejší útlum s hloubkou.

3D model MKP, dvojice pilot nebo osamělá pilota

Na obr. 2 je deformovaný model a základní výsledky. Konečné prvky jsou kvádry, deformační modul podloží byl odhadnut

stejný pro celé těleso. Hodnota přímo při povrchu by asi byla nižší, ale i tak velikosti průhybů zkoušky a modelu dobře korespondují: model dává posun 5,91 mm ve výšce 60 cm nad terénem, zkoušky 6,4 resp. 7,57 mm. Na modelu je dobře vidět charakter deformací, které velmi rychle ubývají s hloubkou. Lze říci, že pro zatížení 100 kN zkouška a 3D model dobře korespondují, pro větší zatížení již zkouška prokazuje výraznější zplastizování materiálu podloží. Tedy to, co uvedlo zkoušku do podezření, se na modelu jeví jako zákonité a normální. Odpovídající samostatná pilota je poddajnější, posun v působišti síly je v porovnání s pilotou dvojice vyšší o 47 %, viz obr. 3.



Obr. 2: Deformace modelu zkoušky v řezu a půdorysu

2D model dvojité pilotové stěny

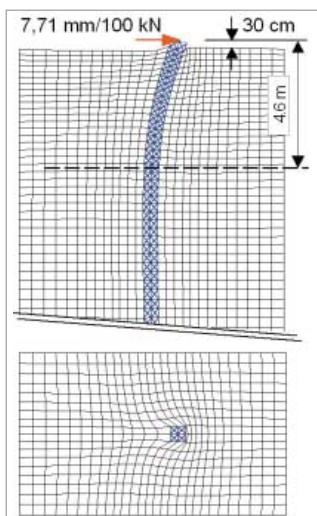
3D model neobsahuje žádné předpoklady ani vztahy, jež by ukazovaly vliv rozteče pilot na rychlost zániku deformací s hloubkou. Vidíme jen výsledky a pouze z nich docházíme k názoru o závislostech. Ukažme proto ještě analogii dvojité stěny, řešené diferenciálními rovnicemi (obr. 4). Odvození a rozbor jsem zpracoval ve vnitrofiremním článku „Řešení dvojité stěny v 2-parametrickém prostředí“ v r. 98. Užitím konceptu útlumových funkcí lze převést úlohu na řešení soustavy dvou diferenciálních rovnic pro obě ohybové čáry. Stěny mají společnou délku L , mohou mít rozdílné tuhosti E a J . Podloží je popsáno modulem deformace E , případně smykovým modulem G . V modelu je a osová vzdálenost stěn, B šířka útlumové oblasti, její vnější hranice již není deformována. Útlum je popsán funkcí klesající od jednotky k nule. Útlumovou funkcí a šířkou B je nutno volit, odhadnout. V obr. 4 jde o funkce $f_1(x)$, $f_2(x)$. Za těchto předpokladů a při zanedbání smyku platí soustava dvou „nosníkových“ diferenciálních rovnic (1), (2):

$$E_1 J_1 u_1^{IV} + E C_1 u_1 + \frac{E}{a} (u_1 - u_2) = 0 \quad (1)$$

$$E_2 J_2 u_2^{IV} + E C_1 u_2 + \frac{E}{a} (u_2 - u_1) = 0 \quad (2)$$

$$C_1 = \int_0^B (df/dx)^2 dx = \frac{1}{B} \cdot \frac{n^2}{2n-1} \quad (3)$$

Rovnice jsou analogí k rovnici nosníku na pružném podkladu. E je modul deformace podloží, C_1 je dáno útlumovou funkcí dle (3). Pro



Obr. 3: Deformace modelu odpovídající osamělé piloty

parabolu n -tého stupně platí poslední vzorec. Rovnice jsou podmínky rovnováhy, členy mají rozměr napětí. Druhý člen je napětí jako reakce podloží šíře B . Je úměrná posunu u a součinu $E.C_1$, který má stejný význam jako winklerovský modul reakce. V řeči „per a pérových konstant“ odpovídá 2. člen pérům připojeným ke stěnám z vnějšku. Třetí člen je napětí ze změny vzdálenosti mezi stěnami. Zjednodušeně řečeno jde o „pera spojující obě stěny“, jejich tuhost je úměrná tuhosti E podloží a nepřímo úměrná délce a .

Aniž rovnice řešíme, vidíme vliv rozteče a mezi stěnami. Jde tu o souvislé stěny, nikoliv osamocené piloty, ale obdoba tohoto vztahu je zřejmá. Jsou-li obě stěny stejné a jde-li o náš symetrický případ, je $u_1 = -u_2$, což vede k jediné rovnici (4):

$$E_1 J_1 u_1^{IV} + EC_1 u_1 + \frac{2E}{a} u_1 = 0 \quad (4)$$

Tu již můžeme řešit běžnými programy pro nosník na pružném podkladu. Za winklerovský modul reakce (obvykle značený k , či k_h) dosadíme součet $k = EC_1 + 2E/a$. Pro dlouhé štíhlé nosníky najdeme řešení i v uzavřeném tvaru. Například pro hlavy volné, zatížené vodorovně opačnými silami P , najdeme obě ohybové čáry ve tvaru vzorce (5):

$$u = \pm \frac{P}{2EJ\alpha^3} e^{-\alpha \cdot z} \cos \alpha \cdot z = u_0 \cdot e^{-\alpha \cdot z} \cos \alpha \cdot z \quad (5)$$

$$\alpha = \left(\frac{EC_1 + 2E/a}{4EJ} \right)^{1/4} \quad (6)$$

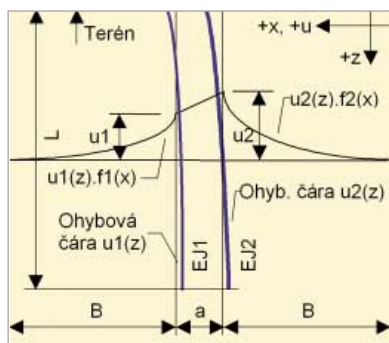
Spočítáme průhyb v koruně dvojité pilotové stěny, příčná rozteč $a = 180$ cm, podélná rozteč $r = 1,2$ m;

Pro $E = 6$ MPa, $B = 5$ m, $n = 2$, máme $C_1 = n^2/B/(2n-1) = 0,27$ m; $\alpha = ((E.C_1 + 2E/a)/(4.20 \text{ GPa} \cdot J.C 0.6/r))^{0.25} = 0,37$ m;

Pro $P = 100$ kN/m je průhyb v koruně:

$$u_0 = P/2/20 \text{ GPa}/J.C 0.6/r/\alpha^3 = 6,28 \text{ mm};$$

Obr. 5 ukazuje deformaci dvojité stěny z příkladu. Je vidět rychlý úbytek deformací, od hloubky 4,2 m; jsou již prakticky nulové. Podobnost s obrázkem č. 2 je zřetelná, přestože jde o 2D úlohu (redukovanou až na 1D útlumovou funkci či doplněnou winklerovským modulem reakce o vliv podloží mezi stěnami). Opět jde o zatížení s nulovou výslednicí a Saint-Venantův princip.



Obr. 4: Dvojitá stěna jako 2D úloha

Závěr

Rozbor každé zatěžovací zkoušky vždy vychází z určitých představ zpracovatele, interpreta zkoušky. Takové představy by měly mít dostatečné zázemí. I přesto pak zůstane výklad výsledků do jisté míry ovlivněn subjektivním názorem. Tvzení, že experiment zjistí „skutečné chování piloty“, nedává valný smysl. Experiment by měl umět odpovědět na jasně formulované otázky. Ale ani to není jednoduché. V daném případě by jedna z otázek mohla být: „Porušila dynamická zkouška dřík piloty?“. Domněnka interpretů zkoušky je „spíše ano“, výše provedené rozborů říkají „spíše ne“ na základě dobré korespondence naměřené a dodatečně modelované deformace (pro zatížení 100 kN).

Situace je zajímavá i jinak. Běžný, vulgárně vyjádřený názor je asi tento: „Zkouška je skutečnost, výpočet je teorie. Liší-li se výpočet od zkoušky, je chybný“. Zde se ale výpočet dobře podobá zkoušce. Nicméně interpreti zkoušky mají podezření, že sama zkouška je chybná. Možná takové výsledky nečekali, mohli vycházet z jiných představ, z jiných předběžných výpočtů. A zde uvedené výpočty nemohou samozřejmě vyloučit poškození dříků zcela beze zbytku. Přesto se domnívám, že obecně je škoda, pokud je pro nečekané výsledky experiment zpochybněn. Samostatnou a obtížnou otázkou je přenos výsledků zkoušek do návrhu konstrukce, kde jsou piloty ve skupinách, řadách, stěnách a tvoří s horní konstrukcí krabicovitý základ, viz obrázek v [1]. To se týká i zkoušek pilot na svislou sílu.

Příspěvek vznikl s laskavou podporou mé ženy.

Ing. Petr Hurých, FG Consult, s. r. o.

Obrázky: autor

Literatura:

- [1] Ježek, Vojtěch: „Zatěžovací zkoušky pilot žel. mostu přes dálnici D8 ...“, Zakládání, 3/2002
- [2] Masopust, Jan: „Zatěžovací zkoušky vrtaných pilot“, tamtéž

Numerical model of a dubious load test

This article offers a complementary numerical modelling of an „horizontal“ load test carried out on a pair of piles and described in two articles published in issue no. 3/2002 of this magazine. The authors of both articles base their explanation of these unexpected results of the tests on a presumable weakening of the pile shafts in the course of the previous dynamic load test. However, the numerical 3D model finds a reasonable congruity with the measurement for the horizontal load of 100 kN. This article draws attention to a special setup of the test (load with a zero resultant) in connection with the character of the data measured. The same conduct has been detected on the double pile wall, for which the article presents a description by a differential equation and a solution of an example analogical to the analysed test.

Likvidace povodňových škod – – výběr staveb s podílem Zakládání staveb, a. s.

AKTUALITY

V srpnu 2002 zasáhly Českou republiku ničivé povodně nebývalého rozsahu, daleko přesahující vžitou představu o „stoleté vodě“. V průběhu těchto povodní byly způsobeny v povodí českých řek rozsáhlé škody – byly porušeny komunikace, mosty, železniční tratě, zaplavena rozsáhlá území, celé vesnice a městské části a v neposlední řadě byla poškozena i vlastní koryta řek a narušeny povodňové hráze. Celé úseky hrází byly kompletně zničeny, další narušeny průrvami a nátržemi, poškozeny byly i příslušné hrázní objekty. Současně s poškozením břehů došlo i k lokálnímu vytvoření rozsáhlých náplavů, vzniklo množství vývrátů břehových porostů. Společnost Zakládání staveb, a. s. se od prvního okamžiku podílela na likvidaci povodňových škod, a to jak po stránce technické přípravy (konzultacemi, expertizami, statickými posudky, projekčními pracemi), tak po stránce realizační (provádění prací speciálního zakládání – pilot, injektáží, kotvení, beranění atd.), ale i prováděním komplexních dodávek prací (např. opravami porušených hrází a budováním nových). V příspěvku jsou uvedeny některé z větších zakázek spojených s likvidací povodňových škod, které již byly realizovány nebo se připravují. Týká se to především oprav povodňových hrází, rekonstrukcí porušených komunikací a inženýrských děl a v neposlední řadě i injektážních prací v podzákladí porušených budov. Podrobněji je popsána sanace portálu Letenského tunelu v Praze.

Sanace jižního portálového úseku Letenského tunelu

Deformační pohyby v oblasti jižního portálu Letenského tunelu jsou jevem, který tuto stavbu provází od samotného vzniku. Již při výstavbě tunelu vznikly problémy se zajištěním tohoto portálu a k poruchám docházelo i v průběhu provozu tunelu. Doposud se však vždy jednalo pouze o drobnější vady, avšak následkem zvodnění horninového prostředí v období letošních záplav došlo k značnému nárůstu deformací. Stabilita svahu v oblasti portálu, a tedy i stabilita samotného portálu, se tak dle mínění expertů přiblížila k nebezpečné hranici a případný další impuls by mohl stavbu vážněji ohrozit. Na základě požadavku TSK ze dne 10. 9. 2002, návazných jednání a expertních stanovisek, bylo proto doporučeno na jižní části tunelu provést rekonstrukční práce. Vypracování technického řešení bylo svěřeno projekční kanceláři Satra, s. r. o., podkladem pro technický návrh se staly dva dokumenty: „Letenský tunel – Inženýrsko-geologický průzkum a instalace monitoringu“ (SG Geotechnika, červen 2002) a „Expertní



Vrtání kotvěv ze zvýšené pracovní plošiny vytvořené z panelů a pontonů, jižní portál Letenského tunelu

posouzení stavu obezdívky a portálů Letenského tunelu“ (prof. ing. Miloš Bucek, DrSc., červenec 2002). Společnost Satra, s. r. o. pak v průběhu měsíce září 2002 zpracovala ve spolupráci s projekční kanceláří FG Consult, s. r. o. a společností Zakládání staveb, a. s. realizační projektovou dokumentaci.

Geologické poměry

Letenská pláň je tvořena souvrstvím letenských břidlic, které jsou směrem od svahu Vltavy homogenní a zdravé. Vlastní letenské vrstvy jsou jen velmi málo propustné po puklinách, kde mají vlastní hladinu podzemní vody, nezávislou na terasovém kolektoru. Svah přilehlý k Vltavě je však silně tektonicky postižen, a to převážně mechanicky (drcení). Nad hladinou Vltavy nedochází ke zvětvávání a ztrátě pevnosti úlomků, v úrovni pod hladinou lze však identifikovat vrstvičky rozložené až na jíl. Letenské souvrství je na Letenské pláni překryto pleistocénní terasou tvořenou propustnými štěrky a šterkopisky. Tato terasa je při bázi zvodnělá a tvoří výrazný kolektor podzemní vody. Svah k Vltavě je pokryt sedimenty o mocnosti cca 2–3 m, které jsou v mezni stabilitě. Při povrchovém mapování bylo možno nalézt několik počínajících velmi pomalých sesuvů tohoto kvartérního pokryvu. Jako základní opatření bylo proto nutné provést zakotvení portálu tunelu na vltavském nábreží. To však znamenalo použití velmi dlouhých kotevních prvků s kořenem upnutým hluboko ve zdravé hornině a zakotvených v hlavě přes kvalitní roznášecí prvek. Po podrobném geotechnickém a statickém posouzení bylo zakotvení provedeno šestipramencovými trvalými kotvami o únosnosti 840 kN, délky 45 m s délkou kořene 6,0 m v počtu vždy 8 ks pro levou i pravou část portálu. Horizontální vzdálenost kotev byla 1,7 m, vertikální 2,0 – 2,7 m, svislý sklon kotev byl 15°. Kotvy byly navrženy tak, aby při vrtání nebyla poškozena vodotěsná izolace na vnějším líci ostění tunelu. Půdorysně jsou kotvy odkloněny, aby nedocházelo k vzájemnému ovlivňování kořenů, resp. kořenů a ostění tunelu. Injektáž kořenů kotev byla vzestupná za pomoci dvojitého obturátoru po etážích 0,5 m. Ukončení jedné fáze injektáže bylo navrženo při dosažení injekčního tlaku 3 MPa, nebo při spotřebě injekční směsi 15 l/etáž. Následná fáze injektování pak mohla začít 6 – 10 hodin po ukončení předchozí v závislosti na druhu a kvalitě použitého cementu. Pokud nedošlo k protřžení zálivky ani po dosažení tlaku 8 – 10 MPa, ani v následující fázi injektáže, byla injektáž ukončena. Pro injektáž kořenů kotev byl použit cement SPC 425 (CEM I, 42,5). Poměr $c : v = 2,5 : 1$, vodní součinitel $w = 0,4$. Pracovní plocha pro nižší úroveň kotvení byla na stávající vozovce a pro horní úroveň byla vrtná souprava postavena na zvýšenou konstrukci (ponton, sestava panelů). Pro provedení prací byly nasazeny tyto hlavní mechanismy: Klemm KR 806 D, Casagrande M5 SD, čerpadlo Haponic VP 125/400. Kotvy byly vyrobeny v centrální výrobě a na stavbu dopraveny smontované, ale zalití volné délky kotvy bylo provedeno až před jejím osazením. Na stavbě byly kotvy uloženy v rozvinutém stavu na podkladkách. Průměr vrtu byl 171 mm, což zajistilo dostatečné, normou předepsané krytí kotevního svazku po celé délce vrtu. Po dohloubení vrtů na projektem požadovanou



Pohled na stísněné staveniště před jižním portálem Letenského tunelu při nepřerušném tramvajovém provozu

délku a jejich dokonalém pročištění a zalití cementovou zálivkou byly do nich osazeny jednotlivé kotvy včetně injekční trubky. Cementová zálivka se provedla vzestupně, od počvy vrtu až k ústí. Vzhledem k tomu, že při vrtání kotev vznikly poměrně velké problémy s unikem pažicí suspenze (nestabilita vrtu), byla na základě vrtných hlášení dodatečně projektantem navržena výplňová injektáž dutin a rozvolněné horniny zásypu v oblasti za portálem.

Výplňová injektáž

Výplňová injektáž byla provedena přes manžetové injekční trubky jako vzestupná po etážích na hloubku 2,5 m od rubu portálového zdiva, jehož mocnost byla zjištěna cca 3,0 m. Vrtané a injekční práce se uskutečnily ze stejné pracovní plochy jako trvalé pramencové kotvy. Pro práce byly nasazeny tyto mechanismy: Klemm KR 806 D a čerpadlo Clivio 5 AP-OL. Vrtly byly hloubeny rotačně-přiklepovým způsobem spodovým kladivem VKP 90 se vzduchovým výplachem. Průměr vrtu byl zvolen 110 mm. Po vyhloubení vrtů na projektem požadovanou délku a jejich dokonalém pročištění a zalití jílocementovou zálivkou byly do nich osazeny jednotlivé injekční trubky průměru 50/5 mm. Zálivka ze stabilizované jílocementové směsi byla provedena vzestupně, od počvy vrtu až k ústí. V průběhu injektáže a minimálně 1 hod. po jejím ukončení museli pracovníci Zakládání staveb, a. s. sledovat v blízkosti vrtu se nacházející drenážní systém tunelu a vedení inženýrských sítí v oblasti pod ochranným pruhem komunikace. Pokud byl v těchto systémech zaznamenán výskyt injekční směsi, byla injektáž zastavena a drenážní systém propláchnut. K obnovení injektáže pak mohlo dojít nejdříve po uplynutí 12 hodin.

Roznášecí železobetonová stěna

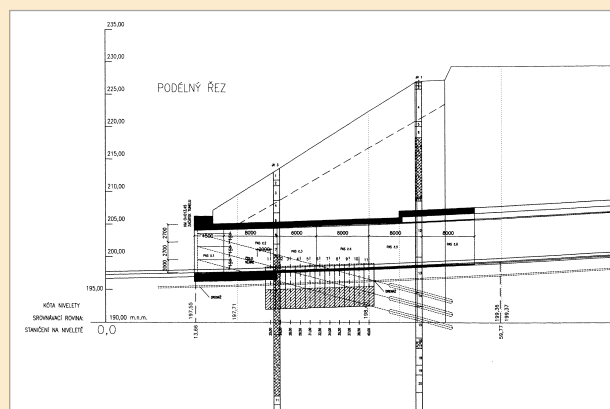
Důležitou součástí navrženého kotevního systému je vedle kořene, a v tomto případě extrémně dlouhé volné délky kotev, také kotevní hlava a roznášecí prvek, přes který je provedeno zakotvení. Vzhledem k tomu, že před zahájením prací nebyly známy dostatečné údaje o materiálu a vyztužení stávající portálové stěny a její vazbě na obezdívku tunelu, bylo pro přenesení sil z kotev nezbytné v ploše stávajícího portálu provést roznášecí stěnu z betonu B 30 vyztuženou ocelí třídy 10 505 R. Průměrná tloušťka této stěny byla navržena na 70 cm s tím, že hlavy kotev byly do stěny zapuštěny. Z časových důvodů však vlastní kotvy včetně injektáže kořenů byly provedeny ještě před zhotovením této roznášecí stěny. Navrtné body pro kotvy byly proto vyznačeny na stávajícím portálu.

Po ukončení armování a osazení průchodek, přes které byly protaženy kotevní pramence, byla stěna teprve betonována do připraveného bednění. Pro její založení bylo po obou stranách portálu provedeno 10 ks vrtaných mikropilot vyztužených silnostěnnou ocelovou trubkou

108/16 mm jakosti 11523, šroubovanou přes spojníky v délkách 3 000 a 1 500 mm. Hloubka mikropilot byla tedy 7,5 m a osové vzdálenosti cca 2,0 m. Jejich záhlaví bylo v celé délce svázáno železobetonovým trámem o rozměrech 1 000 x 1 000 mm z betonu B 20 vyztuženým ocelí třídy 10 505 R propojenou s výztuží roznášecí stěny. Pro lepší přenesení zatížení z konstrukce do hlubších vrstev základové půdy byly mikropiloty v kořenové části upnuty do okolní horniny injektáží. Hlava mikropiloty (přenášející tlak i tah) sestává z ocelové desky rozměrů 300 x 300 x 40 mm se středovým otvorem o průměru 108 mm. Průměr vrtu byl zvolen 151 mm. Jako pracovní plocha pro realizaci mikropilot byla využita stávající vozovka, resp. chodník. Práce byly provedeny soupravou HBM 12K/Hy-ZS.

Vlivem nestability podloží v portálové části tunelu docházelo v průběhu provozování tunelu i k postupnému zabořování a pootáčení vlastních tunelových segmentů za portálem. Nejvíce to bylo patrné u třetího a čtvrtého pasu od portálu. Provedený inženýrsko-geologický průzkum nevyločil výskyt geologické poruchy, jejíž přesná poloha však nebyla zjištěna. Další část tunelu pak již v podstatě nebyla deformacemi portálové oblasti ovlivněna. Pro stabilizaci zmíněných pasů tunelové obezdívky se původně měla dle projektanta provést pod patkami opěr tunelu sanační injektáž s cílem „vylepšení“ materiálu horninového prostředí v nejvíce ovlivněné zóně. Navrženo bylo celkem devět vějířů vrtů v podélné vzdálenosti 2 m a proinjektovanou oblastí tl. 3 m. Celkem bylo navrženo 90 vrtů o celkové délce 481 m. Tyto práce však z rozhodnutí investora nebyly vzhledem k časovému a finančnímu omezení provedeny.

Uvnitř tunelu byly též značně poškozeny obklady trhlými, které vznikly v důsledku porušování konstrukce ostění. Po odstranění porušeného obkladu byly trhliny v ostění tunelu zainjektovány materiálem Bevedan – Bevedol WFA, což je rychle reagující dvousložková injektážní pryskyřice, neobsahující fluorované a chlorované uhlovodíky a halogeny, určená pro zpevňování hornin, zemin a stavebních konstrukcí a utěšňování průsaků vod. V rastru 0,5 x 0,5 m se v poškozené oblasti provedly krátké vrtly průměru do 24 mm a délky nepřevyšující tloušťku ostění v daném místě. Tyto práce již nedodávala společnost Zakládání staveb, a. s. Nově bude ostění obloženo později, s časovým odstupem asi šesti měsíců po stabilizaci deformací a ve vztahu k provedeným definitivním technickým opatřením. Během sanace portálu tunelu, ale i po jejím dokončení, byla samozřejmě prováděna kontrolní měření. Jednalo se především o měření inklinometrická – pro stanovení horizontálních deformací horninového prostředí byly v blízkosti portálu provedeny tři inklinometrické vrtly. Současná měření po realizaci zakotvení ukazují na ustávání deformací. Budou provedena ještě další měření v intervalu



Jižní portál Letenského tunelu, podélný řez v místě portálu s návrhem kotevního systému

jednoho až dvou měsíců. Pro stanovení absolutních deformací je však nutné i nadále provádět měření pohybů ostění tunelu. Vzhledem k chybě geodetických měření se jako vhodnější jeví měření pomocí osazených deformometrů.

Výše popsané práce probíhaly vzhledem k velmi napjatému časovému termínu (danému nutností rychlého zprovoznění tunelu) v nepřetržitém provozu, a to po dobu čtyř týdnů (v říjnu a listopadu 2002). Během prací byl zachován tramvajový provoz před portálem, pouze „napínáky“ trolejí musely být převěšeny a znovu ukotveny do původního portálu přes průchodky tak, aby mohla být následně provedena betonáž portálu nového.

Investor: Technická správa komunikací hl. m. Prahy
Generální dodavatel stavby: ELTODO dopravní systémy, s. r. o.
Gen. projektant: SATRA, s. r. o.
Projektant prací spec. zakládání: SATRA, s. r. o.
Dodavatel prací spec. zakládání: Zakládání staveb, a. s.

Založení mostu na dálnici D8 (SO 201) přes silnici III/10151 Vše study – Dušníky

Během povodně byl v kilometru 15,604 podemlet původní jednopolevý dálniční most, přičemž došlo k prolomení a destrukci vozovky dálnice. Vzhledem k důležitosti zachování provozu na této dopravní tepně byla okamžitě provedena provizorní sanace záhozem z lomového kamene a provoz byl obnoven na jedné polovině mostu. Pro definitivní řešení byla následně zvolena koncepce výstavby dvoupolového mostu se střední podporou v místě původního mostu. Založení krajních opěr navrhl projektant na pilotách průměru 120 mm, založení středního pilíře vzhledem k existenci dříve provedeného hrubého kamenného záhozu na mikropilotách průměru 108/16 mm. Prostor původně dočasně sanovaný lomovým záhozem byl navíc zpevněn sanační injektáží v rastru 2 x 2 m. Projekční návrh předpokládal využití části původní konstrukce mostu během výstavby. To se však ukázalo neproveditelné a po poměrně rychlém sedání původní opěry byl provoz na dálnici na jeden týden zastaven, dálniční těleso bylo lokálně přesypáno mimo prostor původního mostu a následně byla odbourána celá původní konstrukce. Pro dosažení kvalitního přenesení vodorovných sil pak byla injektáž podloží rozšířena i na oblast bezprostředně před novými opěrami založenými na pilotách.

Investor: Ředitelství silnic a dálnic ČR
Projektant: Pontex, s. r. o.
Realizace: SMP Construction, a. s.
Realizace subdodávky: Zakládání staveb, a. s.



Vrtání mikropiloty a injektážních vrtů pro založení středního pilíře mostu na dálnici D8 (SO 201), v popředí piloty opěry

Obnova lávky přes Berounku v Srbsku

Původní lávka v Srbsku byla povodní zcela stržena. Pro konstrukci nové lávky byly použity sestavy ocelových nosníků, podepřených pilotami průměru 880 mm. Obě nové opěry jsou založeny na pěti pilotách a každý ze tří pilířů na čtyřech pilotách. Vrtly byly zajištěny ocelovou výpažnicí. Do vrtů pod pilíři byly navíc osazeny roury 720/10 mm délky 2,5 m, opískované a chráněné pozinkováním. Po osazení kotevních prvků (dodávka Nové Huti) byly piloty dobetonovány až po horní hranu pozinkovaných rour. Ocelová roura zde slouží jako ochrana pilot v části koryta řeky a byla osazována současně s armokošem, k němuž byla fixována. Zakládání staveb, a. s. provedlo kromě pilotového založení též kompletní realizaci monolitických konstrukcí obou betonových opěr.



Založení lávky přes Berounku v Srbsku, provedená pilotáž I. etapy (dva pilíře)

Obnova lávky pro pěší přes Berounku u obce Stradonice

Také tato lávka pro pěší byla povodní stržena. Při rekonstrukci byla použita obdobná technologie jako při rekonstrukci lávky v Srbsku. Zde však byly navrženy pod každým ze čtyř pilířů vždy dvě velkopřůměrové piloty průměru 1 200 mm. Obě nové opěry jsou založeny na třech pilotách průměru 880 mm. U pilot pod pilíři byly tentokrát osazeny trubky 720/10 mm délky 3,5 a 2,5 m, opět opískované a ochráněné pozinkováním.

Investor: město Beroun
Projekt nové lávky: Nová Huť, a. s.
Projekt spec. zakládání: FG Consult, s. r. o.
Realizace konstrukce lávky: Nová Huť, a. s.
Založení vč. betonových opěr: Zakládání staveb, a. s., a Prajer, a. s.



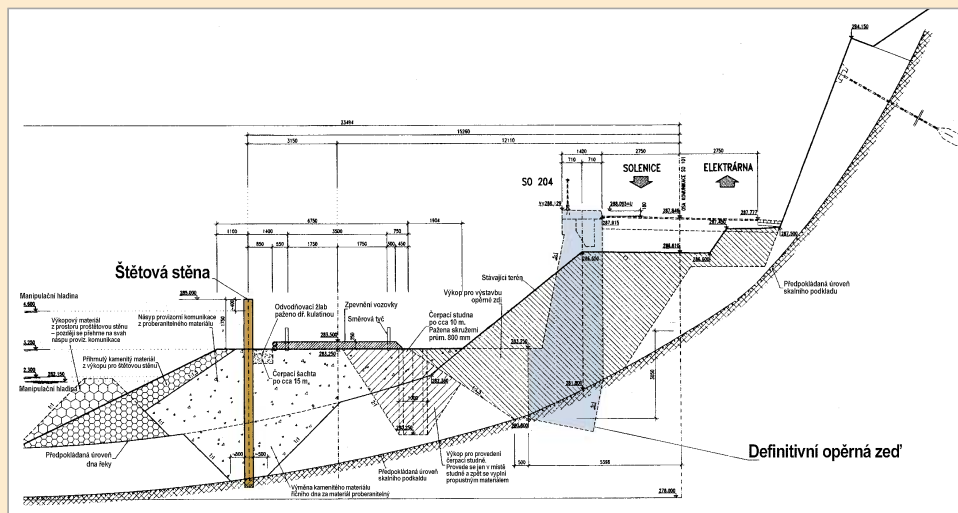
Založení lávky přes Berounku ve Stradonicích, nasypávání pracovní plošiny pro pilotáž opěr a pilířů



Pohled z přehradní hráze Orlík na poškozený levý břeh a komunikaci



Poškozený břeh a provizorně nasypaná cesta pro obsluhu vodní elektrárny Orlík



Oprava komunikace k vodní elektrárně Orlík, vzorový řez provizorní jímkou pro výstavbu definitivní opěrné zdi

Oprava příjezdové komunikace k vodní elektrárně Orlík, SO 204 – opěrná zeď

Následkem ohromné masy valící se vody při vypouštění Orlické přehrady během povodní došlo k podemlění břehu pod přehradní hrází a k následné destrukci pobřežní komunikace v úseku cca 300 m. Úkolem proto bylo jednak obnovení komunikace, dále zpevnění břehu a v neposlední řadě zachování nepřerušovaného příjezdu k elektrárně po celou dobu výstavby.

Celou rekonstrukci komunikace lze rozdělit do dvou úseků: Předpokládá se, že v úseku 0,200 – 0,290 bude úroveň založení nové opěrné zdi SO 204 max. 1,1 m pod úroveň maximální hladiny ve zdrži VD Kamýk (283,50 m n. m.). Úroveň této maximální hladiny však není trvalá, proto bylo se zhotovitelem a investorem dohodnuto, že se práce provedou v období, kdy bude možné hladinu spodní vody zčerpáváním snižovat tak, aby nezasahovala do stavební jámy pro provedení základů nové zdi. V tomto úseku je navrženo před lícem budoucí opěrné zdi pouze těleso provizorní komunikace, která bude vedena částečně po násypu a částečně v odřezu stávajícího terénu. V navazujícím úseku 0,290 – 0,400, kde je založení nové opěrné zdi hlubší, bude provedeno násypové těleso, chráněné štětovou stěnou. Provizorní komunikace bude v rámci minimalizace zemních prací svedena do spodní části jímky, a to na kótu 283,50, což je výška maximální provozní hladiny ve zdrži VD Kamýk. Na konci tohoto úseku bude provizorní komunikace napojena na stávající komunikaci za opěrnou zdí, a to prudkým výškovým nastoupaním se dvěma protisměrnými oblouky. Postup prací bude následující: Nejprve se provede odtěžení balvanitého materiálu v místě budoucí štětové stěny. Hloubka odtěžení je závislá na složení skalního nadloží v konkrétním řezu. Účelem je výmě-

skalního podloží. Pod ochranou těchto provizorních konstrukcí pak bude zahájena výstavba vlastní opěrné zdi, která bude v převážné části založena plošně; pouze tam, kde je skalní podloží ve větší hloubce, bude založena na elementech podzemních stěn, resp. pilotách.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik

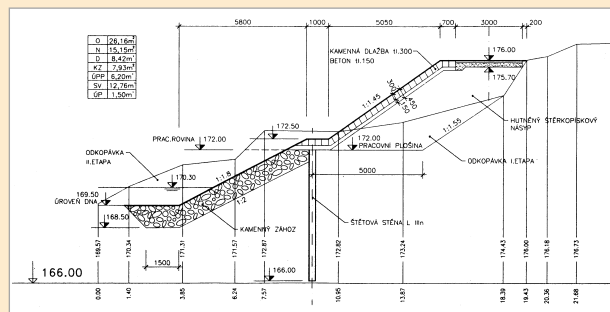
Projektant: Pontex, s. r. o.

Realizace: SMP Construction, a. s.

Realizace subdodávky: Zakládání staveb, a. s.

Oprava pravého břehu horního plavebního kanálu Dolánky

V řešené lokalitě byl pravý břeh plavebního kanálu Dolánky na dolním toku Vltavy v délce 435 m kompletně devastován. Svah břehu s místní komunikací se v délce 150 m sesunul do profilu plavebního kanálu a nad sesuvem směrem proti vodě je na dalších 285 m pata svahu značně podemlata.



Horní plavební kanál Dolánky, vzorový řez s návrhem rekonstrukce komunikace a břehového opevnění



Pohled na pravý břeh kanálu po ukončení I. etapy prací – zaběhnutí štětovnic

První etapa opravy spočívá ve zřízení pracovní plošiny z hutněné desky, provedení štětové stěny z Larssen IIIIn v rozsahu 890 m² (délka štětovnic cca 6 m) a odtěžení sesuvu z plavebního kanálu, aby bylo možno obnovit plavbu.

Druhá etapa opravy spočívá v obnovení odplaveného břehu hutněným štěrkopískovým násypem v původním profilu s navýšením úrovně lavičky o 0,5 m v celém rozsahu až k hornímu konci kanálu. Potřebný objem zeminy pro nový násyp se získá těžbou na ostrově nebo z určeného zemníku. Na návodní straně bude nový násyp opatřen kamennou dlažbou do betonu, na povrchu bude obnovena asfaltová vozovka šířky 3 m. Prostor lavičky i břehu nad ní bude ochráněn kamenným záhozem. Součástí stavby je i zhotovení provizorního ocelového mostu přes plavební komoru. Sestávat bude z šesti nosníků I č. 40 dl. 13 m a šesti příčníků z Larssen IIIIn délky 1,5 m. Mostovka bude ze štětovnic délky 4 m. S opravou pravého břehu horního plavebního kanálu Dolánky se začalo v listopadu 2002.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik

Projektant: Hydroprojekt CZ, a. s.

Kompletní realizace: Zakládání staveb, a. s.

Oprava povodňové hráze Zelčín – Vrbno v profilu objektu stavidla

Jedná se o poškozenou hráz Zelčín – Vrbno v délce asi 15 m pod obcí Vrbno na dolní Vltavě v profilu objektu stavidla asi na třetím říčním kilometru. Těleso hráze bylo porušeno malou lokální nátrží na vzdušné hraně a trhlinou v koruně. Po otevření boků do sklonu 1 : 2 byla nátrž sanována hutněným násypem ze sprašových zemín. Povrch násypu je na svahu ochráněn geotextilií překrytou vrstvou humusu tl. 100 mm a oset travním semenem. Porucha hráze byla sanována těsnicí stěnou ze sloupů tryskové injektáže průměru 800 mm. V konstrukci stavidla byly doplněny vypadané kameny kvádřového zdiva a v celém rozsahu povrchu bylo opraveno spárování. Práce proběhly v listopadu a prosinci 2002.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik

Projektant: Hydroprojekt CZ, a. s.

Kompletní realizace: Zakládání staveb, a. s.

Oprava povodňové hráze Zelčín – Vrbno u obce Zelčín

Předmětem stavby byla oprava dvou průřevů a malé nátrže protipovodňové hráze na levém břehu Vltavy v délkách 30, 45 a 6 m. Rozplavené zeminy byly odebrány a odvezeny na skládku. Pro provedení nové homogenní hrázky bylo nutné použít zeminy, které umožní dosažení požadovaných parametrů. U průřevů byl navržen štěrko-pískový násyp s relativní ulehlostí I_d větší než 0,75. Pro zpevnění hráze

a dosažení její nepropustnosti byla navíc navržena štětová stěna z Larssen IIIIn, délky 103 m a hloubky 7 m, probíhající v ose hráze. U malé nátrže bylo vytvořeno jádro hutněného násypu z jílovité zeminy (spraše) s požadovanou mírou zhutnění min 95 % zkoušky Proctor standard PS. Celý povrch hráze bude překryt vrstvou humusu a oset. Práce proběhly v listopadu a prosinci 2002.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik

Projektant: Hydroprojekt CZ, a. s.

Kompletní realizace: Zakládání staveb, a. s.

Oprava povodňové hráze Zelčín – Vrbno, uzavíratelný propustek

Obnova byla navržena tak, aby devastovaný břeh byl v maximální míře uveden do stavu před povodní. Propustek je proveden z ocelových trub 700 x 10 mm s vnitřní asfaltovou izolací, obetonovaných v celé délce. Potrubí je uzavíratelné hradítkem EROX, které je umístěno v železobetonové šachtě 1,2 x 1,4 m. Objekt propustku byl vybudován pod ochranou jímky ze štětovnic Larssen IIIIn. U poškozených míst hráze se nejdříve odkopal narušený materiál původní hráze a hráz pak byla obnovena v původním profilu zemním hutněným násypem ze spraší a sprašových hlín. Koruna hráze i oba její líce byly opevněny kamennou dlažbou do betonu, vyspárovanou cementovou maltou. Práce proběhly v listopadu a prosinci 2002.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik

Projektant: Hydroprojekt CZ, a. s.

Kompletní realizace: Zakládání staveb, a. s.



Výstavba propustku pod ochranou štětové jímky

Oprava povodňové hráze Vše study – Dušníky

Povodňová hráz Vše study – Dušníky je situovaná podél pravého břehu Vltavy v pl. km 13,8 až 14,15 ve vzdálenosti 150 – 130 m od břehové čáry. Směrem proti vodě, kde je hráz zavázána do zemního tělesa dálnice D8, byla porušena dvěma nátržemi v délce 103 a 146 m. Výstavba nové hráze bude zahájena odkopáním její porušené části v tloušťce min. 0,5 m tak, aby vlastní hráz byla založena na rostlý terén. Sklon svahů výkopu je navržen 1 : 2. Povrch svahu i etáže musí být před prováděním násypů řádně urovnaný a zhutněný. Z profilu hráze budou v rozsahu úpravy odstraněny překážející stromy včetně podemletých a vyvrácených i pláví. Před provedením odkopávků a během ní budou vybírány a shromažďovány kameny z rozebrané původní dlažby na sucho tak, aby je bylo možno použít na opevnění líců hráze. Těleso bude obnoveno v původním tvaru, tzn. s šířkou v koruně 2,2 m a s oběma líci ve sklonu 1 : 2,25. Vlastní hráz bude z hutněného násypu ze spraší a sprašových hlín. Oba líce budou opevněny dlažbou tl. 300 mm, uloženou do betonového lože tl. 150 mm. Oprava se uskuteční v lednu 2003.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik
Projektant: Hydroprojekt CZ, a. s.
Kompletní realizace: Zakládání staveb, a. s.

Sanace pravého břehu včetně komunikace v obci Štěchovice

Celá obec Štěchovice, ležící v blízkosti stejnojmenné přehradní hráze, byla během povodně zcela zatopena. Řeka se zde stáčí vlevo a na pravém břehu došlo na velkém úseku ke značnému vymílání a k sesouvání štěrkových zemin, kamenného a štěrkového pohozu a silničních vrstev do toku. Kromě extrémního průtoku byla příčinou poškození také nízká frakce kameniva, která byla na svahu většinou pod 100 mm. Sanační projekt zde navrhuje podstatně vyšší frakci kameniva do záhozů tak, aby hmotnost středního zrna frakce odolala unášecím rychlostem proudnice. Poškozený úsek je možno rozdělit na dvě části. SO 02 – po uzavírci vozovky v délce cca 200 m bude odtěžena cca 1/3 zbylé vozovky. Výkop bude hluboký cca 2,5 m a v patě široký cca 2,0 m. Stěna výkopu má sklon 2 : 1 a dno výkopu sahá do rostlé zeminy. Základová spára bude urovňována a uhuštěna na 95 % PS. Násyp ze štěrkové zeminy bude huštěný po vrstvách 0,3 m. Líc násypu bude zarovnan a obložen kamenem lehkého záhozu. Na povrch svahu (pod korunou) bude uložena a hřebíky (1 ks/m², dl. 1,5 m) přichycena a zatravněna 2 m široká vegetační geotextilie Heraltex. Na ni se uloží vrstva ornice v tl. 10 cm. Vše bude vyspádováno a budou uložena drenážní potrubí průměru 200 mm. Nad štěrkovým násypem i drenážními vrstvami budou uloženy nové vrstvy komunikace (asfaltobeton, obalované kamenivo, štěrkodrt – celkem 380 mm). Práce byly zahájeny v prosinci 2002.



Celkový pohled na rekonstruovaný úsek vltavského břehu ve Štěchovicích

SO 01 – Mimo nejhůře postižený úsek SO 02 v délce 200 m bude provedeno opevnění břehu kamenným záhozem z lehčího kamene hmotnosti 80 – 200 kg v horní polovině břehu (zrnatosti cca 300 – 500 mm). Dolní polovina břehu bude do úrovně 3 m nad pochozí lavičku zpevněna těžkým kamenným záhozem hmotnosti 200 – 500 kg (zrnatost kamene cca 500 mm a větší). Před prováděním záhozu bude přibližně schodovitým odkopem odtěžen nejdříve volný štěrk ze břehu až do rostlé zeminy. Vytěžený štěrk bude použit na nejméně poškozených úsecích pro eventuální klínování a spárování záhozu, aby byl minimalizován odvoz přebytečných materiálů.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik
Projektant: SG Geotechnika, a. s.
Kompletní realizace: Zakládání staveb, a. s., Prajer, a. s.

Oprava protřazeného břehu plavebního kanálu Troja – Podbaba

Jedná se o opravu třech protřazených míst (délek 60, 20, 40 m) v pravém břehu plavebního kanálu v úseku km 1,08 – 1,96. Každá jednotlivá průrva se vyčistila od nánosů bahna (cca 0,15 m), zbytků konstrukce (panely, asfaltový koberec) a připlavených předmětů.

Prostor průrvy se vyčerpával s cílem maximálního snížení hladiny oproti hladině v kanále. Boky se vytvarovaly do etáží výšky 1,5 m se sklonem svahu 1 : 2. Před prováděním násypů se na povrch svahů a etáží navezla vrstva štěrkového záhozu (tl. 0,15 m) a povrch svahů i etáží se řádně urovnal a zhutnil. Těleso hráze se provedlo z hutněného hlinitého písku. Návodní svah byl opatřen jílovým těsněním tl. 0,30 m, huštěným po vrstvách na 97 % PS. Návodní líc se do původní úrovně opevnil dlažbou z lomového kamene tl. 0,25 m, vyspárovaného cementovou maltou. Realizace proběhla v listopadu 2002.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik
Projektant: FG Consult, s. r. o.
Kompletní realizace: Zakládání Group, a. s.

Rekonstrukce novořecké hráze u obce Stará Hlína (okres Jindřichův Hradec)

Nová řeka je historicky významné vodohospodářské dílo, které spojuje řeku Lužnici a Nežárku. Ochranná hráz na levém břehu Nové řeky už byla v minulosti rekonstruována, naposledy v roce 1888 až 1891, kdy byla zvyšována a rozšiřována. Při povodni docházelo k místnímu přelévání koruny hráze a v km cca 3,350 až 3,450, tj. v délce 100 m došlo k jejímu úplnému protřetí. Následně bylo zaplaveno území v podhráží a veškerý povodňový průtok byl převeden do rybníka Rožmberk. Cílem rekonstrukce je jednak úprava tvaru hráze tak, aby kóta její koruny byla min. 0,5 m nad hladinou stoleté vody a šířka v koruně min 3,5 m, a dále též dotěsnění tělesa hráze. Jako základní řešení je navrženo dotěsnění tělesa hráze vibrovanou štětovou stěnou (délka štětovnic 5,4 – 6,3 m), která je situována v koruně hráze co nejblíže jejímu návodnímu líci. V místech, kde nebude možné štětovou stěnu provést, je navrženo variantní řešení pomocí těsnicí jílocementové stěny provedené metodou tryskové injektáže (předpokládá se použití metody M2 s průměrem sloupu cca 140 cm). Realizace byla zahájena koncem roku 2002.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik
Projektant: FG Consult, s. r. o.
Kompletní realizace: Zakládání Group, a. s.

Oprava hráze v Katovicích

Bezprostředně po povodních byla hráz provizorně navezena z nehuštěného násypu a dodatečně proto muselo být vytvořeno nepropustné jádro, tvořené těsnicí jílocementovou clonou hlubokou 5,5 m. Návodní líc byl zpevněn dlažbou do betonu o celkové ploše 400 m². Realizace IV/2002.

Investor: Povodí horní Vltavy
Projektant: Dušek a Partner, s. r. o.

Dušníky – Dědibaby nad jezem Vraňany

Oprava průtrže v povodňové hrázi. Realizace IV/2002.

Oprava pravého břehu plavebního kanálu Vraňany – Hořín ve Vraňanech

Oprava průtrže v povodňové hrázi. Realizace IV/2002.

Oprava pravého břehu plavebního kanálu Vraňany – Hořín v Hoříně

Oprava dvou průtrží v povodňové hrázi. Realizace IV/2002.

Obnova pravého břehu ve Veltrusích

Oprava velké průtrže na pravém břehu v povodňové hrázi v délce

cca 450 m. Jedná se o kompletní vybudování nové hráze ve zničeném úseku. Realizace leden 2003.

Investor: Povodí Vltavy, státní podnik

Projektant: Hydroprojekt CZ, a. s.

Kompletní realizace: Zakládání Group, a. s.

(platí pro všechny čtyři výše uvedené stavby)

Sanace drážního tělesa na trati Ústí n./L. – Vaňov

Po povodních došlo k propadu kolejového svršku v km 514,505 na levobřežní trati Praha – Děčín. Kolejový svršek byl ihned sanován hutným štěrkovým zásypem. Následný geofyzikální průzkum však vykázal anomálie. Jako technické řešení následné sanace byla zvolena výplňová injektáž prováděná dvěma typy vějířů vzájemně vzdálených 1,2 m a navzájem pootočených. Vrtly byly prováděny ze silnice č. 247 úpadně s různou délkou a byly vystrojeny injektážními trubkami 50/3,9, opatřenými manžetami po 333 mm. Po ukončení vrtání byl jílocementový výplach vyměněn za injektážní směs. Vrtání pomocí jílocementového výplachu bylo použito proto, aby během vrtání nedošlo k „předvyplnění“ kaveren v násypu. Použité hmoty: popílkocementová směs IPC 4 – popílek, cement, voda, bentonit v poměru 37 : 12 : 45 : 1. Realizace IV/2002.

Investor: ČD DDC, Praha, SDC Ústí n./L.

Projektant: SG Geotechnika, a. s.

Realizace: SG Geotechnika, a. s.

Realizace subdodávky: Zakládání staveb, a. s.

Oprava inundačního mostu v Praze-Velké Chuchli

Při povodni došlo k zatopení rozsáhlého území podél Vltavy v okolí jejího soutoku s Berou a včetně hlavní komunikace z Prahy do Písku a Strakonice. Mimo jiné došlo též k rozvolnění zeminy pod jednotlivými podpěrami inundačního mostu na této komunikaci v prostoru Velké Chuchle. Pro zajištění dobré únosnosti podloží a pro ochranu před případnou další „velkou vodou“ byla projektantem navržena injektáž podzákladí mostních pilířů metodou tryskové injektáže. Vrtly pro tryskovou injektáž M2 byly navrženy vystřídáně z obou stran pilířů a vytváří pod jednotlivými pilíři podpory tvaru písmene „X“. Sloupy jsou dlouhé cca 5 m a budou vyztuženy pruty z betonářské oceli a v hlavách spojeny přibetonovaným trámem, který zároveň ochrání spodní část zdiva pilířů. Realizace leden 2003.

Projektant: EC & McNeally, s. r. o.

Realizace: Dopravní stavby, a. s.

Realizace subdodávky: Zakládání staveb, a. s.



Provádění tryskové injektáže jednoho z pilířů inundačního mostu malou vrtnou soupravou

Stožec – rekonstrukce strženého mostu u Střekova

Rekonstrukce základů pomocí mikropilot.

Oprava Smetanova a Masarykova nábřeží v Praze

Sanace dutin pomocí injektáže. Realizace IV/2002.



Vrtná souprava HBM 12 CB provádí injektážní vrtly v prostoru komunikace

Prefa Řevnice

Podchycení pokleslých základů pomocí sloupů tryskové injektáže průměru 60 cm. Realizace prosinec 2002.

Objekt v ulici U Průhonu 36, Praha

Podchycení pokleslých základů polyfunkčního objektu pomocí tryskové injektáže s průměrem sloupů 80 cm. Realizace IV/2002.

Kompletní realizace výše uvedených čtyř staveb: Zakládání staveb, a. s.

V současné době pokračují práce na likvidaci povodňových škod na dalších lokalitách a probíhá též technická a projekční spolupráce Zakládání staveb, a. s. na připravovaných stavbách, jako např.: Karlův most – beraněné piloty pro ledolamy či oprava poškozené komunikace II/102 Štěchovice – Dvůr v rozsahu cca 500 m, kde bude pravděpodobně provedena nábrežní zeď založená na elementech podzemních stěn, atd.

Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrba a Pavel Tomášek (poslední snímek)

Disposal of damages caused by floods in August 2002 – Selection of constructions with the participation of the Zakládání staveb, Co.

In August 2002 the Czech Republic was affected by floods of an unprecedented extent, exceeding by far the common idea of the „centennial water.“ During these floods extensive damage was induced in the river basins of the Czech rivers – communications, bridges and railway lines were damaged, vast areas, whole villages and town parts were flooded and, last but not least, the actual riverbeds were damaged and anti-flood barriers broken. Whole sectors of barriers and dams were completely broken, others were disrupted by rifts and strains, even the facilities near barriers were not saved from damage. Together with the disruption of the riverbanks, extensive drifts occurred locally as well as many displacements of riverside vegetation. The Zakládání staveb, Co. has taken part in the disposal of the damage caused by these floods from the beginning, both from the point of view of technical preparations (consultations, opinions, statical assessment, projection works) and from the point of view of realisation (carrying out the works of specialised foundation – piles, grouting, anchoring, driving, etc.), but also by a complex delivery of works (e.g. restoration of damaged barriers and building new ones). The article mentions some of the bigger jobs connected with the disposal of damage caused by the floods that have been already realised or are just being prepared. These include mainly restorations of anti-flood barriers, reconstructions of damaged communications and engineering works and finally grouting works in the subsoil of waterworn buildings. A detailed description of the sanitation of the Letenský tunnel in Prague is also a part of the text.

Výplňová injektáž pro portál Březenského tunelu

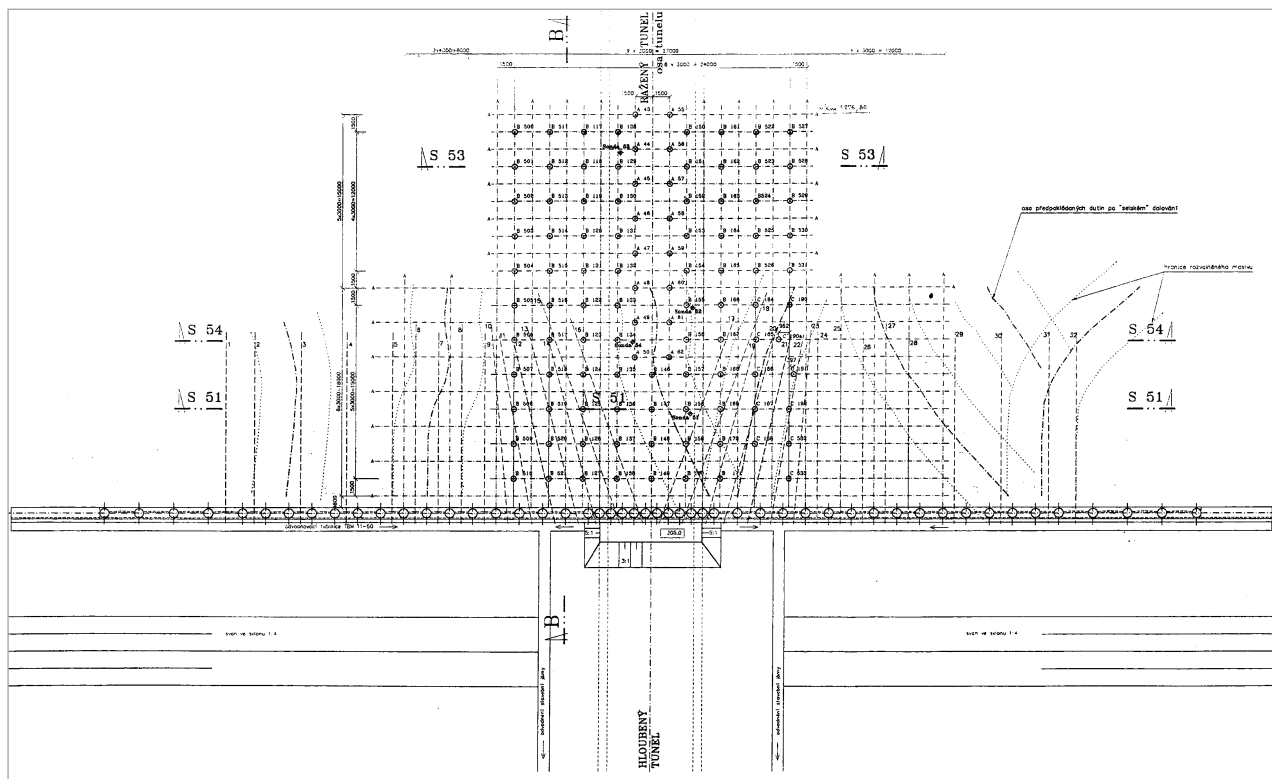
DOPRAVNÍ STAVBY

Pro ražbu Březenského tunelu zajišťovala společnost Zakládání staveb, a. s. výplňovou a sanační injektáž, a to v části před portálem a za portálem, kde tunelový výrub přichází do kontaktu se starými důlními díly rozfáranými ve vrchní i střední sloji. V článku je podrobně popsáno projekční řešení i způsob provedení sanačních injektáží.

Březenský tunel na přeložce trati Březno u Chomutova – Chomutov bude po dokončení nejdelším železničním tunelem v síti tratí ČD, neboť svojí délkou 1,758 m překoná o 11 m dosavadní nejdelší železniční tunel pod Špičákem na trati Železná Ruda – Klatovy. Potřeba přeložení železniční tratě u Března u Chomutova byla vyvolána postupem a rozvojem těžby hnědouhelného lomu Libouš, který je součástí Severočeských dolů, a. s. Investorem díla jsou Doly Nástup Tušimice, technickým investorem jsou České dráhy a hlavním zhotovitelem je a. s. Metrostav, divize 5. Tunel Březno bude mít i další prvenství, a sice v metodě provedení, neboť bude prvním tunelem v ČR i ve střední Evropě, provedeným metodou obvodového vrubu Perforex 3713. Tato metoda byla vyvinuta ve Francii zhruba před 40 lety a spočívá v prořezu obvodového vrubu pomocí pily umístěné na stroji s všesměrně pohyblivým ramenem. Řez v hornině je pak vyplněn betonovou směsí, čímž vznikne prvá obálka obrysu tunelu a těžba jádra je pak prováděna pod její ochranou, která je s postupem těžby průběžně zesilována do podoby konečného ostění.

Sanace portálové stěny

Pro zajištění stability portálu byla v jeho místě provedena pilotová stěna, která měla být kotvena. Kotvy na portálové stěně však nebylo možno realizovat, jelikož se při hloubení kotevních vrtů narazilo na stará důlní díla, která se projevila propadem vrtné kolony ve vrtu. Pro sanaci a zpevnění horninového masivu za pilotovou stěnou byla ve výběrovém řízení určena a. s. Zakládání staveb. Projekt sanačních výplňových injektáží zpracoval FG Consult, s. r. o. pro hlavního projektanta Sudop, a. s. Jedním z podkladů pro projekt byl výsledek dodatečně provedeného geofyzikálního průzkumu, který vytypoval místa s tíhovými anomáliemi – tedy místa možných důlních stařin. V těchto místech a v jejich bezprostřední blízkosti byly navrženy vrtty I. etapy sanace – plnicí vrtty, které po ověření rozvolněných partií v hornině sloužily k jejich zaplnění speciálně navrženou jílostruskovou směsí (obr. 1). Plnění probíhalo malými injekčními tlaky jako nízkotlaká injektáž. Jílostrusková směs byla navržena dle požadavků projektanta jako stabilní směs s maximální dekantací 3 % za 2 hodiny a s pevností 1 – 2 MPa po 28 dnech. Původně měly být vrtty realizovány pouze do hloubky 11,5 m, ale hned u prvního vrtu, který byl na přání investora veden až do hloubky 20 m, byl zjištěn v hloubce 19,95 – 24,54 m propad, který svědčil o naražení starého důlního díla s částečným závalem. Proto byly další vrtty prováděny do proměnných hloubek až 28,5 m,



Obr. 1: Sanace portálové stěny, půdorys injekčních vrtů v I. etapě sanace (nízkotlaká injektáž) a ve II. etapě sanace (vysokotlaká injektáž)



Obr. 2: Jádrové vrty, jimiž byla ověřena kvalita provedení sanace v oblasti vjezdového portálu



Obr. 3: Vrtná souprava Hausherr 12 CB při provádění plnicího vrtu před portálovou stěnou

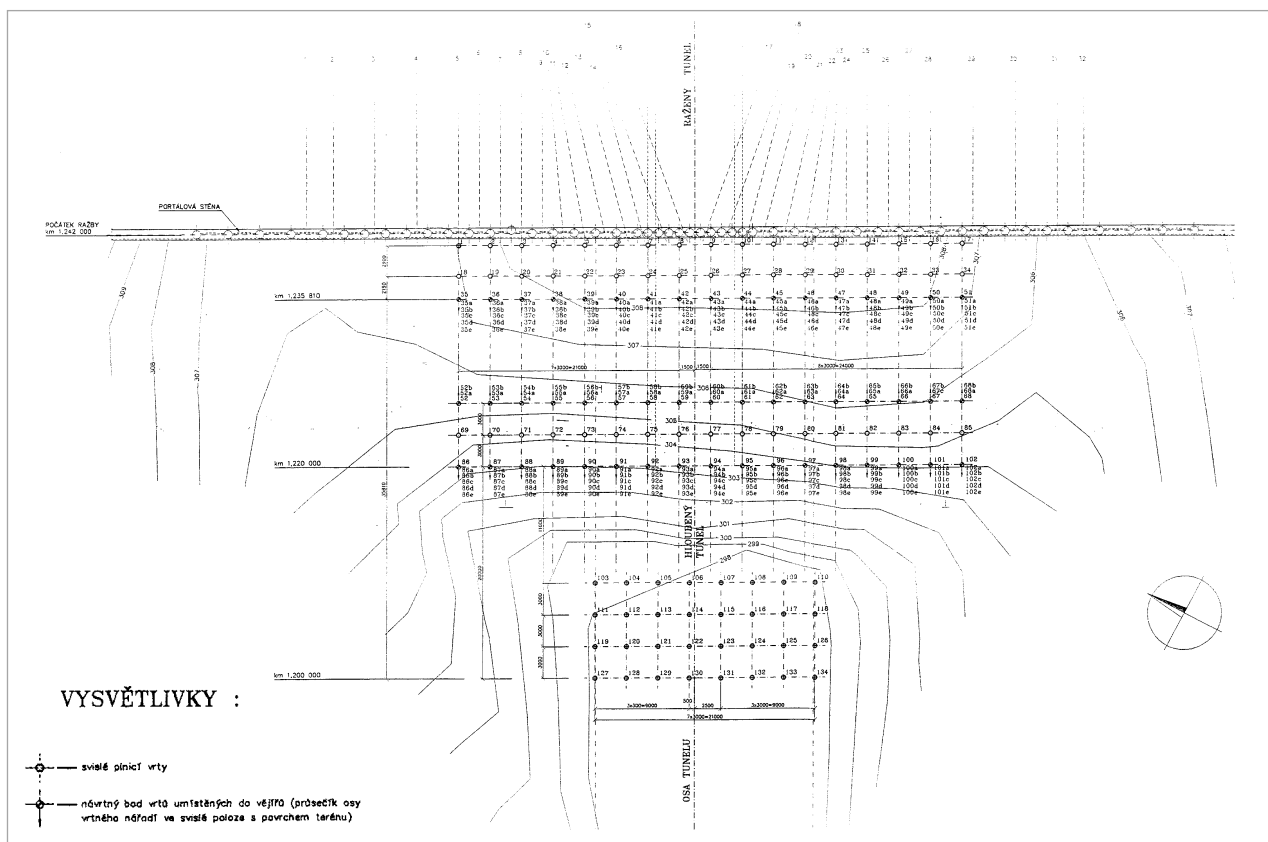
dle průzkumem zjištěných dutin. Tím bylo prokázáno, že v oblasti trasy tunelu neproběhla v minulosti pouze podpovrchová „divoká“ těžba, ale důlním dílem byla těžena i střední sloj.

Celkem bylo v první etapě sanace za pilotovou stěnou provedeno 3 897 m vrtů a uloženo 2 402 m³ jílostruskové plnicí směsi. Po dokončení těchto prací bylo na přání investora provedeno ověření jejich účinnosti jádrovými vrty (obr. 2). Ty ověřily jak dostatečné zaplnění rozvolněných prostor, tak i existenci starých důlních děl. Geofyzikálním mikrogravimetrickým měřením byly však zjištěny pozice důlních stařin nejen v prostoru za portálovou stěnou, ale i v prostoru před ní, a proto ještě před provedením plánovaných prací II. etapy za portálem musel být výplňovou injektáží sanován i prostor před portálovou stěnou (viz následující kapitola).

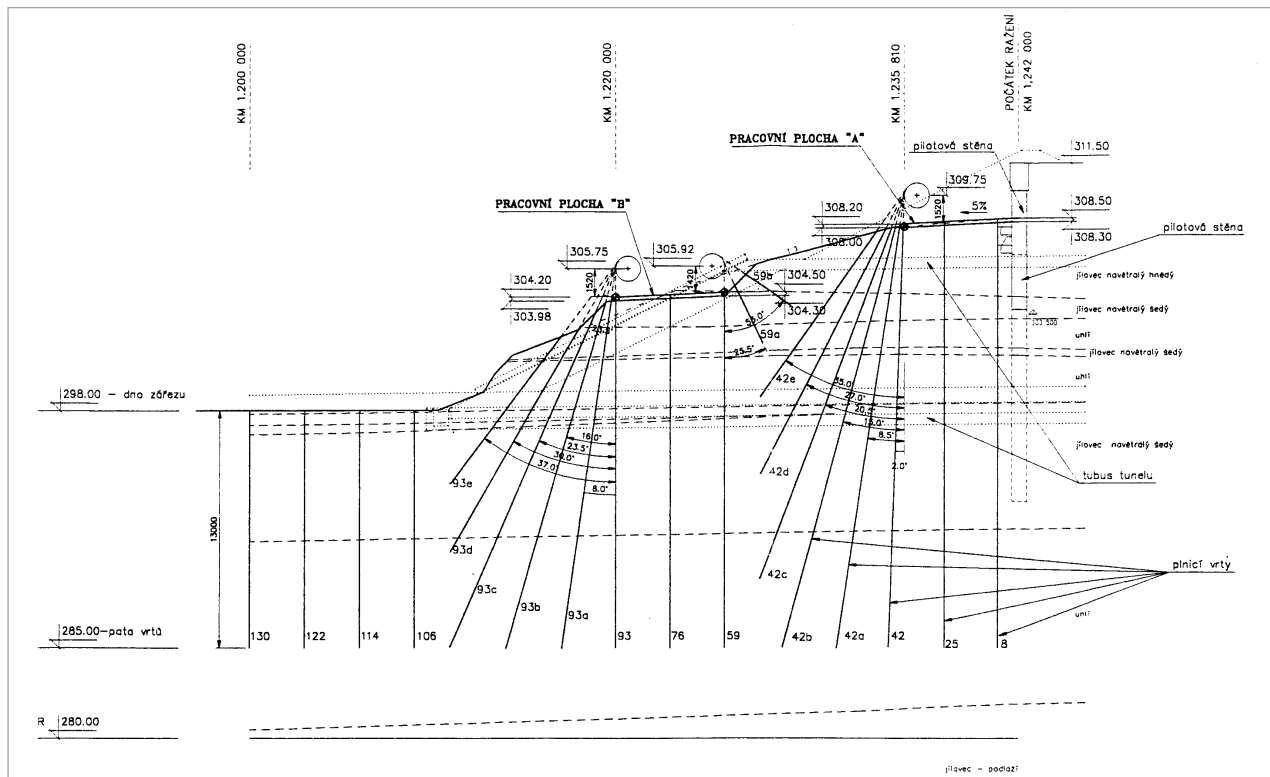
II. etapa sanačních prací za portálovou pilotovou stěnou spočívala v provedení tlakové injektáže vrtů, rozmístěných ve čtvercovém rastru 3 x 3 m (obr. 1). Rozsah prací byl oproti původnímu projektu investorem omezen, pro injektáž manžetovými trubkami byla použita stejná jílostrusková směs, jen injekční tlak byl řízen v rozmezí 1,5 – 2,0 MPa. Celkem bylo ve druhé etapě provedeno 85 vrtů o celkové délce 2 252 m a injektáž proběhla maximálně ve čtyřech fázích na jedné etáži. Spotřeba injekční směsi velmi kolísala i přesto, že byla regulována stanoveným maximálním množstvím na jednu fázi a etáž. Dosažená největší spotřeba na jednom vrtu byla 21 932 m³ směsi, nejmenší pak 0,279 m³ na vrt. Celkově bylo ve II. etapě zainjektováno 493 m³ směsi.

Sanace před portálovou stěnou

V prostoru před portálovou stěnou byla projektem navržena výplňová injektáž. Vrtné práce zde byly provedeny vrtnou soupravou Hausherr 12 CB ze tří výškových úrovní (obr. 3). Plnicím médiem byla opět jílostrusková směs, jejíž složení bylo upraveno na pevnost 2,5 MPa po 28 dnech a která byla použita i jako vrtný



Obr. 4: Sanace před portálovou stěnou, půdorys plnicích vrtů



Obr. 5: Sanace před portálovou stěnou, řez v ose tunelu s vyznačením vrtů o sklonu 0° – 55° od vertikály

výplach a plnila tedy okolí vrtů již při vrtání. Celkem bylo při sanaci před portálem provedeno 4 521 m vrtů o sklonu 0° – 55° od vertikály a pro plnění bylo spotřebováno 550 m³ směsi (obr. 4, 5).

Sanace důlních chodeb

Zářez železniční tratě před portálem tunelu v km 1,0 – 1,1 prochází nad důlními stařinami bývalého dolu Sirius (obr. 6, 7). Původní projekt předpokládal vyplnění starých důlních chodeb



Obr. 6: Zářez železniční tratě před portálem v místech sanovaných důlních chodeb



Obr. 7: Portál tunelu s dokončeným zářezem

o průřezu cca 2,5 x 3,0 m hubeným betonem tekuté konzistence pomocí 12 vrtů provedených ze zářezu. Dodatečným průzkumem však bylo zjištěno, že chodby nejsou průchodné v plném profilu, ale jsou částečně zavalené úlomkovitým materiálem a volné jsou pouze horní části klenby chodeb. Proto musela být zaměněna i výplňová směs a pro vymezení rozptylu směsi byl použit potěr P 100 s urychlovačem tuhnutí Fastex a jako výplňová hmota byl použit popílkocement opět s urychlovačem tuhnutí Fastex (celkem 30 ks uzavíracích vrtů). Plnicí vrtů v počtu 17 ks byly rozmístěny nad chodbami podcházejícími zářez trati v pruzích o šířce 3,0 m. Plnicí směs byla použita i jako vrtný výplach a její složení zaručovalo stabilitu (dekantace max. 3 % za 2 hodiny), pevnost v prostém tlaku byla 2,5 m za 28 dnů a modul přetvárnosti 40 MPa. Plnicí vrtů měly průměr 130 mm a délku 17 m. Kromě toho bylo na tomto území realizováno 79 ks injekčních vrtů.

Správnost návrhu způsobu sanace důlních prostor v trase tunelu, vhodnost navržených plnicích a injekčních směsí i kvalitu jejich provedení potvrzuje objednatel, který v sanovaném úseku za portálovou pilotovou stěnou již úspěšně provedl primární ostění tunelu raženého metodou obvodového vrubu (viz následující článek „Použití Metody Perforex ve ztížených geotechnických podmínkách“).

Bohuslav Bubník, Zakládání staveb, a. s.

Foto: autor a Libor Štěrbá

Infilling grouting for the Březno tunnel face

The Zakládání staveb, Co. carried out the infilling and sanitation grouting within the scope of the Březno tunnel driving. The works were realised in front of as well as behind the tunnel face, where the tunnel stope comes into a contact with the old mining works previously mined in the upper and middle seam. This article describes in detail the project solution as well as the method of sanitation grouting carried out.

Použití Metody Perforex ve ztížených geotechnických podmínkách

DOPRAVNÍ STAVBY

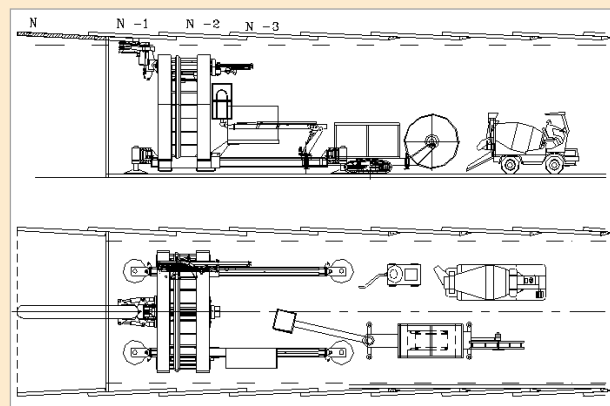
Na stavbě tunelu Březno, který je součástí přeložky železniční trati Březno u Chomutova – Chomutov, je od března 2002 používána k ražbě poprvé v České republice metoda obvodového řezu s předklenbou. V prvních 300 metrech zasahuje do profilu tunelu nebo se nachází v jeho bezprostřední blízkosti uhelná sloj s relikty starých selských dobývek. Článek seznamuje s průběhem ražeb v tomto úseku a s přijatými technickými opatřeními a předkládá srovnání s aktuálními postupy ražeb.

Na stavbě tunelu Březno, který je součástí přeložky železniční trati Březno u Chomutova – Chomutov, je od března 2002 používána k ražbě poprvé v České republice metoda obvodového řezu s předklenbou, patentovaná a uváděná na trh francouzskou stavební firmou Bec Freres SA.

Délka tunelu je 1 758 m, z toho ražená část je dlouhá 1 478 m. Maximální výška nadloží dosahuje 25 m, plocha



Obr. 1: Profilový řezací stroj Perforex 3713 před zahájením provádění předklenby č. 1 (10. 3. 2002)



Obr. 2: Kuželovitý tvar předklenby a stroj Perforex 3713

výrubu je 68 m². Většina trasy tunelu probíhá ve vrstvách jílovců holešovického a libkovického souvrství, přičemž v prvních 300 metrech zasahuje do profilu tunelu nebo se nachází v jeho bezprostřední blízkosti uhelná sloj s relikty starých selských dobývek. V současné době (polovina listopadu 2002) je vyraženo 450 m tunelu.

Princip ražby metodou obvodového vrubu s předklenbou spočívá v tom, že se před provedením výrubu vyřízne z čelby pomocí speciálně sestrojeného profilového řezacího stroje Perforex 3713 řez v geometrii primárního ostění, který se postupně vyplní stříkaným betonem. Takto se v horninovém masivu vytvoří předklenba, pod kterou lze následně provést vlastní výrub a veškeré další činnosti spojené s realizací tunelu (obr. 1).

Předklenba má kuželovitý tvar, aby bylo možné navázat na další předklenbu a zajistit jejich vzájemné překrytí. Délka předklenby je 5 m a tloušťka 20 cm; délka přesahu se pohybuje od 0,50 do 2,50 m. Beton použitý pro předklenbu má velmi vysokou počáteční pevnost.

Součástí metody je stabilizace čelby pomocí sklolaminátových svorníků délky 16 m s únosností na mezi tahu 250 až 500 kN (v případě tunelu Březno 600 kN), osazovaných pomocí vrtné soupravy PG 115. Svorníky jsou injektovány cementovou zálivkou. Použití sklolaminátových vláken umožňuje jejich destrukci při provádění vlastního výrubu. Stabilizace čelby je dodatečně zajišťována i vrstvou stříkaného betonu. Pro zvýšení stability předklenby v její spodní části se nejčastěji provádí kotvení patek ocelovými svorníky, zainjektovanými cementovou zálivkou (obr. 2).

Mise společnosti Bec Freres SA na stavbě březenského tunelu spočívá jednak v návrhu, výrobě a dodávce profilového řezacího stroje Perforex 3713 a v dodávce vrtné

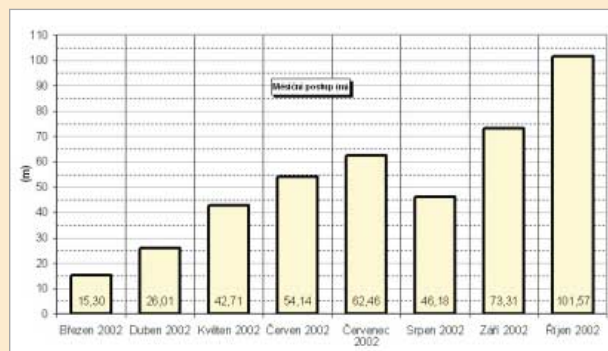
soupravy PG 115, jednak v poskytnutí technické pomoci ve třech fázích:

- pomoc při přípravě stavby,
- zaškolení obsluh dodavatele (Metrostav a. s.) v používání a údržbě profilového řezacího stroje a pomoc při řízení stavby během prvních pěti měsíců ražby,
- redukovaná pomoc do ukončení ražeb s cílem zajistit správnou aplikaci Metody Perforex v daných podmínkách stavby.

Ražba v úseku ovlivněném starou důlní činností

Na začátku ražeb bylo nutno vyřešit problémy spojené s pozůstatky hornické činnosti v uhlénné sloji zasahující do profilu tunelu nebo se nacházející v jeho bezprostřední blízkosti. Byla navržena a provedena poměrně rozsáhlá sanace horninového prostředí v okolí tunelové trouby v připortálovém úseku tunelu délky 40 m z povrchu. Dalšími vrty z povrchu byly zasanovány zóny s pravděpodobným výskytem starých důlních děl, indikované v předstihu geofyzikálním průzkumem. Tuto fázi prací kompletně zajišťovala sanačními injekcemi společnost Zakládání staveb, a. s. (viz předchozí článek).

Další sanační práce byly navrženy a prováděny během ražby z tunelu. Jednak byly před čelbou prostřednictvím vrtů pro čelbové kotvy injektovány objevené dutiny, jednak byly systematicky prováděny vějíře šikmých vrtů délky 14 m pod počvu pro sanování podloží tunelu do hloubky 5 m. K sanaci horninového prostředí byly využívány i vrty pro radiální kotvy délky 6 až 8 m, zesilující patky předklenby, a krátké sanační vrty do čelby, do prostoru budoucí předklenby ke zvýšení stability řezu, a konečně krátké svislé či šikmé vrty pod patky již provedených předklenby. V oblasti rozvolněného horninového masivu bylo třeba při



Obr. 3: Měsíční postupy ražeb

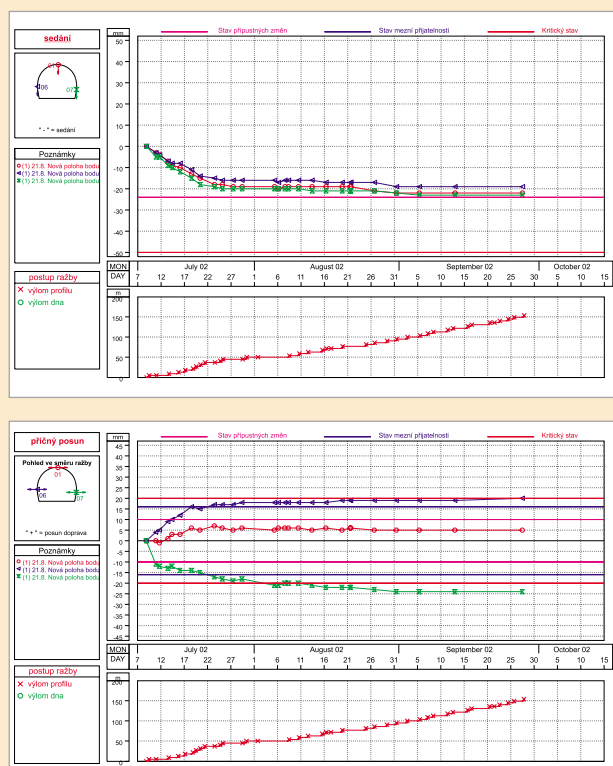
vlastním řezáním a vyplňování řezu často řešit problémy s nestabilitou řezu a s tvorbou nadvýlomů a podvýlomů. Byl přizpůsoben systém postupného vyřezávání jednotlivých lamel předklenby a místy byla zkrácena délka lamel na minimum, rovné šířce řezného nástroje. Úspěšná ražba v úseku ovlivněném starou důlní činností prokázala, že metoda obvodového vrubu s předklenbou je použitelná i ve ztížených geotechnických podmínkách. Ve srovnání s tradičními metodami ražby, jako je například Nová rakouská tunelovací metoda, nabízí metoda Perforex mnohem větší úroveň bezpečnosti práce při všech činnostech prováděných na čelbě, protože pracovníci se pohybují neustále pod ochrannou již zhotovené předklenby.

Provádění předklenby ve ztížených geotechnických podmínkách

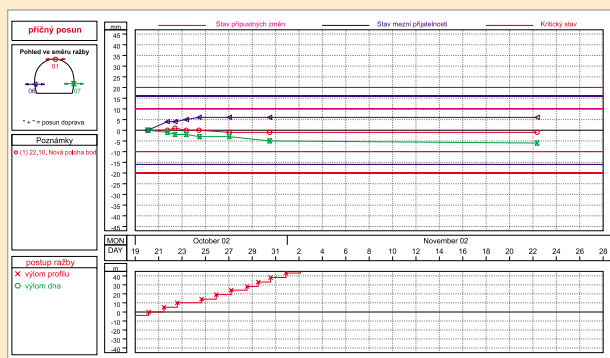
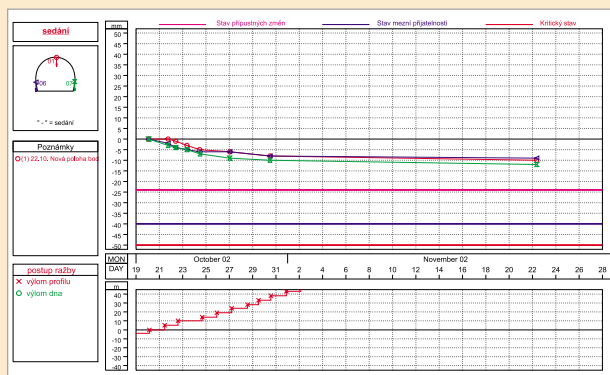
S vědomím toho, že před zahájením ražby tunelového díla nelze nikdy zaručit úplnou znalost horninového prostředí v trase díla, jsou v rámci procesu zajištění jakosti při použití metody Perforex stanoveny postupy, umožňující čelit výjimečně nepříznivým situacím. Navzdory narušenému geologickému prostředí starými důlními díly při stavbě tunelu Březno nebylo zde nutno tyto postupy použít!

Pokud hovoříme o ztížených geotechnických podmínkách z hlediska provádění předklenby, máme na mysli problémy spojené s nestabilitou řezu (vytvoření nadvýlomu během řezání lamely předklenby, během betonáže lamely předklenby či během řezání v zóně tekutých písků). Ztíženými geotechnickými podmínkami můžeme rozumět i výskyt tvrdých bloků bránících v řezání a též přítoky vody. Pokud dojde k **problému s nestabilitou řezu**, je v prvním plánu řešení pomocí samotného profilového řezacího stroje (vyčištění řezu, vizuální kontrola nestabilní zóny a její přesná lokalizace, částečné vyplnění řezu a případné následné přeříznutí dotčené oblasti a její nové vyplnění). Pokud je nestabilní zóna větší, injektuje se dutina pomocí hadic vsunutých do řezu podél listu pily směsí roztažných pryskyřic. Po uplynutí reakční doby směsi se pokračuje v provádění předklenby. Pokud se nedaří oblast stabilizovat výše uvedeným postupem, provedou se šikmé injeckní vrty skrz nestabilní oblast pro ověření její velikosti. Následně se takto detekovaná oblast vyplní směsí na bázi cementu s bentonitem nebo vodního skla. Po naběhnutí dostatečné pevnosti injeckní směsi se pokračuje v provádění předklenby.

Během odtěžování pod předklenbou je ověřena kvalita



Obr. 4: Svislé a vodorovné deformace předklenby č. 43 (154. m trasy)



Obr. 6, 7: Svislé a vodorovné deformace předklenby č. 92 (379. m trasy)

betonu v části předklenby dotčené nestabilitou řezu. Pokud je kvalita betonu nejistá, předmětná část předklenby se odstraní a opraví stříkaným betonem. Pokud byla velikost dotčené zóny významná, provede se kontrolní vrt, který ověří kvalitu betonu předklenby a umožní případnou dodatečnou injektáž dutiny. Pokud se během provádění výrubu pod předklenbou, kde nastal tento problém, zjistí, že porušená oblast může ohrozit stabilitu předklenby, odtěžování se ihned zastaví. Následně se pod touto předklenbou provede zesilující předklenba (přesah předklenb bude větší).

V případě **výskytu tvrdých bloků bránících v řezání** se předklenba dokončí až k bloku, přičemž výrub se následně provádí postupným obnažováním a destrukcí bloku a současným zesilováním předklenby výztužnými oblouky. Pokud jsou během řezání pozorovány **přítoky vody** v množství, které je nevýznamné z hlediska vyplavování betonu předklenby, provede se vizuální prohlídka řezu a pokračuje se v provádění předklenby. Pokud tomu tak není, provede se drenážní vrt (nebo systém drenážních vrtů) buď z čelby a/nebo po obvodu předklenby (nebo několika předklenb) v závislosti na vydatnosti přítoků. Je třeba upřesnit, že použití metody Perforex připouští tlak podzemní vody do 15 m vodního sloupce nad vrcholem předklenby v závislosti na propustnosti horninového prostředí.

Na závěr této kapitoly třeba zmínit technické limity použitelnosti metody Perforex: zdola jsou určeny minimální totální soudržnost c_{uu} horninového prostředí, ovlivňující stabilitu řezu s minimální hodnotou 30 – 40 kPa, a shora pevností horninového prostředí v prostém tlaku R_c s maximální hodnotou 40 – 45 MPa. (Místně je možno sníženou rychlostí řezat i v prostředí s pevností v prostém tlaku do

80 – 100 MPa). K této horní hranici nutno podotknout, že se jedná o kritérium technické, ekonomicky přijatelná hranice se pohybuje okolo 15 – 20 MPa (na této hranici se potřeba dočasného ostění snižuje a provádění předklenby tak není opodstatněno).

Postup ražby po opuštění úseku dotčeného starou důlní činností

Je jasné, že přítomnost starých důlních děl zpočátku zpomalila rychlost ražby. Zpoždění přibližně 1,5 měsíce vůči předpokladu bylo z větší části způsobeno prováděním výše popsaných injekčních prací. Jak je však patrné z obr. 3, velikost měsíčních postupů od zahájení ražby stále roste (na pokles v srpnu 2002 mělo vliv ukončení přítomnosti obsluh společností Bec Freres SA na stavbě a z části i osazování výztužných oblouků pod předklenby. Nicméně je zřejmé, že obsluhy dodavatele metodu Perforex rychle zvládly a v tuto chvíli pokračují v dosahování výborných výkonů).

Nutnost provedení části injekčních prací byla vyvolána velkými deformacemi provizorního ostění v místech největšího rozvolnění horninového prostředí starými důlními díly. Velikost těchto deformací byla větší, než se předpokládalo v původních statických výpočtech, které nezohledňovaly vliv narušeného geologického prostředí. Na základě výpočtů byl stanoven stav bdělosti, jehož dosažení mělo za následek zvýšení frekvence měření, a stav varovný, jehož dosažení mělo za následek přijetí dodatečných opatření. Některé úseky tak byly zesíleny výztužnými oblouky umístěnými pod předklenby (bylo osazeno celkem 12 oblouků v předmětném úseku délky 300 m). Velikost deformací předklenb se zřetelně zmenšila po opuštění úseku narušeného starou důlní činností (obr. 4, 5, 6 a 7).

Závěr

První aplikace metody obvodového vrubu s předklenbou v České republice je v plném proudu. Ražba probíhá bez větších problémů, a to i v úseku dotčeném starou důlní činností.

Dodavatel stavebních prací, Metrostav a. s., a dodavatel metody Perforex, Bec Freres SA, společně ukazují, že její použití na stavbě tunelu Březno je zcela oprávněné a že představuje první etapu v jejím dalším použití v České republice.

Ing. Tomáš Ebermann, Bec Freres SA

Foto: autor

Using the Method of Perforex in aggravated geotechnical conditions

Since March 2002 the method of circumferential section with pre-venting has been used for the driving works on the construction of the Březno tunnel, which is a part of diversion of the railway line between Březno near Chomutov – Chomutov. This is the first time this method has been used in the Czech Republic. To the distance of the first 300 metres a coal seam with the relics of some past peasant minings reaches into the tunnel profile or finds itself in its close proximity. The article informs about the progress of the driving works in this section and about the technical measures adopted. It also presents a comparison of up-to-date driving methods.

Inzerát
str. 23

Rekonstrukce paláce v Nerudově ulici 15

OBČANSKÉ STAVBY

V Nerudově ulici 15 v Praze bude v roce 2003 dokončena kompletní rekonstrukce paláce s celkem 46 byty pro poslance Poslanecké sněmovny. Zakládání staveb, a. s. se na této rekonstrukci podílelo podchycením objektů paláce pilíři tryskové injektáže metodou M2 a zhotovením mikrozáporového pažení stavební jámy jednopatrových garáží a jejich příjezdové rampy.

V Praze na Malé Straně probíhá od jara 2001 rekonstrukce paláce v Nerudově ulici č. 15. Poslanecká sněmovna zde dala vybudovat celkem čtyřicet šest bytů pro mimopražské poslance, kteří by se měli nastěhovat v průběhu roku 2003. Celý palác sestává z několika objektů: domu č. p. 249 s hlavním dvorem a fasádou do Nerudovy ulice, jižního a západního zahradního křídla a zahrady pod jižním křídlem. Cílem přestavby je rekonstrukce domů, jejich statické podchycení a vybudování podzemních garáží v prostoru zahrady s příjezdovou rampou podcházející jižní křídlo.

Během provádění prací bylo třeba z úsporných důvodů změnit projekt dvoupatrových garáží na projekt garáží jednopatrových. Další okolností, která vedla ke změně projektu, bylo určení přesné polohy historicky cenné parkánové zdi na jižní hranici zahrady, v místě, kam již částečně (cca 0,5 m) zasahovala plocha projektovaných podzemních garáží. Kvůli zachování této zdi bylo nutné dispozici podzemních garáží mírně upravit.

Společnost Zakládání staveb, a. s. se na rekonstrukci objektu v Nerudově ulici podílela těmito pracemi:

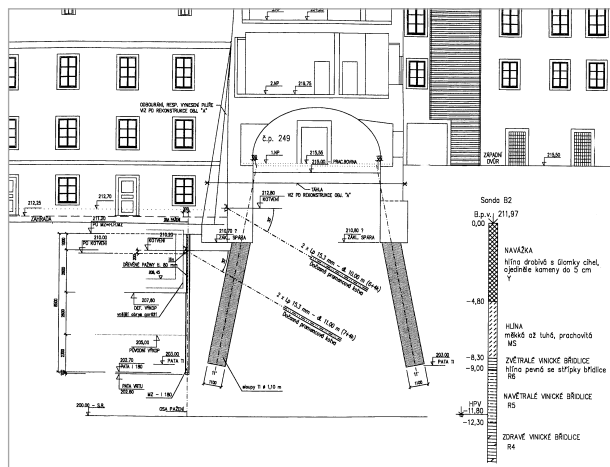
- podchycení jižního a západního zahradního křídla tryskovou injektáží,
- dočasné pažení výkopu stavební jámy pro podzemní garáže,
- dočasné pažení výkopu pro sjízdnou rampu.



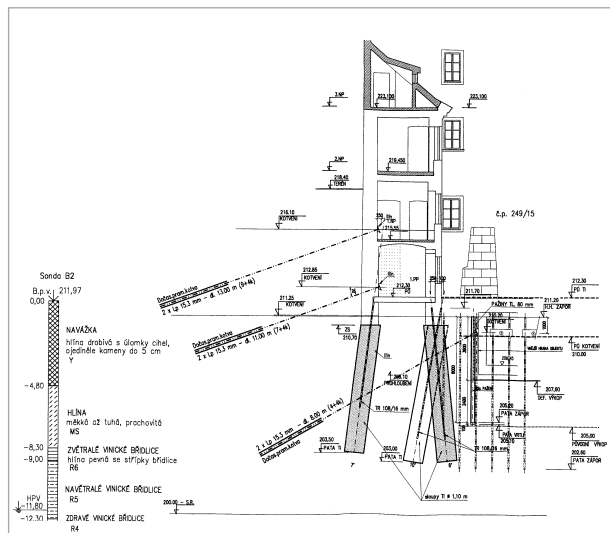
Půdorys, celkový náhled

Geologické a hydrogeologické poměry

Geologické poměry v místě provádění prací speciálního zakládání lze charakterizovat jako velmi proměnné. Skalní podloží ordovicových hornin vinického souvrství je tvořeno vrstvou zvětralých břidlic, které přecházejí do navětralých a technicky zdravých vrstev. Výškově se povrch skalního podloží pohyboval v nadmořské výšce 204 až 199 m. Kvartérní vrstvy jsou tvořeny jílovito-prachovitými hlínami o mocnosti 3 až 7 m. Jelikož se jedná o oblast od středověku hustě zastavěnou, jsou pokryvné vrstvy tvořeny navážkami historického původu, které byly v místě zahrady protkány historicky cennými zdmi, které v minulosti určovaly výškové a položkové uspořádání pozemku. Ustálená hladina podzemní vody byla vázána ve vrstvách břidlic v nadmořské výšce kolem 200 m.



Příčný řez jižním zahradním křídlem a stavební jámou pro podzemní garáže



Příčný řez západním zahradním křídlem a stavební jámou pro podzemní garáže



Provádění tryskové injektáže v objektu jižního zahradního křídla (bývalá konírna)



Současné provádění tryskové injektáže a vrtů pro mikrozáporové pažení stavební jámy garáží pod jižním zahradním křídlem

Princip technického řešení

Pro podchycení objektů byla zvolena **metoda tryskové injektáže M2**, kterou byly vytryskány sloupky přenášející zátěžení od objektů do skalního podloží. Výhodou tohoto způsobu podchycení oproti jiným (např. podchycení mikropilotami či podezděním) je současné zlepšení kvality starého základového zdiva proinjektováním tryskovou injektáží se

sníženými parametry (tlaku, množství injekční směsi) a rovněž i menší zásah do stávajícího suterénního a základového zdiva. **Pažení výkopů** bylo prováděno pouze jako dočasné, a to do doby, než funkci pažení převezme trvalá konstrukce (např. stěny podzemních garáží). Pažení bylo navrženo jako mikrozáporové ze svislých prvků (tyče I 180, I 160), osazovaných do středně-



Vrtná souprava Hütte HBR 202 s prodlouženou lafetou při podchytávání základů jižního zahradního křídla tryskovou injektáží



Provádění základové desky podzemních garáží v zapažené stavební jámě v místě zahrady, v pozadí západní a jižní zahradní křídlo (zleva)

profilových vrtů průměru 240 mm. Mezi tyto prvky byly vkládány dřevěné pažiny tloušťky 8 mm. Pažení bylo buď rozepřeno, nebo zakotveno dočasnými dvoupramencovými kotvami, které se předepnuly do představených převážek z larsen IIIIn.

Provádění prací

Práce speciálního zakládání byly zahájeny podchytáváním objektů **tryskovou injektáží**. Vysokotlaké čerpadlo a výrobní injekční směsi s tlakovým silem na cement se staly na dobu dvou měsíců nevítanou dominantou Nerudovy ulice. (Ve sdělovacích prostředcích bylo toto zařízení dokonce označeno jako „betonárka“ na Malé Straně.) Pro urychlení prací na tryskové injektáži byly nasazeny dvě vrtné soupravy, uvnitř objektu souprava MSV a na zahradě souprava Hütte HBR 202 s prodlouženou lafetou. Během provádění tryskové injektáže se v některých místech narazilo na skalní podloží hlouběji, než předpokládal projekt, a současně byla základová spára jižního zahradního křídla zastižena výše, než se předpokládalo. Aby byly dodrženy podmínky vetknutí sloupů tryskové injektáže do skalního podloží a jejich vytažení na úroveň základové spáry, bylo nutné navýšit výměry prováděných sloupů tryskové injektáže oproti původnímu předpokladu asi o 17 %. Současně s dokončováním tryskové injektáže byly zahájeny práce

na **mikrozáporovém pažení** v zahradě. Do vrtů o průměru 240 mm, prováděných v roztečích od 0,9 m do 1,5 m, byly osazovány tyče I 180 o délkách 5,0 až 8,5 m. Při hloubení vrtů na jižní straně zahrady byla zastižena historicky cenná parkánová zeď; po ověření její polohy bylo rozhodnuto pažení posunout směrem do jámy a parkánovou zeď ponechat v původním stavu. Zemní práce



Mikrozáporové pažení sjízdné rampy, budoucí přístup do podzemních garáží z Nerudovy ulice

byly prováděny malou mechanizací, odvoz materiálu na skládku byl zkomplikován špatným přístupem do stavební jámy na zahradě, která je sevřena mezi objekty bez přímého přístupu z komunikace. Z tohoto důvodu byl mezi hlavním dvorem a zahradou nainstalován pásový dopravník na dopravu výkopku. Postup těžby byl závislý na archeologickém průzkumu – zahájení zemních prací v určitém místě bylo možné vždy až po ukončení průzkumných prací archeologů. Stejným způsobem probíhaly i práce na zapažení a výkopu sjízdné rampy. Ta byla archeologicky prozkoumána v celém jejím objemu. Koncem prosince 2002 se na stavbě v Nerudově ulici dokončovaly zemní práce v zahradě a ve sjízdné rampě. Poslední kotvy na mikrozáporovém pažení rampy byly napnuty před vánocemi.

Základní údaje o stavbě:

Investor: Parlament České republiky

Autorský dozor: Faber project, s. r. o.

Projektant: SURPMO, a. s.

Projektant prací speciálního zakládání: FG Consult, s. r. o.

Dodavatel: Metrostav, a. s., Divize 9

Dodavatel prací speciálního zakládání: Zakládání staveb, a. s.

Ing. Jan Šperger, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrba a autor

Reconstruction of the palace in Nerudova street no. 15

A complex reconstruction of the palace with 46 apartments for the Members of Parliament shall be finished in 2003 in the Nerudova street no. 15 in Prague. The Zakládání staveb, Co. has taken part in this reconstruction by underpinning the palace buildings with jet-grouted piles using the M2 method, and by constructing a micro-rider shoring of the construction pit of one-floor garages and an access ramp for these garages.

Obchodně-administrativní areál Roztyly

OBČANSKÉ STAVBY

Společnost Zakládání Group, a. s. byla dodavatelem I. etapy prací na výstavbě obchodně-administrativního areálu Roztyly v Praze, v blízkosti stanice trasy C metra Roztyly. I. etapa zahrnovala přeložení Roztylského potoka, demolici původních objektů, pažení stavební jámy konstrukčními podzemními stěnami, realizaci podkladních betonů a pilotové založení celého objektu.

Vedle stanice metra Roztyly a obchodního domu OBI na Chodově v Praze 11 vyrostle do konce roku 2003 vícepodlažní administrativní budova společnosti Radiomobil, a. s. Investorem je společnost Roztyly Centrum, a. s., vyšším dodavatelem celého objektu je IPS Skanska, o. z. Třinec, dodavatelem I. etapy prací je Zakládání Group, a. s. Pozemkem, na kterém byl umístěn původně areál Čedoku, protéká Roztylský potok. Ten byl zároveň s výstavbou trasy

C metra zatrubněn a údolí zasypano do stávající úrovně, mocnost zásypu dosahovala místy až 9 m. Budovy Čedoku byly založeny na pilotách.

I. etapa prací zahrnovala přípravné práce, kácení zeleně, demolice nadzemních i podzemních objektů, přeložku Roztylského potoka mimo půdorys budoucí stavby, zapažení a výkop stavební jámy, zhotovení podkladních betonů a pilotové založení.

Postup prací I. etapy

Přeložka Roztylského potoka v délce 250 m je zčásti ražená, zčásti hloubená. Štolu z pěti těžních šachet razili pracovníci Metrostavu divize 1 a Subterry, rýhu šířky 4 m a hloubky až 10 m připravili pro pokládku sklolaminá-



Panoramatický pohled na stavební jámu



Stavební jáma pro obchodně-administrativní arál Roztyly, situace

tového potrubí Hobas pracovníci společnosti Integra Liberec. Stěny rýhy byly paženy velkoplošným pažením. Mechanicky rozpírané rámy s deskami se ukládaly do předvýkopu, přičemž desky se postupně s výkopem zatlačovaly téměř až na dno výkopu. Po uložení potrubí Hobas se zpětný zásyp po vrstvách hutnil a desky se vytahovaly. Uložené a zafixované potrubí se ve štolě zalévalo popílkobetonem. Práce na přeložce byly komplikovány v napojovacích bodech na původní trase potoka, kde stěny původních šachet byly mnohonásobně silnější, než se předpokládalo, přesto byla přeložka dokončena ve stanoveném termínu.

Současně s přeložkou byly zahájeny práce na **demolicích administrativní budovy a garáží Čedoku**. Zkušený tým pracovníků firmy Ptáček, s. r. o. zvládl tyto práce dokonale, a po napojení staveništní trafostanice mohla být dokončena i demolice původní trafostanice areálu Čedoku.

Po dokončení demoličních prací se rozeběhly **práce na pažení stavební jámy** (rozměrů přibližně 150 x 50 x 9 m), prováděné konstrukčními podzemními stěnami (5 100 m²) tloušťky 60 cm, kotvenými v jedné či dvou úrovních až šestipramencovými kotvami (celkem asi 3 800 m). V části stavební jámy je vybudováno i záporové pažení (asi 300 m²) pro zajištění stěny výkopu nad korunou podzemní stěny. Trvalé vodorovné rozepření podzemních stěn zajišťují stropní konstrukce novostavby.

Rutinní práce při provádění podzemních stěn narušila pouze kolize s pilotami demolovaného původního objektu a se zatrubněním Roztylského potoka před dokončením přeložky. Dobrou spoluprací s generálním projektantem L. Z. – Atelier, s. r. o. a s projektantem pažení Panreko, v. o. s. se podařilo tyto problémy vyřešit a zhotovení podzemních stěn tak bylo ukončeno v mírném předstihu.

Po vytěžení stavební jámy, které probíhalo vzhledem ke kotvení v etapách (dodavatel VSB – Hochtief), se začátkem července rozběhla **realizace podkladních betonů a základových pilot**. Novostavba bude založena na pilotách průměru 0,6 m až 1,5 m, hloubky až 12 m, v celkovém počtu 326 kusů. Vrty pro piloty jsou navrženy pažené výpažnicí, piloty průměru 1,5 m vyžadují nasazení vrtné soupravy s vrtnou hlavou, která bude mít dostatečně vysoký kroutící moment pro realizaci pilot daného průměru. V současné době (12/2002) je stavební jáma téměř



Přeložka Roztylského potoka byla provedena z části tunelováním, z části hloubením



Stavební jáma před ukončením, pokládání izolací a vrtání posledních pilot

vytěžena, betonuje se podkladní beton se šablonami pro piloty a provádějí se piloty.

Součástí dodávky společnosti Zakládání Group, a. s. byla rovněž úprava líce podzemní stěny pro položení foliové izolace. Líc podzemní stěny byl omyt tlakovou vodou a strojně zfrézován s ručním dočištěním. Na takto upravený povrch byla nanášena strojní omítka s překrytím nik hlav dočasných zemních kotev.

Postup prací Zakládání Group, a. s. dává reálnou šanci na kvalitní a předčasné dokončení celého díla I. etapy ke spokojenosti všech našich partnerů.

Ing. Bohumil Kubín, Zakládání group, a. s.

Foto a obrázek: Ing. Ján Bradovka, Zakládání group, a. s.

Business and administrative complex Roztyly

The Zakládání Group, Co. became a contractor for the 1st phase of construction works on the business and administrative complex Roztyly in Prague in a proximity of the metro station Roztyly on line C. The 1st phase included a diversion of the Roztylský potok stream, demolition of the original buildings, sheeting of the building pit with constructional diaphragm walls, implementation of concrete subfloor and pile foundation of the whole complex.

Protipovodňová opatření na Kampě

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

Společnost Zakládání staveb, a. s. se podílela na budování dalších protipovodňových opatření v Praze na levém břehu Vltavy, v místě areálu tzv. Hergetovy cihelny. V tomto případě se jednalo o provedení železobetonové podzemní stěny, o níž se opírá železobetonová konstrukce tvaru „L“, spojená se starou nábrežní zdí a podloží ocelovými trny s mikropilotou.



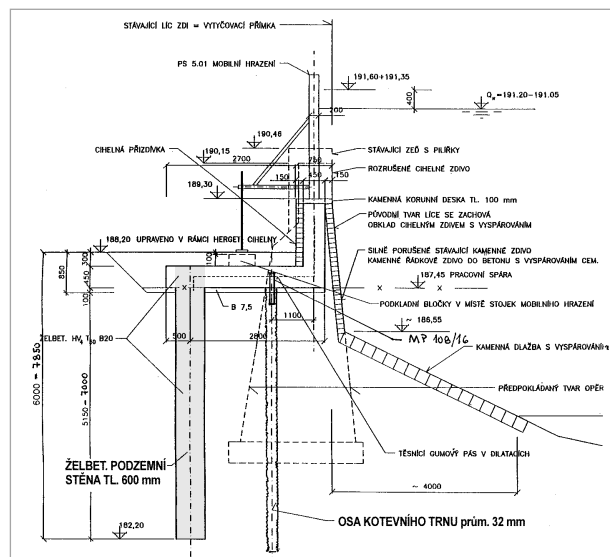
Těžba podzemních stěn probíhala v samém srdci Pražské památkové rezervace

Jedním z dalších úseků pražských nábřeží, kde se realizují protipovodňová opatření, je území na levém břehu Vltavy od mostu Legií až po areál Úřadu vlády ČR na Klárově. Společnost Zakládání staveb, a. s. se zde podílela na úpravě zdi podél areálu Hergetovy cihelny, která je součástí celku zabezpečujícího ochranu území Malé Strany a Kampy. Původní nábrežní zeď v úseku od Čertovky až k areálu PVS v délce 116 m byla včetně kamenného řádkového zdiva v nevyhovujícím stavu. Proto byla podél celé nábrežní zdi provedena železobetonová konstrukce tvaru „L“, která je na návodní straně zakotvena ocelovými trny s mikropilotou do podloží, jehož součástí je i původní nábrežní zeď, a na opačné straně je vetknuta do průběžné železobetonové podzemní stěny. Mikropilota 108/16 mm propojuje konstrukci nové a stávající opěrné nábrežní zdi. Funkcí nově vybudované podzemní stěny je přenesení zatížení vodním tlakem do zeminy, a dále zabezpečení chráněného území proti průsakům vody z Vltavy. Současně tato nová konstrukce respektuje požadavek památkářů na zachování původní nábrežní zdi.



Těžba podzemní stěny v prostorově omezených podmínkách mezi starou nábrežní zdí a objektem Hergetovy cihlery

Na podzemní stěnu pak navazuje štetová stěna pro napojení další etapy protipovodňového opatření. Na koruně nové zdi byly osazeny žulové kameny a kotvení desky mobilního hrazení. Vlastní realizace



Příčný řez s vyznačením nové žb. podzemní stěny, kotvících trnů s mikropilotou a žb. konstrukce tvaru „L“



Těžba podzemní stěny soupravou Liebherr HS 843

podzemní stěny byla náročná z několika důvodů – probíhající rekonstrukce Hergetovy cihelny, umístění stavby v historicky cenném jádru města a v neposlední řadě malá vzdálenost mezi lícem cihelny a původní nábrežní zdí.

Z těchto důvodů vybudoval objednatel s předstihem v místě budoucí podzemní stěny vodící zídka a urovnal plochu pro pojezd stavební mechanizace. V další etapě byla podle přesně dodržného harmonogramu dovezena a zkompletována výrobní bentonitové pažicí suspenze, armatury a těžní souprava pro podzemní stěnu. Veškeré zařízení muselo být demontováno na menší díly a valníky dovezeno na staveniště, jelikož větší dopravní mechanizace se do této historické části města nedostala.

Podzemní stěna byla těžena soupravou Liebherr HS 843 s hydraulickým drapákem šíře 600 mm. Rozměry lamel podzemních stěn

byly voleny s ohledem na rozměr drapáku a dle lomových bodů, převážně délky 5,50 m a hloubky do 7,0 m, tj. byly ukončeny v ulehých štěrkopískách. Provedeno zde bylo celkem 716 m² podzemních stěn. Do vrtu s cementovou zálivkou bylo osazeno celkem 159 ks kotevních trnů průměru 32 mm, délky 5,5 m, z oceli 10S05. V horní části, na přechodu z původní nábrežní zdi do nové železobetonové konstrukce, byly ještě na trny osazeny mikropiloty 108/16 mm délky 50 cm.

Je škoda, že tato protipovodňová opatření a další úseky nebyly dokončeny již před ničivou povodní v létě 2002. Jak se ukázalo z jiných míst, osazená mobilní hrazení spolehlivě ochránila území

a objekty za ním, a to i přesto, že Vltavou protékalo mnohem více vody, než na jakou byly tyto mobilní stěny navrženy.

Bohuslav Bubník, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrbá

Anti-flood measures at Kampa

The Zakládání Group, Co. took part in the construction of additional anti-flood measures in Prague on the left bank of the Vltava river at a place called Herget's brickyard. This time it was a construction of a reinforced concrete diaphragm wall. A reinforced concrete structure of an L-shape bears against this wall and it is anchored with dowels with roof piles into the base on the water face.

Použití trvalých pramencových kotev při rekonstrukci Velké plavební komory Štětí

V rámci rekonstrukce Velké plavební komory Štětí se jako jeden z posledních objektů rekonstruoval horní plavební kanál se stáním sportovních plavidel. Společnost Zakládání staveb, a. s. se na realizaci těchto prací podílela provedením trvalých čtyřpramencových kotev.



Celkový pohled na pracovní plošinu s vrtnou soupravou



Pohled na úvodní pažnici osazenou „ztracenou“ křížovou korunkou

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY



Křížová „ztracená“ korunka s přechodem (a) a jednobřítá „ztracená“ korunka s přechodem (b), který je nasazen na úvodní pažnici vrtné kolony

Kotvy průměru 15,7 mm a délky 12 m (kořenová část délky 6 m) zajišťují břehovou opěrnou zeď plavebního kanálu, tvořenou ocelovými larsenami. Vrtné a injekční práce byly zajímavé ze dvou důvodů. Za prvé byly prováděny z vodní hladiny, z pracovní plošiny, kterou tvořilo seskupení ocelových pontonů, za druhé byl zajímavý způsob provedení středněprofilového vrtu pro kotvy o průměru 133 mm. V geologii, kterou tvořily zvodnělé písky až štěrkopísky, byly vrty hloubeny pažnicovou kolonou průměru 133 mm s osazenou tzv. „ztracenou bodkou“. Tento prozatím neběžně používaný způsob vrtání se v této lokalitě osvědčil a umožnil kvalitní a rychlé provedení kotvicích prací.

Ing. Martin Čejka, Zakládání staveb, a. s.

Foto: autor

Reconstruction of The Big Navigation Lock Štětí, execution of permanent strand anchors

Within the framework of the reconstruction of the Big Navigation Lock Štětí, an the upper navigable canal with sporting watercraft stalls became one of the last constructions to be reconstructed. At the beginning of summer the Zakládání staveb, Co. participated in carrying out of these works by the execution of permanent strand anchors.

Sanace základu pod obráběcím centrem v Elbląg v Polsku

PRŮMYSLOVÉ STAVBY

Článek popisuje sanaci základové konstrukce pod dvouportálovým obráběcím centrem v továrně na výrobu parních a paroplynových turbin ALSTOM Power Sp. z o. o. v Elbląg v Polsku. Cílem sanačních prací bylo dosáhnout vysokou deformační tuhost a únosnost základové konstrukce ve velmi nepříznivých geologických poměrech lokality továrny, přičemž požadované dosažení deformačních parametrů základu bylo limitováno maximálními hodnotami 0,004 až 0,006 mm/m. Přípravné a realizační práce proběhly ve dvou etapách. V I. etapě prací bylo provedeno vyhodnocení příčin závad, navržena optimální technologie sanace podchycením pilířů tryskové injektáže, přímo v lokalitě zhotoveny zkušební pilíře TI, ověřeny jejich vlastnosti a vypracován podrobný realizační projekt sanace základu. II. etapa spočívala v provedení vlastní sanace základu, která zahrnovala především: vrtání základu, injekční práce tryskové injektáže, vložení armokošů do vrtů, provedení dodatečné těsnící injektáže vrtů. To vše při dodržení velmi krátkého termínu a zajištění vysoké čistoty pracoviště.

Parametry přesnosti strojírenské výroby

Požadavky na stabilitu a tuhost základů obráběcích strojů jsou dány potřebou zajistit vysokou přesnost obrábění. Ve stavebnictví požadavky na rozměry, odchylky a deformace končí u milimetrů, ve strojírenství se výrobky obrábějí s přesností 10^{-2} mm až 10^{-3} mm. Na užité vlastnosti základových konstrukcí velkých strojírenských obráběcích center jsou z hlediska základové tuhosti a deformací v podstatě přeneseny stejné požadavky jako na vlastní stroje.

Obráběcí centrum od firmy Waldrich-Coburg

Světovým výrobcem obráběcích strojů pro přesné obrábění velmi dlouhých a rozměrných výrobků je firma Waldrich-Coburg. Obráběcí centra mají upínací stoly pro obrobky fixované na základové konstrukci a obráběcí nástroje umístěny na jednom nebo i na dvou pojízdných portálech. Portál pojíždí na velmi přesně ustavených drahách rovněž upevněných na základové konstrukci. Tuhost a deformační vlastnosti základu přímo ovlivňují provoz stroje a přesnost obrábění. Výrobce garantuje seřízení a přesnost obrábění jen



Obr. 1: Dvouportálové obráběcí centrum Waldrich-Coburg

za dodržení limitních deformací základu, stanovených velikostí relativního podélného a příčného náklonu i průhybu o hodnotě $\pm 0,004$ mm/m až $\pm 0,006$ mm/m.

Amberg Engineering Brno, a. s. v r. 1997 nabyl zkušenosti s projekcí a realizací základu pod obráběcím centrem v DT Výhybkárna a mostárna, s. r. o. Prostějov. Na základě kladných referencí z této stavby se na nás v r. 2001 obrátil strojírenský koncern ALSTOM Power Generation AG s žádostí navrhnout a zrealizovat sanaci základu obráběcího centra v továrně na výrobu turbin ALSTOM Power Sp. z o. o. v Elbląg v Polsku. Obráběcí centrum od doby instalace v r. 1998 bylo pro závažné závady a nedostatky základu velmi často rektifikováno a nemohlo řádně pracovat.

Dvouportálové obráběcí centrum Waldrich-Coburg je opravdovým kolosem; obdobných je na světě jen asi deset (obr. 1). Centrum má dva portály, každý o váze 142 000 kg, s příčné pohyblivými plošinami váhy 18 000 kg. Dráha pojezdu portálů má délku 34,70 m. Má tři obráběcí stoly – dva krajní jsou karusely průměru 7,000 m, střední je pevný. Na stoly lze umístit obrobky s maximální vahou 60 000 kg + + 110 000 kg + 60 000 kg = 230 000 kg, a rozměrech do délky 22,50 m, šířky 4,00 m a výšky 4,75 m. Celková váha stroje se zabudovaným technologickým příslušenstvím a obrobky je 912 200 kg. Centrum je určeno pro velmi přesné obrábění rozměrných skříní parních a paroplynových turbin.

Železobetonová základová konstrukce je šířky 12,10 m, délky 43,35 m a hloubky 7,50 m. V čelech základu jsou technologické kobky, spojené středovou průchozí štolou. Základ byl řešen pouze jako plošně založená konstrukce do základové vany s hydroizolací. Konstrukce základu trvale vykazovala závažné poklesy, deformace a snížení ohybové a smykové tuhosti. Beton základu má výrazně sníženou pevnost, jsou v něm trhliny a plochy nespojitosti. Od r. 1998 bylo na zpevnění základu vypracováno několik posudků, studií a návrhů jak ze strany polských vysokých škol, tak i ze strany německých odborných firem. Základ byl dvakrát sanován a zesilován s cílem zvýšit konstrukční tuhost, sepnout a stabilizovat vzájemnou polohu nespojitých částí. Předchozí provedené úpravy se nepodařilo nárůst deformací omezit a nebylo je již možno dlouhodobě kompenzovat rektifikací. Navíc častá rektifikace portálových drah znamenala závažné ztráty v produkci továrny. Vedení koncernu ALSTOM Power Generation AG stálo před rozhodnutím, zda základ ještě jednou sanovat, nebo stroj demontovat a v továrně v Elbląg zrušit výrobu. Toto by mělo závažný dopad na zaměstnanost ve městě a celém regionu.

Hodnocení příčin závad

Technický stav konstrukce základu

Na základě dostupných podkladů jsme vyhodnotili technický stav konstrukce základu jako žalostný. Konstrukce vykazovala výrazné snížení smykové a ohybové tuhosti. Skutečná kvalita betonu kolísala od B15 po B35, přičemž projekt předepisoval B35. Došlo k separaci

v horizontálních pracovních sparách, v příčném směru byl základ potrhán svislými trhlinami na bloky délky asi 1,50 m až 2,50 m. Do trhlin pronikla olejová řezná emulze. Hydroizolace vany byla poškozena a trhlinami v základu pronikala do technologických prostor uvnitř základu podzemní voda.

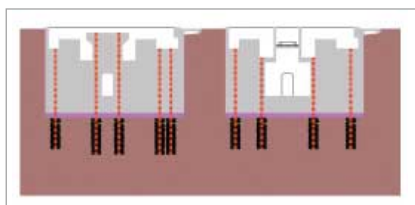
Geologický profil v lokalitě

Město Elbląg se nachází na východním okraji delty řeky Visly na pobřeží Baltského moře. V celé oblasti je geologická skladba monotónní – pokryvné souvrství rašelin a náplavových hlín mocnosti do cca 5,0 m je nepropustné a „plave“ na zvodnělém souvrství jemných říčních a mořských písků se štěrskem. Povrch terénu je cca +1,0 až +1,50 m nad mořskou hladinou. Pevný podklad pod písčitou vrstvou je tvořen tuhými morénovými hlínami s obsahem štěrku a skalních úlomků. V této oblasti i běžné obytné budovy nad dvě podlaží se zakládají na pilotách. Je s podivem, že místních poměrů znalá projekční firma řešila základovou konstrukci plošným založením. Plošné založení v daných podmínkách lokality je zcela nevhodné a nevyhovující.

V lokalitě továrny má spodní voda výraznou napjatost – naražená hladina je v hloubce cca –5,50 m, ustálená v hloubce –1,50 m až –2,00 m pod podlahou haly. Blízká vodoteč a mořské pobřeží je příčinou velké cirkulace podzemních vod. Základová spára se nachází v souvrství zvodnělých jemných písků vysoce náchylných ke ztekucení. Vrstva písků pod základovou spárou má nestejnou mocnost: od 2,1 m do 5,2 m. Základ byl zhotoven v otevřené jínce pažené štětovnicemi. Závažnou chybou bylo, že v části obvodu základu štětovnice nedosahovaly svými konci ho úrovně podložních morénových hlín a neuzavíraly zvodnělé pisky základového podloží proti volnému proudění podzemní vody. V jínce byla po dobu stavby snížena hladina vody cca o 6,5 m a v písčitém podloží došlo k projevům sufoze. Podložní vrstva pode dnem základové vany byla zhotovena z lomového kamene a hrubého štěrku. Toto opatření výrazně zvýšilo projevy sufoze, kdy pod dnem základové vany docházelo k procesu vplavování jemných zrněk písku do volných mezer mezi kameny.

Návrh sanačních opatření

Investorovi bylo navrženo jako jediné možné a optimální řešení podepřít základovou konstrukci vhodným počtem pilířů zhotovených metodou trykové injektáže (dále jen TI). Pilíře TI byly doporučeny o průměru cca 0,80 až 1,0 m, prováděné technologií M1, dlouhé tak, aby jejich kořeny byly do morénových hlín zapuštěny minimálně 5,20 m až 6,50 m. Dle průběhu horizontu morénových hlín byly pilíře



Obr. 2: Schéma příčných řezů základem s umístěním vrtů a podpěrných pilířů TI

TI navrženy v délkách 10,00 m, 11,00 m a 12,50 metrů. Půdorysné rozmístění pilířů TI pod základem bylo řešeno v závislosti na prověřených deformačních parametrech zkušebních pilířů TI a na konstrukčním uspořádání základu. Umístění pilířů pod základem bylo rovněž závažně ovlivněno i technickými a technologickými možnostmi vlastního obráběcího centra i požadavky investora na vlastní realizaci sanačních prací. Schéma umístění pilířů TI v příčném řezu základu ukazuje obr. 2.

Zkoušky deformačních vlastností a únosnosti pilířů TI

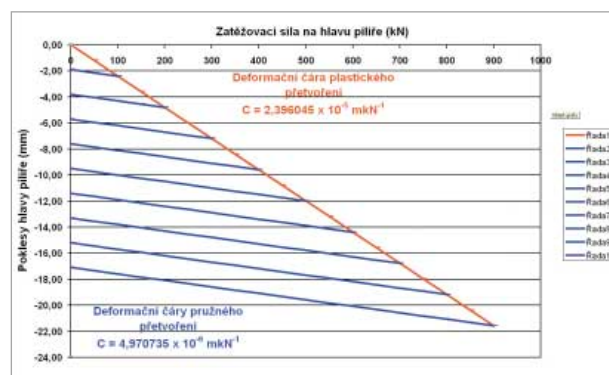
Vlastnosti pilířů TI byly ověřeny zatěžovacími zkouškami na pěti zkušebních pilířích, zhotovených přímo na místě v blízkosti základu

(obr. 3). Konstrukční uspořádání a provedení pilířů bylo řešeno zcela identicky s pilíři pod základem. Hlavy pilířů TI byly v hloubce –7,50 m pod povrchem, délky odpovídaly projektovaným délkám, materiál i technologie provedení byly shodné s projektem. Přenos zatížení na hlavy pilířů byl zajištěn speciálně zhotovenými ocelovými sloupy



Obr. 3: Zatěžovací zkouška zkušebního pilíře TI

v pažených vrtech. Zatěžovacími zkouškami byly zjišťovány deformační a pevnostní parametry pilířů TI a jejich materiálu. Důležité bylo ověření technologie provádění a časových snímků prací. U pilířů se prokázaly příznivé deformační vlastnosti a vysoká únosnost. Při zatížení 900 kN bylo sednutí v hlavě cca 16 mm až 32 mm, se zpevňujícím průběhem vývoje deformací. Optimalizované deformační charakteristiky pilíře TI jsou zachyceny na obr. 4.



Obr. 4: Optimalizované deformační charakteristiky na hlavě pilíře TI

Provádění zkušebních pilířů TI a zatěžovacích zkoušek probíhalo ve vstřícné spolupráci mezi zúčastněnými firmami: Amberg Engineering Brno, a. s. – řešitelem úkolu a nositelem zakázky, Soletanche ČR, s. r. o. – zhotovitelem pilířů TI, Soletanche Polska Sp. z o. o. – zajišťovatelem servisních prací, a GEOtest Brno, a. s. – zkušebníkem.

Projekt sanace základu

Zkouškami zjištěné parametry pilířů byly užity jako vstupy pro matematický model, jehož výsledkem byl definitivní návrh soustavy pilířů TI. Projekční řešení sanace obsahovalo podchycení základu 85 ks pilířů TI o jmenovitém průměru 1,00 m a délkách od 10,0 m do 12,5 m. Realizační práce byly z důvodu přesouvání portálů stroje rozčleněny do 3 etap. Podmínkou investora bylo, aby sanační práce probíhaly bez přerušení výroby na okolních strojích a zařízeních umístěných ve výrobní hale. Vrtání otvorů do betonu muselo být zajištěno bezotřesovým způsobem. Projektant musel smluvně garantovat nezhoršení špatného technického stavu základu otvory vrtů, vyřešit zamezení průniku podzemní a technologické vody do vnitřních prostor základu, vyřešit zajištění téměř absolutní čistoty během vrtání a provádění injekčních prací. Je nutno zdůraznit, že ve výrobní hale továrny je důsledně zajišťován úklid a dodržována čistota, které lze dát přívlastek „nemocniční“. Důsledné zajištění čistoty a ochrana nedemontovaných částí stroje před znečištěním po celou dobu prací byly požadovanými prioritami ze strany vedení



Obr. 5: Vrtací práce v železovém betonu základu prováděné pracovníky společnosti Zakládání staveb, a. s.

továrny. Jakákoliv ponechaná zrnka písku a prachu v hale by mohla závažně poškodit přesné kontaktní plochy loží obráběcích strojů, břitů obráběcích nástrojů i obrobené plochy výrobků.

Realizace

Na základě předložených výsledků zkoušek a vypracovaného projektu sanace se představitelé koncernu ALSTOM Power Generation AG rozhodli sanaci základu uskutečnit. Realizace sanace proběhla v dubnu až květnu 2002. Generálním zhotovitelem a zajišťovatelem servisu byla za polskou stranu Soletanche Polska Sp. z o. o., za českou stranu hlavním dodavatelem, garantem projektu a prací byl Amberg Engineering Brno, a. s., zhotovitelem pilířů TI byla Soletanche ČR, s. r. o., a jejím subdodavatelem pro vrtání potřebných otvorů do betonu základu bylo Zakládání staveb a. s. Maximální délka všech stavebních prací v továrně – přípravných, realizačních a úklidových – nesměla překročit limitních 39 dní.

Sanační práce ve zjednodušení zahrnovaly odkrytí betonové konstrukce základu, vytyčení polohy vrtů, zakrytí všech ploch základu a nedemontovaného technologického vybavení centra proti znečištění, zhotovení pracovních plošin a lešení, vrtací práce, injekční práce TI, vložení armokošů do vrtů, provedení dodatečné těsnicí injektáže vrtů, úklid. Pro zajištění čistoty byly při vrtání a TI nasazeny na ústí vrtů vaničky, do kterých se jímá výplach a přebytečná injekční směs s následným odčerpáváním do kalových jímek mimo halu. Vrtý do betonu o průměrech od 132 mm do 143 mm byly



Obr. 6: Realizace pilíře tryskové injektáže prováděná pracovníky společnosti Soletanche ČR

vrtány jádrovými korunkami s vodním výplachem, viz obr. 5. Vrt pod základem a tryskání pokračovalo vrtačkou MINIFOR Soletanche (obr. 6.) s třístupňovým dlátem průměru 132 mm s výplachem cementovým mlékem o tlaku 10 MPa, popřípadě s předřezem. Pilíře TI byly prováděny vzestupně tech-



Obr. 7: Zesílení pilíře tryskové injektáže a vrtu v betonu základu vloženým armokošem

užit byl tryskací monitor se dvěma protilehlými tryskami průměru 2,40 mm a injekční tlak 42 MPa při kroku zdvihu 3,5 cm s přerušením 9–10 sec a rotací 1,5 otáčky na krok. Spotřeba injekční směsi byla cca 800 l na metr délky pilíře. Zhotovení každého pilíře TI bylo průběžně monitorováno zařízením PILOT SF 020 a nivelací. Ihned po zhotovení každého pilíře byl do vrtu osazen armokoš ze čtyř prutů průměru R20 mm, dosahující do hloubky 7,00 m pod úroveň základové spáry (obr. 7). Vyztužení pilířů armokoši se významně osvědčilo. Hlavním cílem bylo



Obr. 8: Průběh sanací střední části základu



Obr. 9: Digitální vodováha NIVELTRONIK – zařízení pro měření nerovností portálových drah s přesností 0,001 mm