

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:

**Těžba břidlic drapákem Stein ve dně
Vltavy, k článku Podchod trasy metra
pod Vltavou v úseku IV. C1 (II.)**

Foto: Ing. Libor Štěrba

Překlady anotací:

Mgr. Klára Ouředníková

Ročník XIV

3/2002

Vyšlo 31. 10. 2002

v nákladu 1200 ks

MK ČR 7986

ISSN 1212 - 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2002 je cena časopisu 70 Kč.

**Roční předplatné 280 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

- Pražské geotechnické dny 2002 **2**
Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc.
- Evropské normy pro geotechniku **11**
– zasedání technické komise v Helsinkách
RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.
- Administrativní komplex v pražském Karlíně před a po povodni **33**
Ing. Martin Čejka, Zakládání staveb, a. s.

TEORIE A PRAXE

- Staré ekologické zátěže na území ČR **6**
a problematika ukládání radioaktivního odpadu
Ing. Jiří Košťál, Phd. student na katedře geotechniky Fakulty stavební ČVUT
- Zatěžovací zkoušky vrtaných pilot **18**
Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., FG Consult, s. r. o. Praha

DOPRAVNÍ STAVBY

- Podchod trasy metra pod Vltavou v úseku IV. C1 (II.) **12**
Ing. Jiří Mühl, Zakládání staveb, a. s.
- Těžba rýhy v řece pro levý traťový tubus **13**
Ing. Josef Kyncl, Zakládání staveb, a. s.
- Stabilizace levého traťového tubusu metra **15**
Vladimír Malý, Zakládání staveb, a. s.
- Řízená těžba štěrkopísků a břidlic pod hladinou Vltavy **16**
Ing. Martin Vinter, Gecom, spol. s r. o.
- Zatěžovací zkoušky pilot žel. mostu přes dálnici D8 **23**
na trati Ústí n. Labem – Trmice
Ing. Vojtěch Ježek
- Pilotové založení žel. mostu přes dálnici D8 **25**
na trati Ústí n. Labem – Trmice
Ing. Jaroslav Šajgal, Zakládání staveb, a. s.
- Pilotové založení žel. mostu **26**
přes dálnici D8 na trati Děčín – Oldřichov
Ing. Jan Horák, Zakládání staveb, a. s.
- Koridory sever **28**
Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.
- Modernizace trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany, přestavba mostu **29**
Ing. Jan Hrabánek, Zakládání staveb, a. s.

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

- Rekonstrukce velké plavební komory vodního díla v Roudnici n. Lab. **30**
Ing. Jaroslav Vrzák, Zakládání staveb, a. s.

Vážení čtenáři,
omlouváme se Vám za opožděné vydání tohoto čísla časopisu, které vzniklo v důsledku zaplavení naší hlavní budovy v pražských Modřanech při letošních povodních. Věříme, že naši omluvu přijmete s pochopením.

Za redakci Ing. Libor Štěrba

Pražské geotechnické dny 2002

AKTUALITY

Stejně jako v minulých letech se i letos v květnu (13. a 14.) setkala geotechnická obec při příležitosti konání Pražských geotechnických dnů. Jako každoročně byla organizátorem Stavební geologie – Geotechnika, a. s. ve spolupráci s Českou geotechnickou společností a Českým výborem pro mechaniku zemin a zakládání staveb. Hlavním tématem letošního semináře byly otázky související s aplikací mechaniky hornin pro podzemní stavby. V rámci Pražských geotechnických dnů byla též přednesena již desátá Pražská geotechnická přednáška na téma: Geotechnical Aspects of Tunneling Projects along the High Speed Rail Link Cologne – Rhein/Main (Geotechnická hlediska tunelových projektů na vysokorychlostní železnici Kolín – soutok Rýn/Mohan).

Přednáška byla mimořádně zajímavá nejen pro specialisty podzemních staveb, ale i pro odborníky z oboru zakládání staveb, neboť řada stanic i mostů podél této trasy byla budována v hlubokých stavebních jamách.

Novinkou letošních Pražských geotechnických dnů bylo vyhlášení Ceny akademika Záruby pro mladé geotechniky do věku 35 let. Seminář byl završen workshopem, který byl zaměřen na „Otázky geotechnického průzkumu pro projektování a výstavbu tunelů“.

Seminář

V rámci odborného semináře, který předcházela Pražskou geotechnickou přednáškou, byly předneseny referáty na tato témata:

- Mechanika hornin, současný stav oboru a odpověď na výzvy budoucnosti;
- Cíle podzemních laboratoří pro výstavbu podzemních úložišť radioaktivních odpadů;
- Možnosti a omezení matematického modelování při výstavbě tunelových staveb;
- Experimentální výzkum reologických vlastností hornin;
- Teoretický a experimentální výzkum vlivu tepla a vysokých tlaků na mechanické vlastnosti hornin.

Dále uvedeme stručný obsah některých výše zmíněných referátů:

Mechanika hornin, současný stav oboru a odpověď na výzvy budoucnosti (doc. ing. Karel Drozd, CSc.)

V tomto příspěvku přednášející ukázal na jednotlivé trendy ve vývoji mechaniky hornin za uplynulých téměř 40 let a upozornil na problémy, které mechaniku hornin čekají v blízké budoucnosti. Součástí příspěvku byl i přehled a hodnocení monotematických konferencí, pořádaných ISRM (International Society For Rock Mechanics) v letech mezi mezinárodními kongresy. Účastníci semináře také uvítali přehled kongresových sborníků dostupných v ČR.

Cíle podzemních laboratoří pro výstavbu podzemních úložišť radioaktivních odpadů (doc. ing. Alexandr Rozsypal, CSc.)

Přednášející se věnoval zvláštnostem mechaniky hornin při výzkumu, projektování a výstavbě podzemních úložišť jaderného

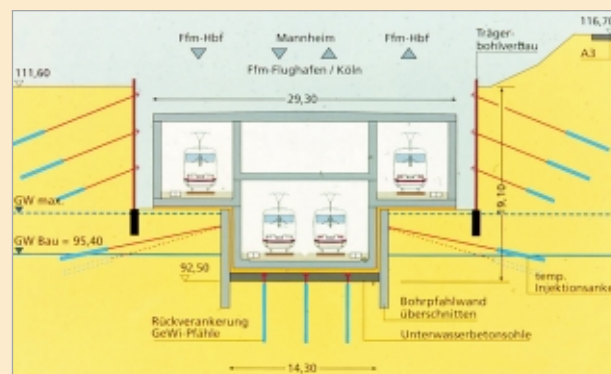
odpadu. Zaměřil se převážně na vysvětlení provázání účinků tepla, vody, vysokého a dlouhodobého zatížení včetně chemického působení na změny mechanických vlastností hornin. V příspěvku byl též uveden přehled výzkumů, které na toto téma probíhají nebo se připravují, a to jak v zahraničí, tak i v ČR.

Z výkladu vyplynulo, že nový požadavek na uchování schopnosti kdykoliv znovu vyjmout uložený jaderný odpad z hlubinného úložiště zpět na povrch výrazně posouvá problematiku podzemního úložiště z polohy geologické problematiky, ve které se dosud převážně nacházel, do problematiky inženýrské a geotechnické.

Možnosti a omezení matematického modelování při výstavbě tunelových staveb (Ing. Radko Bucek, Ph. D.)

V úvodu přednášky byly porovnány tunelovací metody využívající tuhé obezdívky s tunelovacími metodami používajícími obezdívky umožňující přetvoření. Pozornost byla věnována funkci stříkaného betonu a kotev při stabilizaci výrubu, opatřením používaných ke stabilizaci čelby a k omezení sedání terénu nad mělkými tunely a možnostem dimenzování primární a sekundární obezdívky.

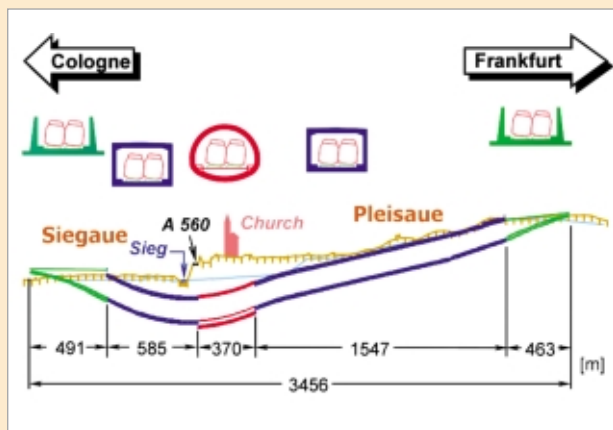
Hlavní téma přednášky bylo zaměřeno na skutečnost, že mate-



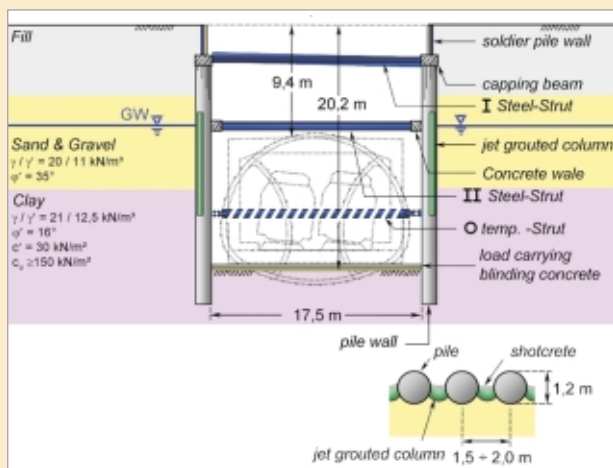
Obr. 1: Vzorový příčný řez řešení podchodu vysokorychlostní železnice pod dálnici u Frankfurtu



Obr. 2: Pohled do stavební jámy pro vysokorychlostní železnici u Frankfurtu



Obr. 3: Podélný profil podchodu vysokorychlostní železnice pod řekou Sieg a obcí Pleisaue



Obr. 4: Řešení stavební jámy vysokorychlostní železnice v hloubené části u obce Pleisaue

matické modelování deformační odezvy tunelového ostění a okolního horninového masivu na odlehčení výrubem má řadu omezení, která vyplývají z rozdílů mezi používanými konstitučními vztahy a skutečným chováním horninového masivu. V závěru referent zdůraznil, že bez možnosti korekce výsledků matematického modelování prostřednictvím přímých měření skutečného chování systému tunelové ostění-horninový masiv je třeba jeho výsledky brát vždy s určitou opatrností.

Pražská geotechnická přednáška

Geotechnical Aspects of Tunneling Projects along the High Speed Rail Link Cologne – Rhein/Main (Geotechnická hlediska tunelových projektů na vysokorychlostní železnici Kolín – soutok Rýn/Mohan.) (Prof. dr. ing. E. h. Manfred Nussbaumer, M. Sc.)

Jubilejní 10. Pražskou geotechnickou přednášku přednesl Prof. dr. ing. E. h. Manfred Nussbaumer, M. Sc. Profesor Nussbaumer je hlavní specialista a člen správní rady jedné z největších německých stavebních firem Ed. Züblin AG ze Stuttgartu. Popisovaný úsek vysokorychlostní železniční trati, který se v současné době dokončuje, spojuje dvě největší průmyslová německá centra – Porúří a Frankfurtskou aglomeraci.

Po celé své délce těsně sleduje dálnici A3 a vytváří centrální část evropské sítě vysokorychlostních železnic. Na trati se zhruba ve stejné míře střídají tunely, mosty a úseky vedené po povrchu. Pro čtenáře časopisu Zakládání staveb bude jistě nejzajímavější popsat část přednášky, týkající se hloubeného tunelu,

umožňujícího křížení vysokorychlostní železnice s dálničním tělesem u Frankfurtu.

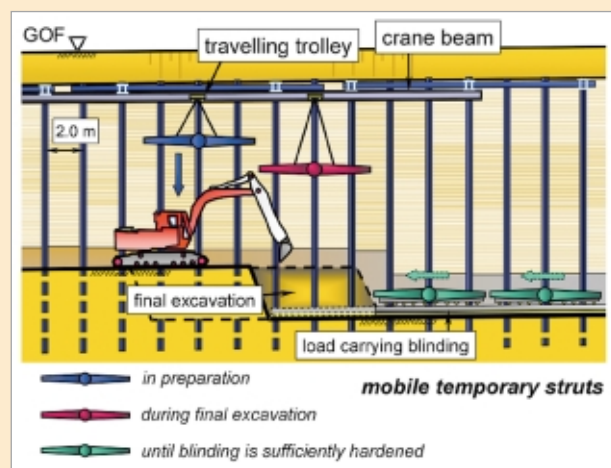
Příklad vzorového příčného řezu v tomto místě trasy je na obr. 1. Hlavní parametry hloubené jámy (obr. 2) byly tyto: hloubka až 28 m, šířka 33 m, délka 3 500 m, dno jámy bylo 6 m pod hladinou podzemní vody. Pro pažení bylo použito kotvené záporové pažení a pilotové podzemní stěny. Stabilita stěn a pažení byla zvyšována až šesti řadami kotev, každé o únosnosti 1 000 KN. Dalšími použitými prvky konstrukce byl vodotěsný beton a hřebíkové zeminy. Do hloubky cca až 20 m se střídaly vrstvy štěrku a písku. Pod úrovní 20 m se občas nacházely tenčí vrstvy hlinitého jílu.

Podchod pod dálnici byl prováděn raženým tunelem metodou NRTM. V hloubeném i raženém úseku byla aplikována observační metoda s využitím velmi komplexního systému kontrolního sledování.

Dalším inženýrsky velmi atraktivním úsekem, který byl na přednášce ukázán, byl podchod trasy železnice pod řekou Sieg a pod kostelem v obci Pleisaue (obr. 3).

Úsek pod kostelem v délce 370 m byl prováděn raženým tunelem a oba boční úseky v délce 585 a 1 547 m byly provedeny v hloubené jámě (na zajištění obou hloubených úseků se podílela společnost Zakládání staveb, a. s. – pozn. red.). Všechny tři úseky se zhotovovaly pod hladinou podzemní vody.

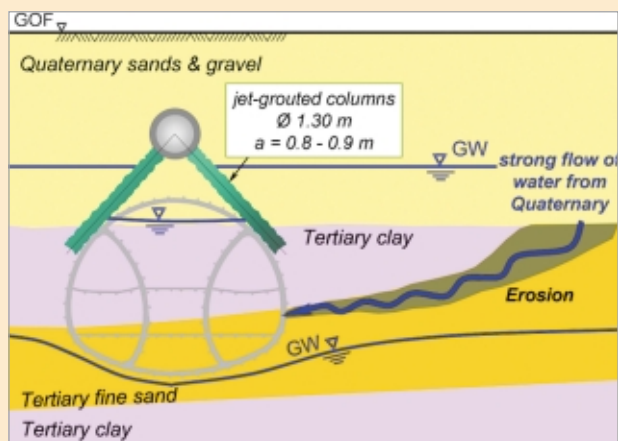
Příklad vzorového příčného řezu hloubeného úseku je na obr. 4. Během ražeb bylo používáno speciální posuvné mobilní ocelové rozepření, dimenzované pro různé fáze výkopu (obr. 5).



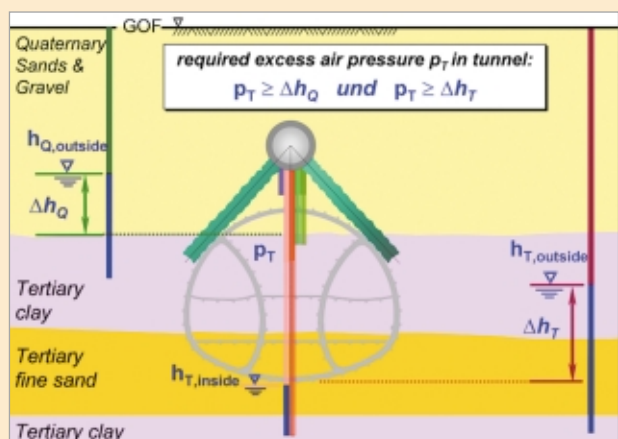
Obr. 5: Schéma těžebních prací v hloubené části u obce Pleisaue s využitím speciálního mobilního pažení

Značné geotechnické riziko představoval velmi originální způsob ražby tunelu pod hladinou podzemní vody. Vrchlák tunelu se zde nalézal v souvrstvích hrubozrnných kvartérních písků a štěrků plně nasycených vodou. Podstatná část tunelu byla v třetihorních jílech a ve dně se pak opět nacházely jemnozrnné třetihorní písky. Ražba tunelu se proto prováděla pod ochranou mikropilotového deštníku, zhotoveného tryskovou injektáží (obr. 6).

Dalším klíčovým nestandardním technologickým prvkem, aplikovaným při ražbě na tomto úseku, byl uměle udržovaný přetlak vzduchu, bránící vstupu vody do tunelu z propustných vrstev (obr. 7). Za použití komplexního monitorovacího systému umožnila tato technologie bezpečné projití vodou nasycenými vrstvami nesoudržných i soudržných hornin bez podstatného snižování původní hladiny podzemní vody. To by totiž mělo nepří-



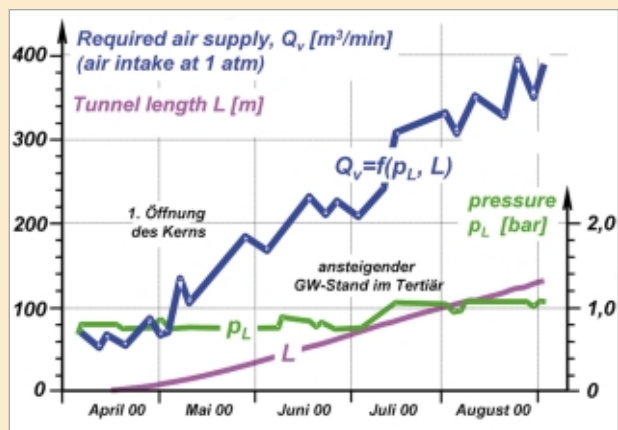
Obr. 6: Technologie mikropilotového dešťníku použita pro raženou část podchodu vysokorychlostní železnice u obce Pleisaue



Obr. 7: Princip využití přetlaku vzduchu při ražbě tunelu pod obcí Pleisaue

jatelný vliv na sedání kostela a ostatních objektů nadzemní zástavby. Jak ukazuje graf na obr. 8, byla použita technologie velmi náročná na zajištění dostatečného množství vzduchu čerpaného do tunelu. Při požadovaném konstantním tlaku (1 bar) v tunelu stoupalo množství vzduchu čerpaného do tunelu od cca 70 m³/min při zahájení ražby až na téměř 400 m³/min při jeho ukončení (obr. 8).

Jak už se stalo samozřejmostí, měla Pražská geotechnická přednáška vysokou odbornou úroveň. Letos seznámila českou odbornou geotechnickou veřejnost se špičkovými díly současného německého stavitelství v oblasti zakládání staveb a tunelů. Po deseti letech se tak Pražská geotechnická přednáška



Obr. 8: Vývoj spotřeby stlačeného vzduchu v závislosti na jeho tlaku a postupu ražby při ražbě tunelu pod obcí Pleisaue

úspěšně zařadila ke svým starším sestrám „Terzaghi lecture“ nebo „Rankin lecture“, které ve světovém měřítku každoročně informují o aktuální úrovni v oboru geotechniky.

Udělení Ceny akademika Quido Záruby

V rámci semináře byla také poprvé udělena Cena akademika Q. Záruby, která je určena mladým geotechnikům do 35 let za práce v oblasti geotechnického výzkumu, průzkumu i stavební praxe inženýrských staveb. Cenu od letošního roku udělují každoročně Česká geotechnická společnost, Česká asociace inženýrských geologů a společnost Stavební geologie – Geotechnika, a. s., která také celou akci zaštiťuje a sponzoruje.

Na cenu za práce provedené v roce 2001 byly letos předloženy celkem čtyři nominace. Nezávislá hodnotící komise vybrala



Obr. 9: Ing. Jan Novotný přebírá od zástupců České geotechnické společnosti a Stavební geologie – Geotechnika, a. s. Cenu akademika Záruby pro mladé inženýrské geology a geotechniky.

k ocenění práci ing. Jana Novotného na téma *Analýza vlivu vody na stabilitu svahu v jílovitých horninách* (obr. 9).

Spolu s diplomem převzal ing. Jan Novotný od Stavební geologie – Geotechnika, a. s. šek na úhradu členského příspěvku na letošní mezinárodní konferenci mladých geotechniků, která se konala letos v září v Dublinu.

Tato cena je samozřejmě otevřena i pro mladé geotechniky působící v oblasti zakládání staveb. Hodnotící komise proto vyzývá mladé inženýry i z této oblasti, aby jí ve smyslu pravidel pro udělování ceny předložili své práce za rok 2002.

Doc. Ing. Alexandr Rozsypal, CSc.,

Prague Geotechnical Days 2002

As it has been a tradition for several years, this year alike on May 13 and 14 the geotechnical community gathered on the occasion of Prague Geotechnical Days. This event was again organised by the SG – Geotechnika, a. s. Co. in co-operation with the Czech Geotechnical Society and the Czech Committee for Soil Mechanics and Foundation Engineering. The main theme of this year's seminar was the application of soil mechanics for underground constructions. During the Prague Geotechnical Days the 10th Prague geotechnical paper was also presented under the following title: *Geotechnical Aspects of Tunneling Projects along the High Speed Rail Link Cologne – Rhein/Main*.

Staré ekologické zátěže na území ČR a problematika ukládání radioaktivního odpadu

TEORIE A PRAXE

Staré ekologické zátěže představují v současnosti jedno z nejvýznamnějších ekologických rizik v ČR. Článek přináší informace o způsobu registrace kontaminovaných míst v ČR, jejich celkovém počtu, obecném postupu při jejich sanaci a výši předpokládaných nákladů se sanací spojených. V souvislosti s radioaktivním odpadem se článek věnuje otázkám jeho izolace a uskladnění v ČR a také budování podzemních laboratoří.

Odpady a jejich kontaminované vyluky, a to především od ekologických zátěží nedávné minulosti, představují v současné době jedno z nejzávažnějších ekologických rizik pro naše území. V první řadě se jedná o staré ekologické zátěže po působení sovětské armády, staré neřízené komunální skládky, skládky průmyslového odpadu (z chemické výroby, z rafinace ropy, úpravy rud včetně uranu), zátěže podloží strojírenských podniků, chemiček, hutí a železáren. Kroky vedoucí k sanaci starých ekologických zátěží vyplývají z usnesení vlády ČR č. 123/1993 a č. 810/1997.

V druhé řadě jde o nově budované skládky; v současné době dochází k celkovému nárůstu objemu odpadů, a tím i k nutnosti jejich následného odstranění. Jednou z nejpoužívanějších metod při zneškodňování odpadů je skládkování, které v České republice v roce 2000 představovalo 67 % celkové likvidace odpadů. Proto je nutné věnovat mimořádnou pozornost ekologickým dopadům skládek na životní prostředí.

Registrace kontaminovaných míst

Mezi nejkontaminovanější oblasti patří dřívější základny sovětské armády, jejichž kompletní registrace spolu se záznamy o sanačních postupech je uložena na MŽP ČR. Místa, která byla kontaminována bývalou Československou lidovou armádou (ČSLA), jsou registrována na Ministerstvu obrany a jejich regionálních institucích (VUSS – Vojenská ubytovací a stavební správa). V současné době se začíná budovat nový koncept registrací starých zátěží pomocí Geografického informačního systému (GIS). Centrální registrace kontaminovaných oblastí, včetně hald a skládek, je řízena odborem ekologických škod MŽP pomocí databáze Systému evidence starých ekologických zátěží (SESEZ), která je tvořena daty od roku 1996. Do dnešní doby bylo v této databázi zaregistrováno 861 kontaminovaných míst, 702 skládek včetně popisu 6000 vrtů a studní.

Fond národního majetku (FNM) má vlastní registr kontaminovaných lokalit. Jedná se pouze o lokality, jejichž remediaci bude financována z prostředků FNM, respektive které byly privatizovány podle zákona č. 92/1991, nebo o kontaminované oblasti, o jejichž sanaci a financování ze zdrojů FNM požádaly podniky, které byly zprivatizovány v druhé vlně kupónové privatizace (z roku 1992).

Z uvedených zdrojů byla zpracována mapa ČR (obr. 1), kde je zobrazeno 20 nejkontaminovanějších míst pro sledovaný prvek.

Celkový odhad kontaminovaných míst

Předběžný výsledek projektu (lit. 1) ukazuje, že v ČR se nachází přibližně 1 600 aktivních skládek, které jsou používány podle podmínek uvedených v zákoně č. 238/91 Sb. Odhadem existuje dalších 250 – 300 skládek, které jsou využívány bez speciálních, v tomto zákoně uvedených podmínek. Celkově bylo do roku 1998 uzavřeno 420 skládek, ale zároveň zde existuje dalších 2 500 – 4 000 skládek, které byly uzavřeny před platností tohoto zákona. Přesto nejvíce kontaminovaných míst tvoří skládky, kde byl nebo stále ještě je ukládán odpad ilegálně. Jejich počet je odhadován na více než 11 000.

V České republice bylo přibližně 60 oblastí, na kterých pobývala bývalá sovětská armáda, přičemž většina z nich je také kontaminována. U nejkontaminovanějších míst bude sanace ukončena do roku 2003. Celková finanční suma vynaložená v letech 1991 – 1998 na průzkum a sanaci míst po bývalé sovětské armádě v ČR byla větší než 890 milionů Kč. Pouze sanace dvou největších oblastí Mladá-Milovice a Ralsko-Hradčany bude trvat až do roku 2006 respektive 2008.

Osm velkých kontaminovaných oblastí po ČSLA armádě, které byly odevzdány do civilního využití, má být sanováno mezi lety 2000 – 2005. Pět dalších míst, které jsou a budou využívány Armádou ČR, bude také sanováno v letech 2000 – 2005. Zároveň zde existuje mnoho malých kontaminovaných oblastí po ČSLA armádě, které budou ohodnoceny a dle stupně bezpečnosti postupně sanovány.

Pokud jde o FNM, ten vyhodnotil a zaregistroval v letech 1991 – 1997 přes 300 kontaminovaných oblastí.

Odhad nákladů na budoucí sanace

Dřívější sovětské základny: nejdříve bude sanováno devět nejkontaminovanějších míst, plánovaná cena na sanaci bude přes 469 milionů Kč, většina těchto prostředků bude směřována na lokality Milovice-Mladá (objekty a letiště) – 102,9 mil. Kč



Obr. 1: Mapa kontaminovaných míst ČR

a Ralsko–Hradčany letiště – 299,78 mil. Kč.

Náklady na sanaci míst po bývalé ČSLA se i přes značné úsilí autora článku nepodařilo do doby vyjití článku zjistit.

Celková cena na sanaci oblastí, které spadají pod financování FNM, bude větší než 60 miliard Kč.

U deseti procent starých ekologických zátěží byly odhadnuty náklady na sanaci na více než 1 milion Kč. Cena u 50 případů byla odhadnuta na více než 500 milionů Kč a u deseti případů na více než 1 miliardu Kč.

Do roku 1997 bylo na sanaci vynaloženo 3,3 miliard Kč.

Sanace kontaminovaných míst

Při vlastní sanaci kontaminovaných míst existují dvě možnosti, jak postupovat: (1) odizolování kontaminované oblasti nebo (2) snížení míry kontaminace. V prvním případě se většinou používají svislé těsnicí bariéry (injekční clony, štětové stěny, trysková injektáž atd.). V druhém případě se pro snížení míry kontaminace většinou využívá čerpání s následnou úpravou vody nebo jiné, dnes nověji používané metody (biologická sanace, chemická desorpce, polopropustné bariéry ...).

Obecně platí, že celý proces sanace kontaminované oblasti má tyto fáze:

- Fáze průzkumná – zaměřená na získání informací o zdroji kontaminantů a jeho chemickém složení, o možném ohrožení okolního prostředí, respektive očekávaných interakcích mezi kontaminantem a životním prostředím.
- Fáze definování potenciálního nebezpečí – úkolem je definovat rozsah kontaminace a hlavně je v této souvislosti otázka, zda kontaminační mrak již dosáhl zvodně, pokud nikoliv – kdy k tomu dojde a jak vážné je ohrožení okolního prostředí. V této fázi zpracování se vychází z monitoringu a numerického modelu zkoumané oblasti.
- Fáze rozhodovací – stanovuje, zda je sanace kontaminované oblasti nutná, či zda stačí definování omezujících podmínek pro využití dotčeného území, nebo zda bude kontaminant izolován od širšího okolí.
- Fáze výběru nejefektivnější metody sanace – zahrnuje výběr různých typů svislých i horizontálních těsnicích bariér, optimální výběr sanačních metod a výběr odpovídající technologie.
- Fáze realizace sanačních opatření – zajištění dozoru, který umožňuje definovat kvalitu provedení.
- Fáze postrealizační – zahrnuje monitoring a umožňuje vytvoření zpětné vazby zejména pro numerický model.

Radioaktivní odpad

Radioaktivním odpadem se rozumí jakýkoliv materiál, pro který se neplánuje žádné další užití a jehož charakter a úroveň radioaktivity jsou takové, že z hlediska radiační bezpečnosti neumožňují jeho bezprostřední rozptýlení do životního prostředí. Producentem těchto odpadů nemusí být pouze jaderná energetika, ale i například zdravotnictví a některá další odvětví průmyslu.

Rozdělení radioaktivního odpadu

Podle intenzity záření a doby, po kterou toto záření trvá, je možné radioaktivní odpad rozdělit do tří skupin:

- **Nízkoaktivní odpad** (< 370 kBq/l) – tvoří asi 90 % veškeré produkce radioaktivních odpadů. Jedná se především o institucionální odpad, tedy odpad vzniklý provozem výzkumných a zdravotnických zařízení, zemědělských a potravinářských pod-

niků, dále je tvořen převážně zbytky z radioaktivních provozů, jako jsou kontaminované drtě, kovy, papírové a plastové obaly, nářadí a ochranné oděvy. Tyto látky obsahují poměrně malé množství radionuklidů a z tohoto důvodu není nutné tyto látky odstíňovat ani chladit a lze je ukládat do povrchových úložišť. Poločas rozpadu nízkoaktivních odpadů je zhruba 30 let.

- **Středně aktivní odpad** (370 – 37 GBq/l) – odpad, který nemůže být zařazen do kategorie nízkoaktivního odpadu, ale zároveň nevyžaduje speciální zacházení jako vysokoaktivní odpad. Při manipulaci a přepravě středně aktivního odpadu je nutné stínění, ale uvolňované teplo ze středně aktivního odpadu je malé. Za středně aktivní odpad lze označit především servisní materiály, jako jsou manipulační obaly jaderného paliva, konstrukční materiály palivových souborů, nečistoty ve formě kalů, náplně kolon chemické úpravy chladiv atd. Některé z těchto odpadů vyžadují trvalé uložení v hlubinném geologickém úložišti, v ostatních případech je možné použít úložiště povrchového typu.
- **Vysoce aktivní odpad** (> 37 GBq/l) – uvolňuje značné množství tepla, proto vyžaduje chlazení a stínění. Více než 90 % tohoto druhu odpadu tvoří vyhořelé palivové články z jaderných elektráren. Ty obsahují především štěpné produkty, vznikající ozářením jaderného paliva v reaktoru. Hlavním nebezpečím vysoce aktivních odpadů je velká koncentrace radioaktivních a extrémně dlouhodobých radionuklidů, s poločasem rozpadu sto tisíc i více let. Nejnebezpečnější doba je prvních zhruba 300 let. Z celkové produkce představují vysoce aktivní odpady poměrně malé procento (asi 1 %), ale obsahují 99 % veškeré aktivity. Trvalé uložení je možné pouze v hlubinném geologickém úložišti s dlouhodobou životností.

Pro názornost jsou v následující tabulce uvedeny poločasy rozpadů některých radionuklidů.

Radionuklid	Poločas rozpadu
Carbon-14	5730 let
Potassium-40	1,3 miliard let
Radon-222	3,8 dne
Rubidium-87	48 miliard let
Radium-226	1600 let
Uranium-235	700 miliónů let
Uranium-238	4,5 miliard let

Izolace odpadu

Nízko a středně aktivní odpady nejsou tak velkým nebezpečím jako například vyhořelé palivové články. Část těchto odpadů je zpopelnitelná, u nezpopelnitelného odpadu se co nejvíce zmenšuje jeho objem a uzavírá se do bezpečného obalu. Fixace těchto odpadů se provádí většinou „zacementováním“ do sudů. Po takto provedeném zabezpečení se odpad ukládá většinou do povrchových nebo podpovrchových úložišť. Vzhledem ke krátkodobé aktivitě těchto odpadů se úložiště po naplnění uzavřou a po dobu řádově desítek let se monitorují. Po této době se předpokládá, že nebudou dále ohrožovat životní prostředí.

U vysoce aktivních odpadů je nutná dlouhodobá izolace, vzhledem k jejich vysoké nebezpečnosti pro životní prostředí. Pro tento účel je nutné odpad uložit do hlubinného úložiště. Princip izolování odpadu v hlubinném úložišti je založen na multibariérovém

systému (obr. 2). Celý systém se skládá ze dvou základních částí:

- **přírodní bariéra** – geologické prostředí, které je volené podle místních podmínek jednotlivých států (granity, solné formace, jily)
- **inženýrská bariéra** – kromě kontejneru s odpadem především vícevrstvá bariéra na bázi bentonitu.

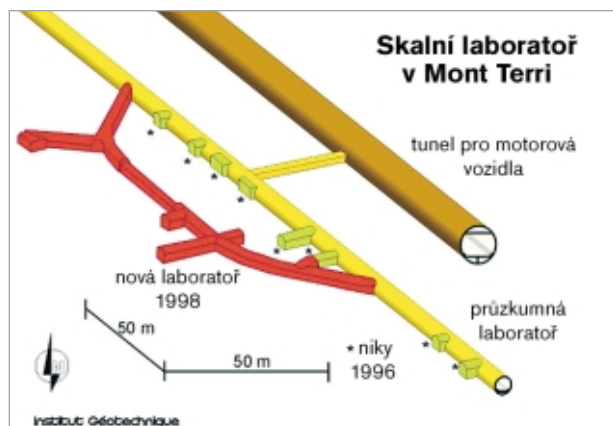
Přírodní bariéra – hostitelská hornina – by měla být pokud možno isotropní a homogenní, měla by se nacházet v geologicky stabilním masivu a měla by být co nejméně porušena trhlinami a plochami diskontinuit. Lze říci, že hlavními účinky na hostitelskou horninu vlivem uložení odpadu budou změny v napětí a působení podzemní vody spolu s teplotními změnami okolí.

Inženýrská bariéra – prvním stupněm inženýrské bariéry jsou skleněné matrice, do nichž je ukládán vysoce radioaktivní odpad při procesu zvaném vitrifikace. Takto upravený odpad již lze umístit do kontejneru. Výše uvedené počáteční bariéry mají za úkol zabránit úniku radionuklidů do životního prostředí a zároveň umožňují pohodlnou manipulaci. Kontejnery jsou vyráběny z uhlíkových nebo korozivzdorných ocelí, mědi nebo z jejich kombinace, využívá se i titanu či betonu. Při návrhu konstrukcí kontejnerů se uvažují jednak hlediska bezpečnostní (různé nehody), jednak hlediska související s co největší životností. V praxi to znamená co nejvíce oddálit a zpomalit korozi kontejneru. Po případném poškození kontejneru musí izolační funkci převzít další část inženýrské bariéry, tzv. geotechnická bariéra. Geotechnická bariéra se předpokládá na bázi bentonitů – ten byl zvolen na základě svých specifických vlastností a studia přírodních analogů. Bentonit má ve srovnání s ostatními materiály (např. beton, cement) nejstálější reologické vlastnosti – tzn. nemění své chování (vlastnosti) po dobu



Pohled od východu na oblast Grimselu, 1 – podzemní laboratoř, 2 – Juchlistock, 3 – Räterichboden See, 4 – Grimsel See, 5 – údolí Rhöny

Obr. 3: Podzemní laboratoř, Švýcarsko



Obr. 4: Podzemní laboratoř Mont Terri, Švýcarsko



Obr. 2: Princip multibariérového systému

tisíců let. Geotechnická bariéra musí splňovat funkce tlumicí, těsnicí, výplňovou a konstrukční. Jejím úkolem je zabraňovat pronikání podzemní vody ke kontejneru, migraci radionuklidů a zajistit dostatečný odvod tepla do hostitelského prostředí.

Podzemní laboratoře a jejich návrhy

Podzemní laboratoři se rozumí geotechnická, mechanická a chemicko-fyzikální laboratoř na místě, které bude svojí geologií velmi podobné místu, kde bude vytvořeno konečné hlubinné úložiště vysoce aktivních odpadů.

Hlavním důvodem pro vybudování podzemní laboratoře je potřeba získat informace o chování hornin ve velkých hloubkách, o metodách jejich průzkumu, o dlouhodobé stabilitě vyražených prostor a změnách vlastností hornin, plynoucích z uložení kontejneru s vysoce aktivním odpadem. V podzemních laboratořích se pak zkoumají jednotlivé technologie ražení s ohledem na co nejmenší porušení horninového masivu a také se provádějí všechna potřebná měření in situ ke zjištění dalších vlastností potenciální hostitelské horniny. Tyto údaje jsou velice potřebné pro návrh celého úložiště a také pro vstupní parametry k numerickému modelování úložiště. Ve světě dnes již existují podzemní laboratoře (obr. 3, 4); v České republice se v současné době o vybudování podzemní laboratoře stále pouze jedná.

Úložiště radioaktivních odpadů v ČR

Hlubinné úložiště radioaktivního odpadu moderního typu nebylo dosud vybudováno nikde na světě. Přehled úložišť v ČR spolu s přibližnými hodnotami objemu úložiště a uloženého odpadu je zobrazen v následující tabulce.

Úložiště	Hostim	Richard	Bratrství	Dukovany
Provoz	1959 – 1964 (1997)	1964 –	1974 –	1995 –
Objem úložiště pro ukládání odpadu (m ³)	200	16 170	270	55 450
Objem odpadu v současnosti (m ³)	200	2 700	240	1 500

Úložiště radioaktivních odpadů Hostim–Beroun

Prvním podpovrchovým úložištěm radioaktivního odpadu na našem území se stala část podzemního lomu Alkazar u Hostimi (okr. Beroun) v roce 1959. V roce 1964 bylo využití úložiště ukončeno. Uzavření úložiště, spočívající v několikanásobném zazdění vstupů, se v průběhu osmdesátých let projevilo jako nedostatečné proti násilnému vniknutí. Důkladnější uzavření úložiště bylo provedeno v roce 1997 zaplněním všech prostorů úložiště betonem. Vliv tohoto uzavřeného úložiště na okolní životní prostředí je pravidelně monitorován a je minimální.

Úložiště radioaktivních odpadů Richard

Úložiště radioaktivních odpadů Richard se nachází nedaleko Litoměřic, v komplexu bývalého vápencového dolu Richard II (v prostoru svahu vrchu Bídnice). Úložiště bylo vybudováno v desce jílovitého vápence teplického souvrství o mocnosti cca 5 m. Ukládací prostory jsou 70 až 80 m pod povrchem země. Nadloží důlního komplexu je tvořeno nepropustnými jílovitými slínovci o mocnosti přesahující 50 m. Podloží tvoří nepropustné jílovité slínovce a v celém prostoru pod úložištěm přesahuje mocnost těchto vrstev 50 metrů. Úložiště se nachází nad hladinou podzemních vod. V celém úložišti je vybudován drenážní systém s průběžnými retenčními jámkami a s centrální retenční jámkou. V současné době je zde uloženo více než 24 tisíc obalových jednotek. Odpady, které se zde ukládají, jsou plněny zpravidla do dvěstělitrových sudů. Některé typy odpadů se umísťují do stolitrových sudů a ty se poté vkládají do sudů o objemu 200 litrů; prostor mezi oběma sudy se zaplňuje betonem, čímž vzniká okolo sudu s odpadem 5 cm silná ochranná vrstva. Stěna vnějšího sudu je navíc z obou stran pozinkovaná a zvenku ještě natřená asfaltovým lakem. Sudy jsou ukládány do upravených komor, které vznikly při dolování vápence. Po naplnění je komora uzavřena mříží, která umožňuje ventilaci vzduchu. Sudy s odpadem obsahující izotopy plutonia a americia jsou, vzhledem k dlouhému poločasu rozpadu těchto prvků, umísťovány samostatně. V úložišti je stabilní teplota a vlhkost (10 °C a 95 % rel.).

Úložiště radioaktivních odpadů Bratrství–Jáchymov

Pracoviště Bratrství–Jáchymov je určeno výhradně k umísťování odpadů s přírodními radionuklidy. Toto úložiště je vybudováno v části opuštěných podzemních prostorů bývalého uranového dolu Bratrství. Úložiště bylo zkolaudováno a uvedeno do provozu v roce 1974. Pro ukládání byla upravena těžní štola a pět přilehlých komor s tím, že těžní štola o délce více než 385 m je obslužnou komunikací. Návaznost úložiště na stará důlní díla, kde byl těžen smolinec a kde jsou přítomny jeho nevytěžitelné zbytky, způsobuje výrazné zvýšení koncentrace radonu a dceřiných produktů v prostorách úložiště a tomu je nutné přizpůsobit provoz, monitorování i způsob ventilace.

Úložiště radioaktivních odpadů Dukovany

Úložiště Dukovany bylo vybudováno pro zneškodnění nízké a středně aktivních radioaktivních odpadů, které vznikají v jaderné energetice. Úložiště leží v areálu jaderné elektrárny



Obr. 6: Úložiště v areálu jaderné elektrárny Dukovany

Dukovany na katastrálním území obce Rouchovany v okrese Třebíč. V trvalém provozu je od roku 1995. Zatím jsou zde ukládány sudy s odpadem z jaderné elektrárny Dukovany, ale počítá se i s ukládáním nízké aktivních odpadů z provozu elektrárny Temelín. Celkový objem úložných prostor 55 450 m³ (více než 180 000 sudů) je dostatečný k uložení všech nízké a středně aktivních odpadů z obou elektráren, a to i v případě

prodloužení jejich plánované životnosti o 10 let. Úložiště je tvořeno 112 železobetonovými jámkami uspořádanými do dvou dvouřadů po 56 jámkách. Velikost jámky je 5,3 x 5,4 x 17,3 m. Případnému úniku radionuklidů do biosféry zabraňuje soustava bariér s dlouhodobou životností. Těmito bariérami jsou vhodná forma odpadu, stěna sudu, betonová výplň mezi jednotlivými sudy v jámce a vlastní jámka, která je po zaplnění uzavřena a chráněna před pronikáním vlhkosti. Doba kontroly povrchového úložiště Dukovany se odhaduje na 300 let.

Závěr

Z uvedeného rozboru starých ekologických zátěží a radioaktivního odpadu vyplývá potřeba řešení dané problematiky v nejbližších letech. Staré ekologické zátěže na území ČR ohrožují životní prostředí, a proto je nutné jejich vliv co nejvíce eliminovat. V současnosti již probíhá několik rozsáhlých sanací a v dohledné době by mělo dojít k likvidaci největších ekologických rizik. Uložení nízké a středně aktivních odpadů je v dnešní době na dobré úrovni a tyto odpady ohrožují životní prostředí minimálně. Otázky související s uložením vysoce aktivního odpadu se řeší stále jen v oblasti teorie, i když i zde se začínají rozvíjet první projekty. Jediné reálné řešení představuje vybudování podzemní laboratoře v co nejkratším časovém horizontu. Doufejme, že v dohledné době se konečně hnou ledy a dojde k urychlenému vyřešení otázky konečného hlubinného úložiště, která je nutným předpokladem bezpečného uložení vysoce aktivního odpadu, a tím k minimalizaci ekologických rizik pro životní prostředí.

Ing. Jiří Košťál,

PhD. student na katedře geotechniky Fakulty stavební ČVUT

Literatura

1) CCMS (1999), Report No. 203, NATO, Scientific Affairs Division, B-III0 Brussels, Belgium, 1235 pp.

Old ecological burdens in the Czech Republic and the issue of nuclear waste dumping

Old ecological burdens currently present one of the most serious ecological risks in the Czech Republic. The article provides information about ways of registering contaminated areas in the CR, their total number, common techniques for their sanitation as well as anticipated costs of this maintenance. In connection with nuclear waste the article pays attention to the questions of its isolation and storage in the CR as well as building underground laboratories.



Obr. 5: Mezisklad v areálu jaderné elektrárny Dukovany

Evropské normy pro geotechniku

– zasedání technické komise v Helsinkách

AKTUALITY

Technická komise CEN/TC 288 připravuje řadu evropských norem Provádění speciálních geotechnických prací. Článek seznamuje s aktuálním stavem tvorby norem pro geotechniku včetně dalších skutečností, které tuto práci provázejí.

Ve finských Helsinkách proběhlo koncem června 2002 už 11. výroční zasedání technické komise CEN/TC 288, která připravuje řadu evropských norem „Provádění speciálních geotechnických prací“. Zasedání zhodnotilo nejen celoroční práci jednotlivých pracovních skupin, ale i celkový stav v oblasti evropské normotvorby. Na přípravě jednotlivých norem se podílejí přední odborníci z členských států CENu, kteří spolupracují s experty z celého světa, kromě ostatních států Evropy hlavně ze Spojených států a Japonska. Během deseti let práce TC 288 vzniklo jedenáct pracovních skupin, které již zpracovaly nebo připravují celkem 12 evropských norem. K dnešnímu datu bylo vydáno následujících sedm norem:

EN 1536 Vrtané piloty,
EN 1537 Injektované horninové kotvy,
EN 1538 Podzemní stěny,
EN 12063 Štětové stěny,
EN 12699 Ražené piloty,
EN 12716 Trysková injektáž,
EN 12715 Injektáže.

Další norma EN 14 199 Mikropiloty je před dokončením, její schválení a vydání se podle plánu činnosti pracovní skupiny pro tuto normu předpokládá v roce 2003. V různých stupních rozpracovanosti jsou normy Soil nails, Deep mixing, Vertical drains, Reinforced fills. Ne u všech názvů lze do českého jazyka převést doslovný překlad, proto je uvádím v anglickém originálu a věřím, že i v češtině najdeme pěkné a přiléhavé názvy uvedených technologií.



Vydání těchto norem je připravováno na období po roce 2004. Schválením a vydáním evropských norem však práce jednotlivých pracovních skupin TC 288 ani jednotlivých národních technických komisí pro geotechniku nekončí. Evropské normy EN 1536 Vrtané piloty a EN 1538 Podzemní stěny, vydané v roce 1999 a 2000, byly ratifikovány již v roce 1997 a podle směrnic CEN je nutné po pěti letech existence provést



jejich přezkoumání. Nejspíše pro velmi krátké období platnosti uvedených norem, kdy všem uživatelům chybí zejména více praktických zkušeností s jejich využitím, byla hlasováním členských států schválena jejich platnost beze změn i pro další období. Bude ale pravděpodobně nutné vypracovat a schválit dodatky, které budou zahrnovat některé změny v důležitých normách souvisejících, zejména ČSN EN 206 Beton – část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. Bohužel ani CENu se nevyhýbá určitá zkosnatělost a pomalost v byrokratickém procesu, a proto příprava a vydání dodatků bude trvat nejméně další dva roky.

Prodlužování procesu přípravy norem se nevyhnulo ani vydáváním norem dosud schválených. Oproti předpokladu, že vydání nové normy od ustanovení pracovní skupiny, přes vypracování konečného návrhu normy po schvalovací proces nepotrvá déle než 5,5 roku, je skutečnost v současné době taková, že na jednu normu je potřeba let sedm. A více než polovina této doby připadá na proces spojený s jejím konečným schválením, překladem anglického originálu do dalších dvou jednacích jazyků (francouzštiny a němčiny) a vlastní vydáním tiskem.

Normy pro provádění speciálních geotechnických staveb mají jednotnou stavbu, ve které jsou některé kapitoly zcela shodné nebo se výrazně podobají. Proto je snaha o jejich harmonizaci. Nejdále se postoupilo u kapitoly 5 – Geotechnický průzkum, kde bylo projednáno již druhé znění návrhu jednotného textu. Nově se připravuje harmonizace kapitoly 11 – Zvláštní požadavky, která se zabývá bezpečností práce, vlivem prací na okolí a životní prostředí.

RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

Foto: autor

European geotechnical standards in year 2002

Technical committee CEN/TC 288 prepares the row of european standards Execution of special geotechnical works. The article acquaints with the actual situation of standards preparing including other actualities which accompany this work.

Podchod trasy metra pod Vltavou v úseku IV. C1 (II.)

DOPRAVNÍ STAVBY

V sérii následujících článků jsou kompletně popsány práce společnosti Zakládání staveb, a. s. na II. etapě podchodu trasy metra pod Vltavou. Jednalo se především o těžbu rýhy ve dně řeky, stabilizaci vysunutého tubusu kotevními branami a jeho podbetonování příčnými prahy, dotěsnění obou břehových jímek, obsypání tubusu kamenivem a štěrkopískem a jeho následné podinjektování jílocementovou směsí. Díky získaným zkušenostem všech účastníků stavby v I. etapě byly postupy prací na II. etapě v mnohém vylepšeny a zefektivněny. V tomto ohledu hrála významnou roli i úzká spolupráce s geodetickou službou.

Pravidelný čtenář tohoto časopisu si mohl o výstavbě metra pod Vltavou v úseku IV. C1 přečíst v časopise Zakládání 4/2001 ucelený blok článků, popisujících poměrně podrobně průběh návrhu technického řešení a dění na stavbě až po stabilizaci prvního – pravého – (povodního) tubusu.

A co je na této zajímavé stavbě k dnešnímu dni nového (tj. 09/2002)? Stalo se toho opravdu hodně, ale začněme pěkně po pořádku.

Po dokončení stabilizace pravého tubusu, vyčerpání a rozepření suchého doku v Troji následovala pro společnost Zakládání staveb, a. s. krátká přestávka, kdy vyšší dodavatel stavby připravoval po úsecích postupnou betonáží druhý železobetonový tubus. Zhruba od března 2002 zahájili pracovníci Zakládání staveb, a. s. zemní práce v řečišti s cílem rozšířit zářez vzniklý při těžbě pravého tubusu pro možnost vysunutí levého tubusu.

V květnu a červnu se postupně rozběhly práce na obou břehových jímkách a na přípravě stabilizace levého tubusu, přičemž postup prací vyžadoval opět plné nasazení stavebních kapacit na prakticky všech stavebních objektech.

Skladba prací při výrobě, vysouvání a stabilizaci prvního tubusu přinesla mnoho nových poznatků. Ne všechna technická a technologická řešení se však ukázala jako elegantní, někdy dokonce vůbec nesplnila vkládaná očekávání. A tak jarní měsíce letošního roku byly využity pro vyhodnocení původních a přípravu nových technických řešení a pracovních postupů.

Betonová směs pevnostní třídy C20/25, vyrobená dle speciální receptury tak, aby se nerozplavila při ukládání do vody, stejně jako navržený postup definitivního přikotvení tubusu do skalního podloží trubními mikropilotami jsou příklady řešení, která se osvědčila, a tak bylo rozhodnuto o jejich opakování i v případě prací na levém tubusu.

Naopak jako velmi komplikované a nečekanými obtížemi provázené se ukázalo podpírání tubusu geotextilními vaky plněnými betonovou směsí, které měly vyplnit prostor mezi dnem zářezu a spodní hranou vysunutého tubusu, a to až do výšky 60 cm. Vaky se ukázaly jako velmi náchylné na ztrátu své výšky zejména při plnění nad 40 cm; tehdy nestačily vyplnit potřebný prostor mezi dnem a tubusem, a bylo tedy nutno betonovat dva vaky na sebe, což vzhledem k obtížnosti celého pracovního postupu stavbu velmi zdržovalo a prodražovalo. Protože tlak směsi ve vaku nebylo možné objektivně měřit a veškeré odhady byly prováděny jen na základě znalosti množství uložené směsi, došlo v jiných případech při čer-

pání betonové směsi do vaku k jeho protržení (a následné likvidaci). Všechny uvedené komplikace vedly ke změně systému podepření levého tubusu. Namísto vaků byly použity geotextilní matrace, které po naplnění betonovou směsí vytvořily pod tubusem příčné úložné a zároveň těsnící prahy – celkem 6 ks, které rozdělily prostor pod vysunutým tubusem na sedm postupně injektovaných sekcí. Tyto matrace byly před betonáží osazeny na pryžovou vrstvu, která po následném plošném podinjektování celého tubusu samotuhnoucí suspenzí umožní mírnou deformaci od definitivního zatížení v tubusu. Tak bude zaručeno přizpůsobení tuhosti betonového prahu tuhosti uložení tubusu v jílocementové samotuhnoucí suspenzi a podchycení v celé ploše tubusu.

Další poučení přinesl vývoj kolem zemních prací v řečišti, kdy postup a fázování prací, stejně jako geodetické sledování prací a měření při dotvarování dna a svahů zářezu pro pravý tubus zaznamenalo poměrně velké těžkosti. Na základě těchto zkušeností byly stanoveny nové pracovní postupy (viz následující články), které přinesly uklidnění v průběhu těžby a hlavně očekávaný výsledek v podobě dostatečného předstihu před vlastním vysouváním. I díky tomu bylo možno práce podobného rozsahu jako v případě vysouvání pravého tubusu stihnou ve výrazně kratší plavební odstavce. Po úspěšném vysunutí levého tubusu, které prováděl vyšší dodavatel, byla uzavřena a dotěsněna obě čela stěn v jímkách na trojském a holešovickém břehu. Poté bylo v trojském suchém doku zahájeno čerpání a montáž rozpěrných rámců, zajišťujících stabilitu obvodových stěn čelního uzavření suchého doku v řece. Díky propojení obou jímek pravým, již stabilizovaným tubusem, kterým se mohli návštěvníci dne otevřených dveří této stavby v květnu 2002 projít pod Vltavou a který od té doby zůstal otevřený, bylo možno zčerpávat obě břehové jímky jedním čerpacím místem.

V souběhu s těmito pracemi byl zahájen zásyp obou tubusů třídním a netřídním štěrkopískem metodou usměrněného ukládání. Zásyp po horní hranu těchto železobetonových konstrukcí je nutnou podmínkou pro zahájení výplňových injektáží jednotlivých sektorů pod pravým tubusem.

Práce probíhaly dle plánovaného harmonogramu, ale celý postup prací změnily během několika dní srpnové povodně, které se dotkly prakticky všech stavebních objektů na podchodu řeky Vltavy a v jejím těsném sousedství. Obě břehové jímky byly zatopeny a zařízení staveniště bylo nutno v možném rozsahu evakuovat.

Na holešovickém břehu byla sice ve stavební jámě navazující na provozovanou stanici metra „Nádraží Holešovice“ nainstalována hradiidla a těsnění jako ochrana proti stoleté vodě; ta však byla bohužel překonána a i zde došlo k zatopení. Po částečném opadnutí vody se pracovníci stavby vracejí a začínají likvidovat následky záplav tak, aby bylo možno v nejkratším možném čase obnovit normální režim stavby a minimalizovat již i tak velké škody.

Ing. Jiří Mühl, Zakládání staveb, a. s.

Těžba rýhy v řece pro levý traťový tubus

V únoru 2002 byly zahájeny práce na těžbě rýhy v řece pro levý traťový tubus. Samotným pracím předcházela již od prosince 2001 řada výrobních porad, jichž se účastnili zástupci realizačních provozů, subdodavatelů a vedení společnosti Zakládání staveb, a. s., jejichž cílem mělo být stanovení jasné koncepce postupu prací II. etapy a návazností jejich jednotlivých fází. Dále byly řešeny nové problémy, jež vyvstaly ze skutečnosti, že pod hladinou Vltavy byl již zatažen a stabilizován pravý traťový tubus a že bylo změněno technické řešení stabilizace levého tubusu. Zvláštní důraz byl kladen na ochranu již položeného tubusu před jeho možným poškozením těžebními mechanismy, jejichž vzdálenost od tubusu se při těžbě rýhy u trojského břehu měla pohybovat jen kolem jednoho metru.

Výsledkem výrobních porad byl mimo jiné technologický postup těžby, který musel být schválen nejen objednatelem, ale také Státní plavební správou a Povodím Vltavy, jichž se prováděné práce na vodě bezprostředně týkaly. Zásadní změnou oproti pracím prováděným v I. etapě byl zvýšený důraz na kontrolu přesnosti těžby a již dopředu jasné postupy a podmínky prací, které měly být v průběhu těžby dodržovány.

Sklony svahů výkopu byly shodné s I. etapou 1 : 2 v břidlicích a 1 : 2,5 ve štěrkopískách. Hloubky výkopů se pohybovaly v rozmezí 10 m až 12,5 m od hladiny Vltavy. Veškerý vytěžený materiál měl být odtěžen v termínu od 1. 2. do 30. 5. 2002. Šíře dna výkopu byla s ohledem na zvolenou technologii zatahování tubusu stanovena na 12 m s výjimkou cca první čtvrtiny délky výkopu u trojského břehu, kde se trasy tunelů sbíhají a šíře výkopu ve dně zde byla menší.

Vytvoření sítě vázacích prvků

Vzhledem k tomu, že práce probíhaly za plného říčního provozu, byl příčný profil Vltavy rozdělen na tři přibližně stejné úseky o šíři cca 50 m. Během prací byl vždy jeden tento úsek ponechán plavbě (úsek u holešovického břehu nebo střední část profilu). Vzhledem k požadavkům Státní plavební správy bylo plavební dráhu vždy nutno označit bójkami a provést opravu plavebních znaků na blízkém železničním mostě v Tróji. Mezi další požadavky patřilo natření veškerých konstrukcí nad hladinou Vltavy reflexní



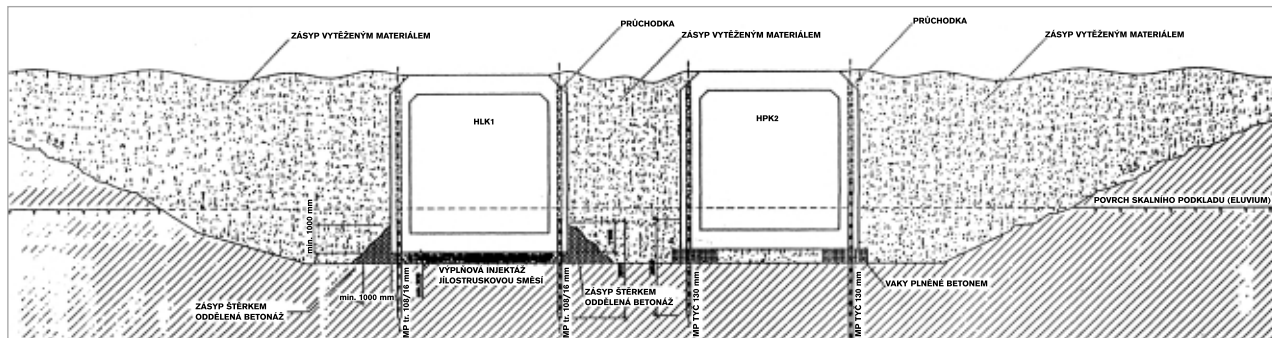
Osazování ochranné konstrukce tubusu, dobře patrná je síť vázacích larsen

žlutou barvou a jejich nasvícení za snížené viditelnosti.

Pro rychlou orientaci na vodě a možnost plánování postupu prací byla celá trasa výkopu rozdělena do patnácti kroků dopředu rozvrženou sítí vázacích prvků, jež tvořily dvojice štětovnic Illn, dl. 14 m. Tyto vázací štětovnice byly ze soulodí Jantar zaberaněny vibroberanidlem FK 40 do předem určených míst ve dně Vltavy s polohovou přesností do 0,5 m. Poté byly zpětně zaměřeny s přesností 3 cm. Takto vznikla síť vázacích a orientačních prvků známé polohy definující dané kroky těžby. Tato síť měla svou logickou strukturu, která vycházela z velikosti lodí, ze způsobu jejich vázání kolmo na podélnou osu tubusu, dosahu těžebních mechanismů, rozměru rýhy a zakřivení trasy výkopu. Jako další vhodná orientace na vodní hladině posloužila osazená ochrana tubusu, jež vyčnívala nad hladinu a tzv. tykadla – nažluto natřené ocelové trubky osazované na již zatažený tubus.

Těžba ve dně řeky a osazování ochranných konstrukcí tubusu

Po vytvoření popsané sítě vázacích prvků byla zahájena těžba štěrkopísků ve vzdálenosti cca 2/3 šíře říčního profilu od trojského břehu, s postupem těžby směrem k tomuto břehu. Pro těžbu byl používán těžební mechanismus UB 1412 s drapákem



Příčný řez oběma traťovými tubusy metra

Greif. Těžba štěrkopísků probíhala relativně rychle – 2/3 profilu za cca 14 dní. S vytěženým materiálem se nakládalo stejně jako v I. etapě (člun BPP 300, člun MO 634, vykládka na trojském břehu, odvoz na deponie).

Při přípravách na těžbu břidlic došlo poprvé k přerušení prací kvůli zvýšeným vodním stavům. Po návratu na vodní plochu se za relativně silného proudu začalo s osazováním ochranné konstrukce tubusu na již vysunutý pravý tubus, jehož instalace byla podmínkou pro těžbu břidlic. Konstrukce sestávala ze dvou částí, z nichž každá měla rozměry 5 x 12 m a hmotnost bezmála 11 tun. Vzhledem k značným rozměrům celé konstrukce a možným problémům s její dopravou i po vodní hladině, byly závěsné konzoly svařeny s ochranným rámem až na staveništi na trojském břehu. Následná manipulace s tímto kolosem byla však



Manipulace s vyváženou 11tí tunovou ochrannou konstrukcí

překvapivě jednoduchá a pro jeho osazování a postupné přesouvání při postupu těžby nebylo zapotřebí ani asistence potápěčů.

Po zdárném osazení ochrany tubusu se započalo s těžbou břidlic ve středním profilu toku za použití mechanizace Liebherr s drapákem Stein. Kubatura těžžených břidlic byla ve středním úseku objemově největší a těžba tohoto úseku tak trvala nejdéle. Navíc byla poloha břidlic zastížena, výše než uváděl původní geologický

průzkum. Přitom právě vytěžení břidlic ve středním úseku představovalo rozhodující fázi na cestě ke zdárnému dokončení zemních prací. Po dokončení těžby bylo nutné co nejrychleji dočistit již vytěženou část dna a plavební dráhu přemístit tak, aby práce mohly probíhat plynule dál při obou březích. V tomto období došlo podruhé k přerušení prací kvůli zvýšenému průtoku a střední část toku se tak musela čistit podruhé, nyní od naplavenin. Výsledky prvních kontrolních měření úrovně dna velkou lérrou (šíře 11 m) byly však příznivé, čímž se uvolnila důležitá střední část říčního profilu pro plavební dráhu a práce při obou březích mohly pokračovat s větším klidem. Další činnosti na těžbě se již odehrávaly v relativně rychlém tempu – vytěžená rýha včetně prvního kontrolního měření lérrou byla dotěžena 7. 5., tj. o asi tři týdny dříve než uváděl harmonogram prací. V tento okamžik již bylo jasné, že zasouvání tubusu se uskuteční až na počátku července.

Dokončení těžby rýhy

Asi tři týdny před zatažením tubusu se flotila Zakládání staveb, a. s. vrátila na staveniště a zahájilo se závěrečné čištění rýhy pomocí UB 1412 a drapáku Greif za současného měření velkou a malou lérrou. Polohy lodí byly jasně dány polohou vázacích larsen a dno výkopu bylo rozčleněno na sektory 3 x 3 m s přesně definovanými hloubkami ideální nivelety od hladiny. Stav hladin se kontroloval každý den na instalovaných vodočtech. Tímto způsobem bylo možné okamžitě v jakémkoliv kroku těžby kontrolovat potřebné hloubky v prostoru celého výkopu. V této době již prováděli pracovníci provozu injektáží Zakládání staveb, a. s. další práce související



Těžba břidlic drapákem Stein

s vybudováním vyrovnávacích betonových prahů a svislých tyčových kotev. Tato skutečnost poněkud zkomplikovala pohyby lodí na vodě.

Následovaly další práce před zatažením tubusu: otevření čel suchého doku a holešovické jímky a – v závislosti na změně projekčního řešení stabilizace tubusu – instalace speciálních zámků na připravený tubus pro propojení štětové stěny holešovické jímky. Tyto zámkové bylo třeba instalovat na zabudované plotny tubusu nejpozději do okamžiku zatápění suchého doku. Veškeré práce od těžby štěrkopísků až po demontáž čel, které byly nutné pro zatažení tubusu, proběhly v požadovaných termínech. Již zmiňovaná síť zaměřovaných vázacích prvků a dopředu připravené a rozmyšlené postupy prací umožnily provést těžbu rychleji a jednodušším způsobem, nežli v tom bylo u pravého tubusu. Přitom se vše odehrálo za kratší dobu, za použití menšího počtu těžebních mechanismů a bez zbytečného plýtvání službami geodetů a potápěčů.

Těsnění tubusu a zásypy

Bezprostředně po zatažení tubusu následovaly práce na stabilizaci tubusu a utěsnění břehových jímek. Zpětná instalace štětovnic čel suchého doku a holešovické jímky se stala skutečným technickým oříškem, a to zvláště na holešovické jímce, kde bylo úkolem zasouvat štětovnice do zámků pod vodou a spojit stěnu na třech místech tak, aby došlo k vodotěsnému obkrožení tubusu štětovou stěnou. Současně s těmito pracemi probíhaly obsypy tubusu tříděným kamenivem. Tubus se měl obsypávat do výše cca 1 m ode dna. Pro relativně přesné zásypy v hloubkách až 12 m pod hladinou Vltavy se zvolil již ověřený systém dopředu rozvržených a zaměřených vázacích larsen. Lodi se tak vázaly podél tubusu s tím, že podélná hrana člunu BPP 1000 (300) se pohybovala ve vzdálenosti 1–2 m nad hranou tubusu. Tříděné kamenivo o celkové kubatuře cca 700 m³ se sypalo řízeně násypkou pomocí běžného nakladače UNC. Po provedení těchto zásypů tak vznikly uzavřené sekce mezi vytěženým dnem a spodní hranou tubusu, ohraničené obsypem a betonovými prahy. Po dokončení zásypů tubusu štěrkopískem po jeho horní hranu budou tyto sekce připraveny pro podinjektování tubusu jílocementovou směsí, což je součástí nového technického řešení stabilizace tubusu. Celkem se jedná o kubaturu cca 18 000 m³ štěrkopísku z deponií v místě staveniště. Zásypy se provádějí ze člunů BPP 1000 (300) pomocí různých druhů nakladačů v předpokládaném denním objemu 1000 m³/den. Nové řešení stabilizace tubusu nedovoluje jednostranný obsyp, a zásypy tak musí být prováděny řízeně s max. rozdílem hladin zásypů 1 m podél tubusu.

Ing. Josef Kyncl, Zakládání staveb, a. s.

Stabilizace levého traťového tubusu metra

Na základě zkušeností se stabilizací pravého traťového tubusu uloženého pod úroveň dna Vltavy, byla technologie stabilizace levého tubusu upravena tak, aby se práce prováděné pod vodou urychlily a zároveň zefektivnily. Částečně bylo také pozměněno dotěsnění tubusu v místě jeho průniků do břehových jímek.

Přípravné práce před zatažením tubusu obnášely:

- Provedení dvanácti svislých tyčových kotev, na které je na třech místech nastavena ocelová konstrukce kotevních bran, které eliminují vztlakové síly tubusu. Tyčové kotvy prům. 32 mm jsou 4,5 m dlouhé, neinjektované, osazené pouze do cementové zálivky. Prováděny byly z lodi vrtnou soupravou Cassagrande M5 SD.
- Vyrovnání dna výkopu v řečišti betonem v místě šesti příčných prahů, na které měl být tubus uložen.
- Montáž zámečnických výrobků na konce tubusu pro dotěsnění v břehových jímkách.

Po zatažení tubusu a jeho usazení do břehových jímek byla provedena montáž kotevních bran, dvou u břehových jímek a jedné ve střední části tubusu, čímž byl tubus zajištěn proti vztlaku. Dále byla prováděna betonáž šesti příčných prahů sloužících jako podpěry tubusu. Betonová směs speciálně vyvinutá pro tento účel byla ukládána čerpadlem do textilních rukávů nahrazujících pod vodou bednění. Osazení textilního rukávu a technologie betonáže byla upravena tak, aby do vytvrdnutí betonové směsi byl zaručen kontakt mezi vyrovnávkou dna výkopu a dolní hranou tubusu.

Následně byly prováděny práce na dotěsňování tubusu v břehových jímkách. V trojské jímce bylo těsnění průniku tubusu a štětové stěny jímky provedeno betonem uloženým mezi stěnu jímky

a hradicí ocelové panely osazené mezi tubusem a železobetonovými pilíři čelní strany jímky. Betonáž se uskutečnila pod vodou obdobnou směsí jako příčné prahy. Současně s těmito pracemi probíhalo zasypávání tubusu po celé délce šterkopiskem.

Holešovická jímka byla dotěsněna štětovicemi. Před zatažením tubusu byly v místě navazujícím na štětovou stěnu navařeny zámkové štět-



Asistence potápěčů při kontrolním měření velkou lérrou



Kontrolní měření velkou lérrou

tovců, které se po usazení tubusu do jímky propojily štětovicemi III n se stěnou jímky, čímž vznikla celistvá vodotěsná stěna. Dotěsnění prostoru pod tubusem bylo v obou jímkách provedeno podlitím jílocementovou směsí, jehož přesné složení bylo určeno laboratoří Zakládání staveb, a. s. Další etapu stabilizace představuje podinjektování celého tubusu jílocementovou směsí vy-

vinutou na základě speciálních požadavků projektanta. Bude se provádět přes průchodky ve stěnách tubusu tak, aby byl zaručen kontakt mezi tubusem a dnem výkopu i po zatvrdnutí směsi po celé délce tubusu, tedy nikoliv jen v místech příčných prahů.



Práce na otevírání čela holešovické jímky, v pozadí soulodí provádějící vyrovnání dna výkopu v místě šesti příčných prahů

Po dokončení podlití bude tubus přes plnicí průchodky ve stěnách zakotven třinácti páry mikropilot 108/16 mm do dna výkopu. Mikropiloty budou provedeny obdobně jako tyčové kotvy technologickým zařízením kompletně osazeným na lodi. Po zhotovení mikropilot bude zásyp tubusu doplněn a urovnán. Tím bude dokončena dodávka prací Zakládání staveb, a. s. související s překonáním Vltavy mezi Holešovicemi a Trojou.

Vladimír Malý, Zakládání staveb, a. s.

Řízená těžba štěrkopísků a břidlic pod hladinou Vltavy

Poznámky k provádění výkopu pravého traťového tubusu metra v Zakládání 4/2001 jsem končil výzvou k využití všech – a nebojím se říci – i bolestných zkušeností k náležitému poučení. Dnes mohu s klidným svědomím prohlásit, že patřičné poučení z prací na pravém traťovém tubusu vyvodili všichni zúčastnění. Důkazem budiž prohlášení, že níže popsané úkony byly prováděny důsledně a bez výjimky podle předem připravených a stanovených zásad a postupů.

Vytyčování těžby

Ze strany geodetické přípravy byla opatření jednoznačná. Analýza původní technologie vytyčování těžby dna pro pravý traťový tubus ukázala, že se nejednalo o řízení, ale o jakési navádění. Vytyčením pozice lodě úloha geodézie skončila a rozměřování bodu těžby bylo ponecháno na posádce lodi a těžebního stroje. Neexistovala ani možnost přesné evidence vytěžených prostorů. Vše měla zachránit geodetická kontrola, která byla do okamžiku nasazení lery více než nejednoznačná. Proto bylo pro trasu levého tunelu navrženo několik koncepčních změn tak, aby posádka provádějící těžbu věděla vždy a okamžitě s dostatečnou přesností, kde těží a jak hluboko má těžbu v daném místě provádět. To měla zajistit jednak koncepce vytyčení opěrných pilířů do předem projektovaných pozic, zajišťujících optimální umístění lodí a pokrytí celého těženého



Holešovická jímka po zatažení tubusu a uzavření čela jímky

profilu, jednak rozdělení dna na očíslované segmenty pro jednoznačnou identifikaci každého těženého místa a usnadnění komunikace mezi partnery. Pro každý segment o rozměru cca 3 x 3 m byla vypočtena absolutní konečná výška. Po přesném zaměření skutečné pozice všech kotevních pilířů byly zpracovány nákresy s přesným okótováním vzdáleností mezi řídicími liniemi segmentů výkopu a nejbližším pilířem v příčném směru a nárožími přídě lodi v podélném směru. Pak již jen jednoduše měřitelný posun lodi podél pilířů a bagru podél čela lodi změnilo

předchozí tápání bagristy a jeho zařízení téměř v číslíkově řízený obráběcí stroj. Finální rozpracování této myšlenky mělo podobu formuláře provozního předpisu o těžbě štěrkopísků, resp. břidlic pro každé postavení lodi. Formulář obsahoval zmíněný nákres a tabulku pro vyplnění informací o těžbě v každém segmentu. Důsledné vyplňování takového formuláře bylo jednoznačným průkazem o provedení požadovaných prací na každém metru dna



Obsypávání zataženého tubusu tříděným kamenivem pomocí násypky do hloubky cca 10 – 12 m



Pohled na jedno z geodetických stanovišť, odkud se provádělo vytyčování a kontrolní měření na řece

výkopu. Dodržování správné hloubky těžby bylo zajištěno osazením pevných vodočtů na obou březích a vodočtu přenosného, umístěného na ochranném rámu pravého tubusu proti lodi, z níž probíhala těžba. Záznam o aktuálním stavu hladiny Vltavy byl součástí dat uváděných v protokolech o těžbě.

Kontrola dotěžení dna

Rozhodnutí o kontrole dna jedinou průkaznou metodou, tedy dotykovým měřidlem, bylo jednomyslné. Provozní kontrola těžby, nazývaná kontrola 1. stupně, byla provedena lérrou s kratším dotykovým ramenem po dotěžení každé třetiny z délky rýhy výkopu. Již měření uskutečněná po vytěžení první třetiny jednoznačně prokázala správnost použité koncepce řízení a provádění

těžby. Nedotěženo zůstalo méně než 10 % kontrolované plochy. Pro prokázání úplné stavební připravenosti dna kontrolou 2. stupně byla opět použita osvědčená tzv. velká léra. S její pomocí proběhlo postupně konečné dočištění celého dna v předpokládaném termínu.

Závěr

Na důsledné a úspěšné přípravě 2. etapy těžby se příznivě odrazila dobrá spolupráce všech zúčastněných složek. Ta se, pokud jde o naši stranu, projevila např. v tom, že náklady na provedení měření byly v této etapě ve srovnání s 1. etapou poloviční!

Ing. Martin Vinter, Gecom, spol. s r. o.

Foto na str. 12–17: Libor Štěrbá

Underpass of the underground line under the Vltava River in section IV. C1 (II.)

The works of the Zakládání staveb, a.s. on the II. stage of the underpass of the underground line under the Vltava River are described thoroughly in the series of successive articles. They deal mainly with the extraction of a trench in the river bed, stabilisation of a protruberant tube with the use of anchoring gates and its under-casting with humps, final sealing of both bank cofferdams, imbanking the tube with gravel and gravel sand as well as its subsequent under-grouting with clay-cement grout.

Owing to experience gained by all construction partakers in the course of the I. stage, the progress of works in the II. stage has been improved and more effective in many aspects. In this respect a close co-operation with the geodetical service also played an important role.

Zatěžovací zkoušky vrtaných pilot

TEORIE A PRAXE

V souvislosti s výstavbou rozsáhlých a náročných mostních objektů jednak na tratích ČD, jednak při výstavbě dálnice D47, ale i při stavbě okruhu kolem Prahy, bylo v poslední době realizováno několik zatěžovacích zkoušek vrtaných pilot. Jejich výsledky vedly většinou k hospodárnějšímu návrhu zakládání mostů, v některých případech však s ohledem na složité geotechnické podmínky na staveništi tento návrh v podstatě umožnily. V příspěvku jsou popsány zkušenosti s prováděním statických zatěžovacích zkoušek – typu MLT (se stupňovitým zatížením), s dlouhodobým zatížením, s instrumentací zkušebních pilot a s jejich vyhodnocením. Paralelně byly realizovány dynamické zkoušky pilot (DLT), a to buď následně na pilotách, na nichž proběhla zkouška statická, nebo na pilotách samostatných, přičemž se jednalo vesměs o piloty mimosystémové. Záměrem investora je následně zkoušet i piloty systémové, a to zkouškou DLT.

Železniční most SO 400 na přeložce trati Březno u Chomutova – Chomutov

Realizována byla mimosystémová zkušební pilota Z1 mezi budoucími mostními pilíři č. 4 a 5. Délka piloty byla 18,50 m, průměr 1,22 m, vrtána byla rotačně náběrovým způsobem pod ochranou průběžného pažení. Hlava piloty byla vytažena 0,5 m nad terén a opatřena ocelovým límcem. Pilota byla instrumentována pomocí strunových tenzometrů umístěných vždy ve dvojici na protilehlých stranách armokoše zkušební piloty, a to v pěti výškových úrovních. Geotechnický profil ve vrtu pro zkušební pilotu, jakož i umístění armokošů je na obr. 1. Vlastní statická zatěžovací zkouška byla plánována s max. zatížením $Q_{\max} = 8,0$ MN. Za tím účelem byl použit zkušební ocelový most typu „hříbek“, jehož schéma je na obr. 2. Ten byl přikotven do základové půdy pomocí osmi pramencových kotev 6xLp 15,5 mm délky 25,0 m s kořenem délky 8,0 m. Zkouška proběhla po 25 dnech od betonáže zkušební piloty s dobou trvání 31 hodin. Výsledky jsou přehledně uvedeny na obr. 3, z něhož vyplývá, že při



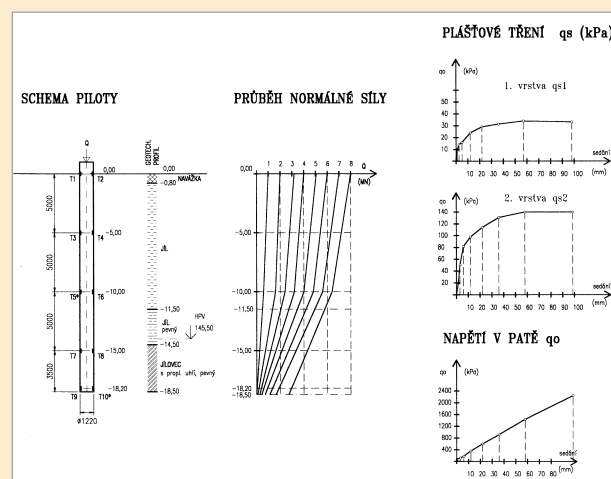
Sestava statické zatěžovací zkoušky piloty Z1 prům. 1500 mm (žel. most na trati Ústí n. Lab. – Trmice)

zkoušce bylo dosaženo směrné únosnosti (pro sedání hlavy piloty $s = 25$ mm), nebylo dosaženo ani meze zaboření, ani meze přetvoření.

V průběhu provádění statické zatěžovací zkoušky s rostoucím zatížením jsou v pravidelném intervalu pěti minut měřeny a zaznamenávány následující údaje:

a) Síla a deformace

- Velikost působící síly na hlavu piloty dvěma nezávislými způsoby, jednak měřením tlaku na vývodu z hydraulického agregátu automaticky udržujícího nastavený tlak, jednak pomocí tří elektronických dynamometrů C6 s kapacitou 5,0 MN.



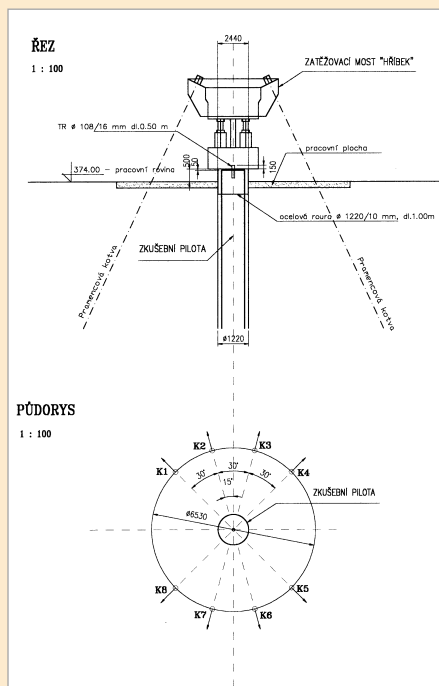
Obr. 1: Železniční most na přeložce trati Březno u Chomutova – Chomutov, schéma zkušební piloty Z1, její instrumentace a vyhodnocení tenzometrických měření

- Deformace hlavy piloty dvěma nezávislými způsoby, jednak pomocí čtyř elektronických indukčních čidel s kapacitou ± 50 mm s přesností odečtu 0,02 mm ukotvených do referenčního mostu, jednak pomocí přesné nivelace.

b) Frekvence kmitů struny ve strunových tenzometrech, kde signál je zpracován převodníky typu INS-01 s digitálními výstupy pro sběrnici RS485. Následně z naměřených velikostí poměrné deformace struny ε je pomocí známé (resp. předpokládané) velikosti modulu deformace (pružnosti) betonu E_b vypočítána velikost normálního napětí σ v příslušné úrovni betonového dříku piloty.

c) Teplota betonu v hlavě piloty (pomocný údaj pro event. korekci tenzometrických měření).

Vlastní statická zatěžovací zkouška probíhá se stupňovitým zatížením, přičemž vesměs po třech zatěžovacích stupních je volen stupeň odlehčovací pro stanovení podílu trvalé deformace na deformaci celkové. Zatěžovací stupně jsou voleny jednak s ohledem na celkové předpokládané pracovní zatížení piloty, jednak na zatížení pracovní, a volí se obvykle 10–15 % $Q_{\max}$.



Obr. 2: Schéma zkušební ocelové mostu typu „hríbek“ s kapacitou 20 MN

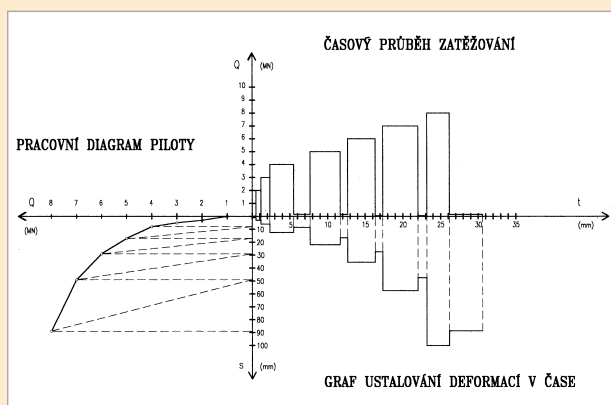
vyhodnocení je na obr. 1, z něhož vyplývá typický průběh plášťového tření pro tuhé jíly a pro jílovce a v podstatě lineární růst napětí na patě piloty v jílovcích.

Výsledky této statické zatěžovací zkoušky umožnily hospodárny návrh zakládání mostu.

Železniční most S0 256 přes dálnici D8 na trati Ustí n. Lab.–Trmice

Pro návrh zakládání tohoto mostu byly provedeny celkem čtyři mimosystémové vrtané piloty:

- a) Z1 prům. 1500 mm délky 25,0 m určená pro statickou zatěžovací zkoušku MLT s $Q_{\max}=9,0$ MN a následně pro zkoušku dynamickou (DLT),
- b) Z2 prům. 630 mm délky 30,0 m určená pro statickou zatěžovací zkoušku vodorovné únosnosti a následně pro zkoušku dynamickou (DLT),
- c) Z3 prům. 630 mm délky 30,0 m určená pro dlouhodobou (konsolidační) statickou zatěžovací zkoušku s konstantním zatížením 2,5 MN, následně pro zkoušku vodorovné únosnosti (spolu s Z2) a konečně pro zkoušku dynamickou (DLT),



Obr. 3: Železniční most na přeložce trati Březno u Chomutova – Chomutov, výsledky statické zatěžovací zkoušky piloty Z1

Výsledky průběhu pracovního diagramu piloty a průběhu normálního napětí v dřívku piloty dokonale popisují chování osamělé vrtané piloty a umožňují stanovit tzv. metodou přenosových funkcí (lit. 1, 2) závislosti růstu plášťového tření na sedání v jednotlivých vrstvách zemin podél dřívku piloty, jakož i závislost růstu velikosti napětí na patě na sedání piloty.

Příklad tohoto



Sestava pro dlouhodobou statickou zatěžovací zkoušku piloty Z3 (žel. most na trati Ustí n. Lab. – Trmice)

d) Z4 prům. 880 mm délky 27,0 m určená pouze pro zkoušku dynamickou (DLT).

Zkušební piloty situované do dvou lokalit zhruba v ose mostu (u pilíře – Z1 a Z4, u opěry – Z2 a Z3) byly vyrobeny 18.–26. 3. 2002 rotačně náběrovým vrtáním pod ochranou pažení pomocí spojovatelných pažnic příslušného průměru, zavrtaných na potřebnou hloubku do jílu tak, aby vrty byly v celém procesu instalace bezpečně stabilní. Piloty byly opatřeny armokoší dle projektu a vybetonovány betonem C25/30 s vodním součinitelem $v/c = 0,47$ se zpracovatelností danou sednutím kužele dle Abramse o velikosti 170 mm.

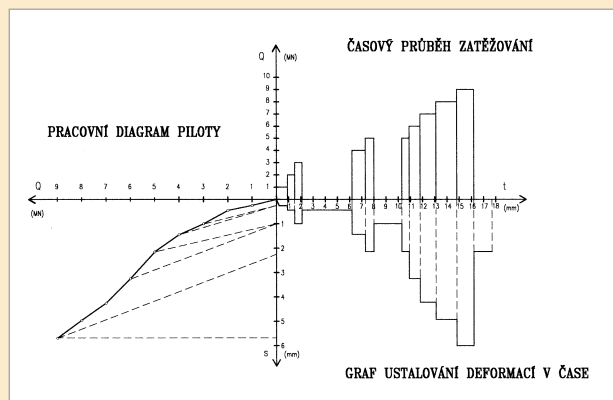
První **statická zatěžovací zkouška** proběhla na pilotě Z1, a to po 25 dnech po jejím zabetonování. Opět byl použit zkušební most typu „hříbek“ s celkovou kapacitou zkušební síly kolem 20 MN. Ta však byla limitována možnostmi kotvení mostu, jež bylo realizováno pomocí šesti kusů osmipramencových kotev celkové délky (v zemi) 30 m, s kořenem délky 8,0 m, se sklonem 22,5° od svislice. V oblasti paty piloty byla tedy vzdálenost kotvy od osy piloty kolem 13,0 m.

Geotechnický profil v místě piloty:

0,0–11,2: násyp (výsypka stáří kolem 30 a více let) – jíl plastický, tuhý;

11,2–12,2: hnědé uhlí rozpadavé, nezvodnělé;

12,2–26,2: jílovec zvětralý charakteru pevných jílu (R6, níže až R5).



Obr. 4: Železniční most SO 256 na trati Ústí n. Lab.–Trmice, výsledky statické zatěžovací zkoušky piloty Z1

Výsledky statické zatěžovací zkoušky jsou na obr. 4, kde je pracovní diagram piloty, graf zatěžování, jakož i graf ustalování deformací. Celková deformace při jednotlivých zatěžovacích stupních byla velmi malá, takže při dosažení $Q_{\max} = 9,0$ MN činilo celkové sednutí hlavy $s = 5,74$ mm, přičemž trvalá deformace po odlehčení byla pouze 2,31 mm.

Pružné složky deformací při zatěžovacích stupních 6,0 MN, resp. 3,0 MN činily 69 %, resp. 74 % celkového sedání, což znamená, že pilota se prakticky nedeformuje plasticky. To je jistě dáno především jejím 11,0 m dlouhým vetknutím do zvětralých jílovců, jež představují dostatečně únosné podloží. Nadložní jílové násypy (výsypka) se při této (krátkodobé) zatěžovací zkoušce vůbec neprojevily (např. často připomínaným fenoménem „negativního plášťového tření“), neboť celková deformace byla velmi malá a doba zkoušky velmi krátká. Proto byla navržena dlouhodobá „konsolidační“ zkouška na modelové pilotě Z3, jež měla dle původního záměru probíhat po dobu 2–3 měsíců.

Pilota Z3 profilu 630 mm, určená pro **dlouhodobou statickou zatěžovací zkoušku**, byla provedena dne 26. 3. 2002, její celková délka činila 31,5 m, z čehož v zemi bylo 30,5 m a hlava byla vytažena 1,0 m nad terén a opatřena rourou prům. 720 mm. Schéma piloty, její instrumentace, jakož i geotechnický profil je na obr. 5. Ve dnech 15.–16. 4. 2002 byla hlava piloty opatřena speciálním roznášecím ocelovým mostem dle schématu na obr. 6 a ve dnech 16.–17. 4. bylo na tento most navezeno postupně zatížení dosahující 2,55 MN. To se skládalo z 95 ocelových ingotů dl. 3,25 m příčných rozměrů 0,3/0,35 m v celkem 10ti vrstvách po 10 ks (v první vrstvě bylo 5 ks). Při této zkoušce byly v dohodnutých intervalech měřeny a zaznamenávány následující údaje:

- deformace hlavy piloty Z3 velmi přesnou nivelací ve čtyřech bodech rozmístěných po jejím obvodu, výsledky jsou na obr. 7;
- deformace hlavy piloty Z2 (nezatížená, vzdálená od piloty Z3 osově 1,80 m) za účelem stanovení vlivu event. poklesové kotliny vyvolané deformací piloty Z3, obr. 7;
- tenzometrická měření napětí v dřívku piloty, výsledky jsou na obr. 6.

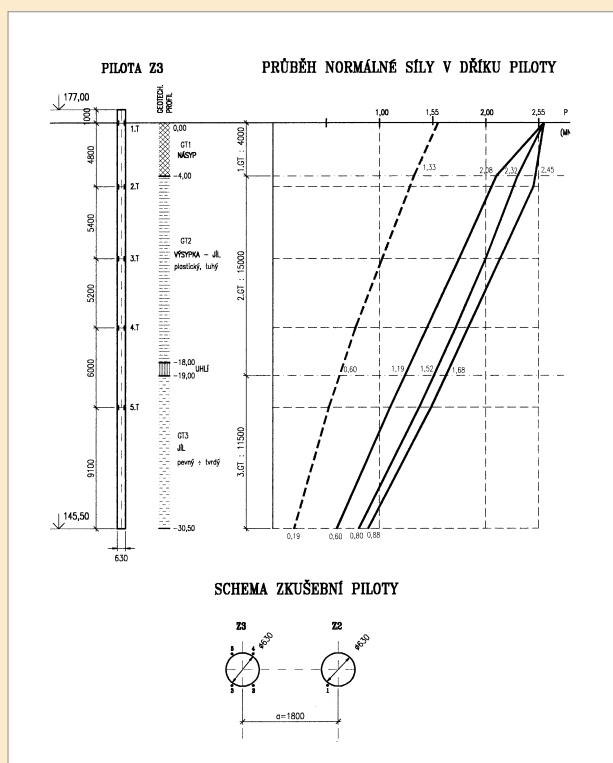
Z měření vyplývá, že „okamžité“ sednutí hlavy piloty $s = 5,32$ mm po vnesení celkového zatížení $Q_{\max} = 2,55$ MN vzrostlo v průběhu pěti týdnů na 7,13 mm, tj. o 34 %. Bohužel z důvodů urychlení výstavby mostu musela být zkouška ukončena dne 21. 5. 2002, tj. po 35 dnech, přičemž původně plánovaná doba trvání byla nejméně dvakrát tak dlouhá. Přesto tato ojedinělá zkouška ukázala velmi zajímavé výsledky:

- s postupujícím časem a se vzrůstajícím sedáním piloty (při konstantním zatížení) klesá postupně průměrná velikost tření na plášti v horní vrstvě násypu (GT1) o 79 % a výsypky (GT2) o 14 %, naopak plášťové tření roste v podložních zvětralých jílovcích (GT3) o 35 %;
- napětí na patě piloty vzrostlo s postupující konsolidací o 33 %;
- poklesová kotlina v okolí piloty Z3 je svým rozsahem velmi malá, tudíž smykový roznos napětí v okolí piloty je prostorově velmi omezen.

Dynamické zkoušky realizovala firma Duba Pile Control AG, a to dne 24. 5. na všech zkušebních pilotách. Princip zkoušky DLT, jakož i metoda vyhodnocení výsledků (CAPWAP) byla podrobně popsána v čísle 4/2000 tohoto časopisu (Masopust, 2000). Záznam provádění dynamických zkoušek je uveden v tabulce 1. V průběhu dynamické zkoušky nebylo snímáno okamžité vniknutí pilot při dynamickém zatížení, trvalá deformace byla

Pilota číslo (průměr/délka)	Úder číslo	Hmotnost závaží /t/	Výška pádu (m)	Měřená energie (kJm)	Trvalý vnik (mm)
Z1 (1500/25,2)	1	15,0	1,1	21	0
	2		1,31	47	(0,5)
Z2 (630/30,3)	1	7,3	0,72	13	0
	2		1,12	26	1
	3		1,52	41	(2)
	4		2,12	62	(2)
Z3 (630/30,5)	1	7,3	0,52	17	1
	2		1,12	24	1
	3		1,52	47	(1,5)
	4		2,12	65	(2,5)
Z4 (880/25,2)	1	7,3	0,52	8	0,5
	2		1,12	23	1,5
	3		1,52	37	(2)
	4		2,12	50	(2,5)

Tabulka 1: Dynamické zkoušky pilot na staveništi železničního mostu SO 256 na trati Ústí n. Lab.–Trmice



Obr. 5: Železniční most SO 256 Ústí n. L., Trmice, schéma zkušební piloty Z3, její instrumentace a vyhodnocení tenzometrických měření

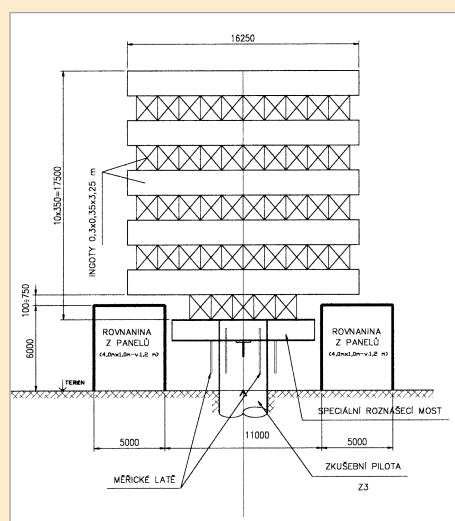
měřena prostou nivelací. S ohledem na délku zkušebních pilot a jejich vetknutí do zvětralých jílovců došlo při dynamickém zatížení k značnému příčnému kmitání pilot, jehož amplituda činila odhadem několik centimetrů, což mohlo mít za následek porušení železobetonového průřezu pilot prof. 630 mm, jež se projevilo netypickými výsledky dále popsané zkoušky na vodorovnou únosnost.

Plánovaná **statická zatěžovací zkouška na vodorovnou únosnost** modelových pilot Z2 a Z3 se bohužel uskutečnila až v závěru testování po provedení zkoušek dynamických, které s největší pravděpodobností negativně ovlivnily původní tuhost obou těchto pilot. Příprava na zkoušku, která se uskutečnila ve dnech 27. a 28. 5. 2002, spočívala v odkopání terénu mezi pilotami na

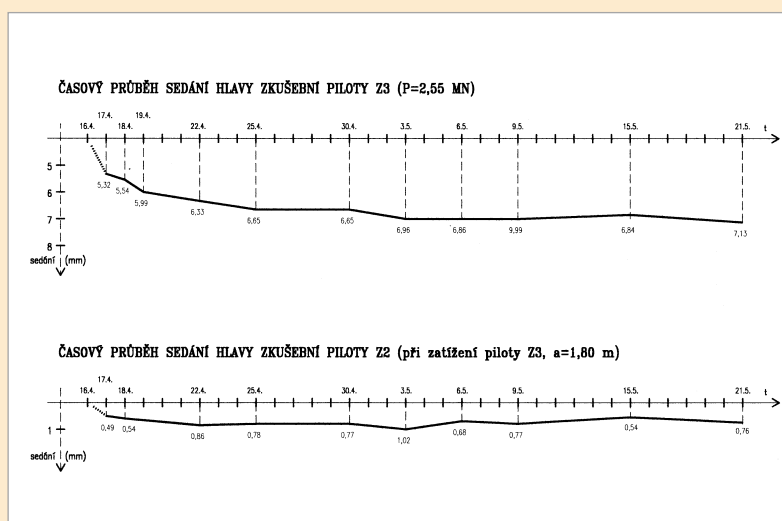
hloubku asi 0,30 m, tudíž hlavy pilot vyčnívaly nad terén o 1,30 m. Dále byly k pažnicím svisle přivařeny ocelové desky tl. 40 mm s výztuhami, jež sloužily jako opora lisu, který vyvozoval vodorovnou sílu rozpíráním obou pilot. Vlastní zařízení se skládalo ze dvou kulových kloubů, ocelových rozpěr, lisu s kapacitou 0,8 MN a zdvihem 150 mm a z elektronického dynamometru pro kontrolu působící síly. Deformace obou pilot v hlavách byly snímány vždy ve dvou bodech pomocí indukčních snímačů připevněných k referenčnímu mostu. Vodorovná deformace byla snímána ve výšce 0,60 m nad terénem. Kromě toho byly obě piloty opatřeny dutým tenkostěnným ocelovým profilem délky 12,0 m, umístěným v ose piloty za účelem inklinometrických měření vodorovných deformací piloty s její hloubkou. Měřeno bylo inklinometrem SINCO na celkovou hloubku 11,0 m v intervalu po 0,5 m. V průběhu této zkoušky byla nejprve vyvozena vodorovná síla $H = 100$ kN, jež způsobila celkovou deformaci hlav pilot Z2, resp. Z3: $u = 6,40$ mm, resp. 7,57 mm. Následoval zatěžovací stupeň $H = 200$ kN, při němž již vodorovné deformace hlav pilot výrazně překročily očekávané velikosti a dosáhly $u = 34,28$ mm, resp. 24,72 mm. Při následném odlehčovacím stupni byla zaznamenána trvalá vodorovná deformace dosahující 9,95 mm, resp. 5,81 mm. Další plánovaný zatěžovací stupeň $H = 300$ kN se v podstatě neuskutečnil, neboť deformace hlav pilot rostla přes 60, resp. 70 mm, a zkouška byla přerušena při dosažení největší vodorovné síly $H = 258$ kN. Z výsledků této zatěžovací zkoušky byly vyvozeny následující závěry:

- vodorovná síla v hlavě piloty způsobila „měřitelnou“ deformaci dříku piloty pouze do hloubky 5,0 m (Z3), resp. 5,50 m (Z2), v hlubší části piloty nebyla deformace piloty vůbec zaznamenána,
- pro zatížení $H = 100$ kN jsou deformace hlav pilot v přijatelných mezích a rozptyl výsledků je minimální,
- pro další zatěžovací stupně ($H = 200$ kN, $H = 258$ kN) je rozptyl výsledků veliký ($\pm 16-20$ %) a absolutní deformace hlav pilot jsou nepřipustně velké,
- se zvětšující se vodorovnou silou roste vliv trvalé deformace po odlehčení.

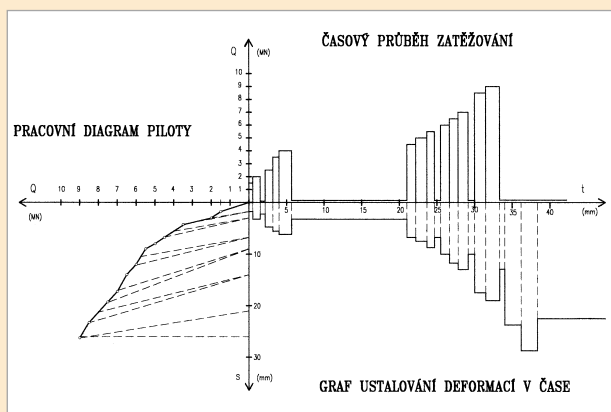
Na základě těchto výsledků bylo přijato doporučení pro návrh systémových, vrtaných pilot, jež budou zatíženy mimořádně velkou vodorovnou silou.



Obr. 6: Žel. most na trati Ústí n. L. – Trmice, schéma dlouhodobé statické zatěžovací zkoušky modelové piloty Z3



Obr. 7: Železniční most na trati Ústí n. Labem – Trmice, graf ustalování deformací modelových pilot Z3 a Z2 při konsolidační zkoušce



Obr. 8: Železniční most na trati Děčín – Oldřichov, výsledky statické zatěžovací zkoušky piloty ZS-P-01

Železniční most SO 264 přes dálnici D8 na trati Děčín–Oldřichov

Na staveništi tohoto mostu byly vyrobeny čtyři mimosystémové vrtané piloty prof. 1220 mm následujících parametrů:

- ZD-OP-01 u opěry OP 01 délky 13,8 m určená pro dynamickou zkoušku DLT,
- ZS-P-01 u pilíře P 01 délky 24,2 m určená pro statickou zatěžovací zkoušku MLT,
- ZD-P-02 u pilíře P 02 délky 25,6 m určená pro dynamickou zkoušku DLT,
- ZD-OP-02 u opěry OP 02 délky 17,4 m určená pro dynamickou zkoušku DLT.

Zkušební pilota ZS-P-01 byla instrumentována strunovými tenzometry v pěti úrovních. Do hloubky 4,0 m procházela pilota tuhou jílovitou hlínou, od 4,0 m do 22,0 m byl zastižen tuf charakteru písčitého štěrku a pilota končila v 1,0 m mocné vrstvy čedičových balvanů. Pro zkoušku byl nasazen zkušební most „hříbek“, jež byl přikotven osmi kusy pramencových kotev 6xLp 15,5 mm délky 35,0 m, přičemž délka kořene činila 12,0 m. Statická zatěžovací zkouška proběhla ve dnech 5. a 6. 6. 2002, 16 dní po vybetonování piloty, což je ovšem třeba považovat za krajní mez z hlediska tvrdnutí betonu. Na rozdíl od původních předpokladů maximálního zatížení bylo při zkoušce nakonec dosa-

ženo $Q_{\max} = 9,0 \text{ MN}$, přičemž celkové sednutí činilo 26,23 mm, z čehož trvalá deformace byla 20,46 mm, což odpovídá 78 % celkového sednutí. Zatěžovací zkouška realizovaná po stupních o velikosti asi 0,75 MN trvala 45 hodin. Průběh mezní zatěžovací křivky je na obr. 8. Pro tři charakteristické vrstvy zemin podél dířku piloty byl stanoven průběh plášťového tření v závislosti na sedání piloty a průběh



Dynamická zkouška DLT na pilotě Z3 (žel. most na trati Ústí n. L. – Trmice)

Zatěžovací stupeň $Q \text{ (MN)}$	Sedání hlavy piloty $s \text{ (mm)}$	Plášťové tření v 1. v: 0–4 m $\sigma_{s1} \text{ (kPa)}$	Plášťové tření v 2. v: 4–22 m $\sigma_{s1} \text{ (kPa)}$	Plášťové tření v 3. v: 22–23 m $\sigma_{s1} \text{ (kPa)}$	Napětí v patě piloty $\sigma_0 \text{ (kPa)}$
1,5	1,80	22,19	14,35	10,75	85,47
4,0	6,25	52,22	36,40	35,33	393,16
6,0	11,49	75,77	51,92	52,22	786,32
9,0	26,23	84,20	79,19	69,12	1538,46

Tabulka 2: Výsledky tenzometrických měření na zkušební pilotě ZS – P – 01

napětí na patě. Některé číselné výsledky měření na této pilotě jsou v tabulce 2. Zkušební pilota prokázala lepší než předpokládanou únosnost a na základě zkoušek byl vypracován hospodárný návrh zakládání mostu.

Zbývající tři piloty byly podrobeny dynamickým zkouškám (DLT), jejichž výsledky prokázaly předpokládanou únosnost pilot.

Závěr

Statické zatěžovací zkoušky vrtaných pilot představují nejlepší způsob predikce jejich skutečného chování, neboť v sobě automaticky zahrnují veškeré technologické vlivy, jež jsou jinými metodami nepostihnutelné. Praxe ukazuje, že vedou vesměs k hospodárnějšímu návrhu zakládání, proto se jejich provádění vyplatí vždy, jedná-li se o velké stavby nebo stavby soustředěné. Příkladem toho mohou být mosty na dálnici D 47 u Ostravy, kde geotechnické podmínky jsou z hlediska geologického dosti monotónní, avšak technologie provádění pilot je náročná a má vliv na jejich únosnost.

Korelace dynamických zkoušek (DLT) se zkouškami statickými je zatím v počátcích a stávající výsledky nelze přecenit. Problém nastává u dlouhých pilot v jílech, kde dynamické zatěžovací zkoušky nejsou vhodné. Předpokládáme ovšem, že po provedení další série zkoušek bude možné jisté korelace odvodit.

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

Foto: Libor Štěrbá

Literatura

- 1) Fedá, J. (1977): Interakce piloty a základové půdy, Academia Praha, 1977
- 2) Masopust, J. (1994): Vrtané piloty, Čeněk a Ježek, Praha, 1994
- 3) Masopust, J. (2000): Poznatky z konference Stress-Wave 2000, časopis Zakládání staveb, 4/2000.

Příspěvek vznikl s laskavou podporou grantu AV ČR č. 103/02/0688 a výzkumného záměru MSM 261100007.

Load tests on driven piles

In connection with the construction of extensive as well as demanding bridge buildings both over the railway lines of the Czech Railways and as a part of the D47 construction, but also as a part of the construction of a road-circuit around Prague, several load tests on bored piles were carried out. Their results mainly induced a more economical proposal of the bridge foundations, in some cases, however, this proposal was facilitated with respect to complex geotechnical conditions on the construction site. This article describes the experience with carrying out static load tests – type MLT (with gradual load), with long-term load, with an instrumentation of test piles and their evaluation. Dynamical load tests (DLT) were carried out parallelly, either sequentially on the piles with the static load test, or on separate piles, mainly of a non-system type. The investor's intent was to test sequentially system piles as well, using the DLT test.

Zatěžovací zkoušky pilot

žel. mostu přes dálnici D8 na trati Ústí n. Labem – Trmice

DOPRAVNÍ STAVBY

Článek z pera projektanta popisuje problematiku pilotového založení železničního mostu v obtížných geologických podmínkách zasypaného povrchového lomu nedaleko Ústí n. Lab. Pro ověření správnosti návrhu a dimenzování založení byly na této lokalitě provedeny zatěžovací zkoušky na nesystémových pilotách. Jednalo se o dlouhodobou a krátkodobou zatěžovací zkoušku, zkoušku vodorovné únosnosti pilot a konečně i zkoušky dynamické.

Zhruba před rokem jsem dostal možnost podílet se na projektování železničního mostu SO C 256 s obdivuhodným rozpětím přes sedmdesát metrů u většího ze dvou polí. Most je projektován na dvoukolejnou trati Ústí n. Labem – Teplice nedaleko Trmic. Trať v této lokalitě vede přes zasypaný povrchový lom Milada-Petri a byla vybudována v sedmdesátých až osmdesátých letech. Zásyp lomu byl proveden v šedesátých letech jako nehtutněný a pro zásyp byly použity jak skřívky z jiného dolu, tak lokálně i komunální odpad. Od dokončení trati na výsypce byly sledovány její vertikální posuny a bylo zjištěno, že celkový pokles trati dosáhl až do současnosti v důsledku postupné konsolidace výsypky hodnoty okolo 40 cm.

Geologie

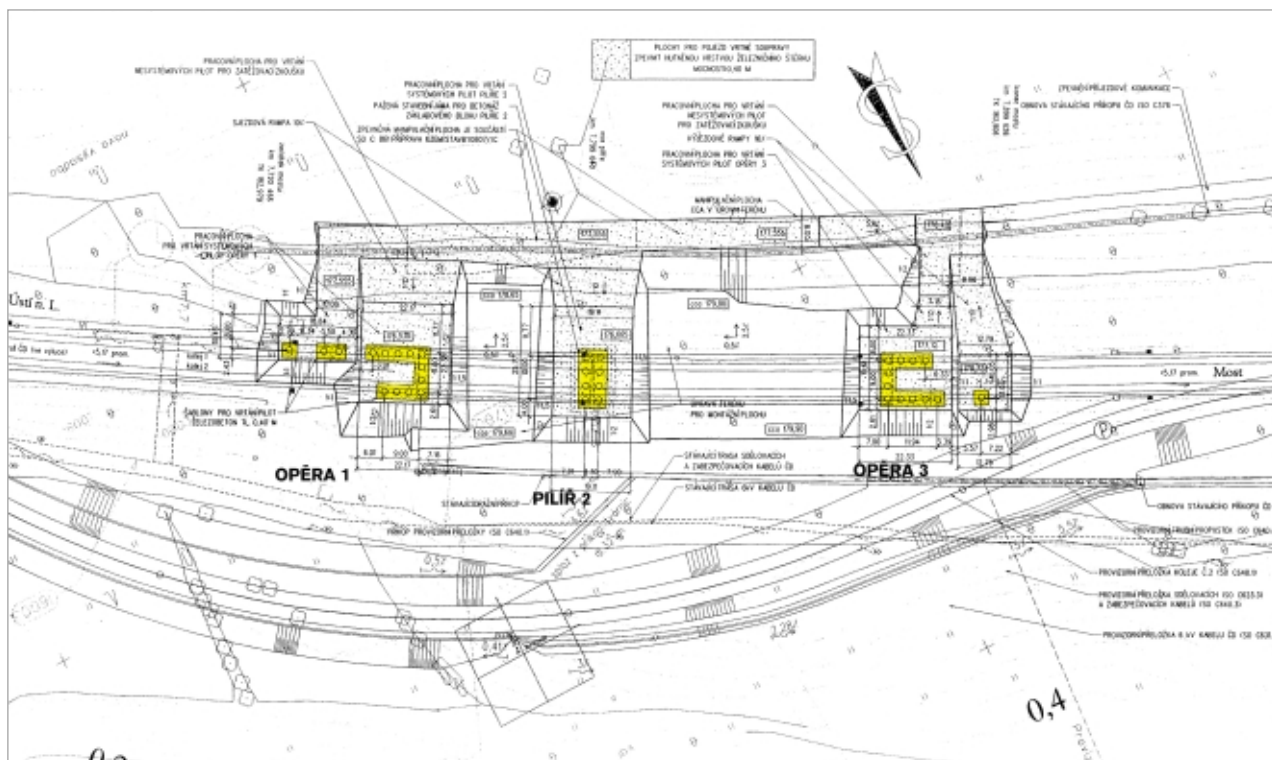
Podklad výsypky tvoří podloží terciární jílovce uhelné pánve zprvu ještě se slojkami uhlí, hlouběji již homogenní, charakteru

poloskalní horniny. Podzemní voda nebyla v rámci poměrně rozsáhlých průzkumných prací zastižena jako souvislá zvodeň, ale v jednotlivých sondách buď nebyla zastižena vůbec, nebo jako voda naakumulovaná v propustnějších polohách výsypky; v tom případě vykazovala vysokou agresivitu jak obsahem síranů (okolo 2000 mg/l), tak i agresivního CO₂ (cca 65 mg/l).

Návrh založení mostu

K projektu jsem se dostal v době, kdy se dokončovala koncepce založení. Bylo jasné, že most musí být založen na pilotách a že musí být řešena nejen únosnost pilot jako takových, ale i problematika účinků agresivních vod a riziko možného negativního plášťového tření v ne zcela zkonsolidovaných výsypkách.

V prvé fázi jsme korigovali průměr pilot a přizpůsobili je současným technologickým zvyklostem a technologickému vybavení, dostupnému v České republice. Původně byly piloty pod oběma opěrami i pod středním pilířem navrženy jako teleskopické – úvodní část měla být vrtána průměrem 1 820 mm, hlouběji 1 620 mm, a nepažené dovrtání ve stabilních jílovcích mělo být dokončeno průměrem 1 500 mm.



Pilotové založení železničního mostu, situace

Předpokládal jsem, že vrtky budou paženy s pomocí dopažovacího zařízení, a tak jsem navrhl průměr 1 500 mm s dovtáním průměrem 1 400 mm. Po upřesnění horizontálních a vertikálních zatížení a po vyhodnocení výsledků níže popsaných zatěžovacích zkoušek jsme dále ponechali průměr pažení 1 500 mm jen u pilot pod pilířem a pod opěrami jsme navrhli průměr 1 220/1 120 mm. Doplnkové ztužení těchto pilot jsme zabezpečili přidáním krátkých mezipilot průměru 900 mm.

Co se týče agresivity podzemní vody, původní návrh předpokládal použití sekundární ochrany pilot z fólie PVC. Po zjištění, že podzemní voda nevytváří souvislou hladinu a zhodnocení rizik souvisejících s její agresivitou, jsme se po diskusi s investorem rozhodli sekundární ochranu nenavrhovat a eliminovat lokální působení neproudící agresivní vody použitím kvalitního betonu se zvýšeným obsahem cementu CEM II/B-S.

Zatěžovací zkoušky

Pro tento mostní objekt předepsal investor zatěžovací zkoušku na nesystémové pilotě, a to jak statickou, tak i dynamickou. Protože jsme si byli vědomi komplexu problémů, které by měla pomoci vyřešit zatěžovací zkouška, bylo s investorem dohodnuto zvýšení počtu nesystémových pilot pro provedení zkoušek.

Krom statické zatěžovací zkoušky piloty o stejných proporcích jako navržené piloty pod mostem jsme se dohodli na zkoušce vodorovné únosnosti modelových pilot průměru 620 mm s tím, že jedna z dvojice rozpíraných pilot bude předtím podrobena dlouhodobé zkoušce svislé únosnosti. Dále ještě, pro účely dynamického testování, bylo rozhodnuto o provedení další modelové piloty průměru 900 mm. Dlouhodobou statickou zkoušku jsme prosadili především proto, že jsme si byli vědomi vlivu výsypky, která měla tvořit zhruba první polovinu „zemního prostředí“ podél projektovaných pilot. Při dimenzování pilot se nepočítalo s její únosností – naopak jsme měli obavy, zda na piloty nebude výsypka (z dlouhodobého hlediska) působit prostřednictvím negativního plášťového tření. Bylo jasné, že při krátkodobé zkoušce se nepříznivé vlastnosti výsypky neprojeví a naopak se výsypka bude chovat jako byt' nepřilíš kvalitní, standardní zemina a bude přispívat k únosnosti pláště pilot. Z tohoto pohledu byl také nepochopitelný požadavek investora na provádění dynamických zkoušek, neboť bylo jednoznačné, že při nich bude zkreslení vlivem výsypek zcela extrémní a že tedy neposkytnou žádné konzistentní informace.

Nesystémová zkušební pilota průměru 1 500 mm byla provedena poblíž ústecké mostní opěry. Původně jsme předpokládali použití zatěžovacího mostu typu „deštník“, a tak jsme pro kotvení mostu navrhli piloty. Nakonec ale bylo rozhodnuto o použití jednoduššího zatěžovacího mostu typu „hříbek“, a tak byly pro kotvení mostu použity šikmé pramencové kotvy. Dále byla u ústecké opěry provedena nesystémová pilota průměru 900 mm pro účely dynamické zkoušky.

Samotný průběh statické zkoušky piloty průměru 1 500 mm předčil předpoklady prvotního návrhu, ale zhruba odpovídal tušenému krátkodobě pozitivnímu spolupůsobení výsypky. Ustalování sedání piloty při jednotlivých zatěžovacích stupních

probíhalo poměrně velmi rychle a nebylo dosaženo hodnoty mezního plášťového tření a také výsledná křivka sedání byla výrazně plošší, než předpokládal předběžný výpočet.

U teplické opěry byly provedeny dvě piloty průměru 620 mm. Na jednu z nich byly naskládány ocelové tyčové polotovary, které se podařilo zapůjčit z kladenských hutí. Celková hmotnost zátěže byla okolo 260 tun; zde je nutno poznamenat, že naskládání celé hmoty ocelové tyčoviny průřezu 0,3 x 0,35 m na zhlaví piloty představovalo poměrně náročný úkol.

Zátěž byla ponechána na pilotě déle než jeden měsíc a po celou tuto dobu bylo monitorováno sedání piloty. Prvotní deformace piloty bezprostředně po uložení zátěže byly okolo 5 mm a po ukončení zkoušky byly o cca 2 mm větší, přičemž při vnesení časového průběhu sedání bylo patrné, že dochází k jeho ustalování. To dosvědčilo, že podstatná část konsolidace výsypky již proběhla a není třeba se obávat negativního plášťového tření.

Obě piloty u teplické opěry byly následně podrobeny dynamickým zkouškám. Při nich zřejmě došlo v hloubce okolo 4 až 5 m pod úroveň terénu k porušení dřívku piloty (pravděpodobně v důsledku příčného kmitu při rázovém namáhání piloty), což se projevilo při zkouškách vodorovné únosnosti. U obou pilot se během vzájemného rozpírání a relativně malé síle (výrazně menší, než na kterou byla dimenzována výztuž) došlo k podstatnému natáčení horních částí obou pilot, zatímco od zmiňované úrovně 4 až 5 metrů již deformace nebyly téměř žádné. Bohužel se zatím nepodařilo realizovat jádrové vrtky zkušebními pilotami, kterými by se náš předpoklad o poškození dřívku ověřil. Přesto ale vyhodnocení vodorovného zatěžování pilot přispělo k redukci velikosti pilot opěr.

Závěr

Závěrem je možno konstatovat, že provedené zkoušky výrazně přispěly k ověření všech předpokladů a potvrdily oprávněnost návrhu a dimenzování pilotového založení náročné mostní konstrukce ve složitých geologických poměrech.

Systémové piloty mostu jsou realizovány právě v době psaní tohoto článku. Smutné je, že dálnice D8, kterou má tento žel. most o dvou polích svým větším polem překračovat, nemá doposud kvůli námitkám „ochranářů přírody“ ještě ani územní rozhodnutí. A tak se most, který bude dokončen v příštím roce, bude klenout v celé své mohutnosti zhruba metr nad měsíční krajinou severočeské výsypky.

Ing. Vojtěch Ježek

Load tests on piles of the railway bridge over the D8 motorway on the Ústí n. Labem – Trmice railway line

The article written by a consulting engineer describes the issue of pile foundation of a railway bridge in arduous geological conditions of a back-filled open pit near Usti nad Labem. Load tests on non-system piles were carried out within this locality to verify the rightness of the proposal and dimensioning of the foundation. It was a long-term and short-term load test, a test of horizontal pile bearing load and finally a dynamical load test.

Pilotové založení žel. mostu přes dálnici D8 na trati Ústí n. Labem – Trmice

DOPRAVNÍ STAVBY

Článek ve stručnosti informuje o provádění kompletního pilotového založení dvou opěr a jednoho pilíře železničního mostu přes budoucí dálnici D8.

Nová dálnice D8 bude na km 80,778 úseku D 807/I Trmice – Knínice křížovat stávající železniční trať Ústí n. Labem – Trmice. Bylo tudíž nezbytné zřídit nové mimoúrovňové křížení obou tras, přičemž vzhledem k projektované niveletě dálnice a stávající poloze železniční trati na náspu je optimální křížení železničním mostem. Pod železničním most se zároveň překládá silnice III/25364 (bývalá II/253). Most měl být založen na pilotách, jejichž realizaci prováděla společnost Zakládání staveb, a. s.

Hlavní charakteristiky mostu:

Uspořádání: Železniční most o dvou polích se dvěma opěrami a jedním pilířem,

Délka přemostění: 109,730 m,

Délka mostu: 179,160 m,

Délka nosné konstrukce: otvor č. 1 – 42,7 m, otvor č. 2 – 72,785 m.

Geologické poměry

Stavba se nachází v prostoru vyuhlené zbytkové jámy Milada-Petri, zasypané mohutnou polohou výsypkových zemin s velmi nepravidelnou mocností, která se v prostoru staveniště mění cca od 11,0 do 22,5 m. Výsypku lze charakterizovat jako neulehlý odval jílu třídy F7 až F8. Stáří výsypky je cca 25 až 30 let. Únos-

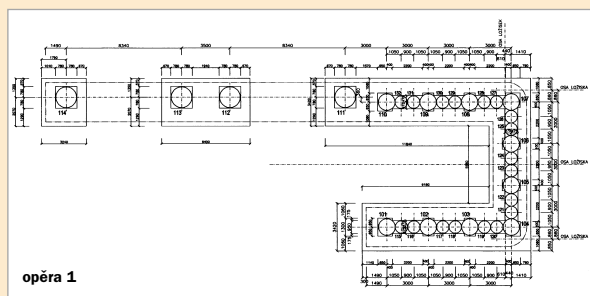


Hloubení vrtů pro piloty opěry č. 3 (teplotické)

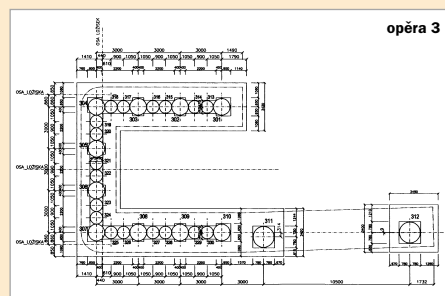
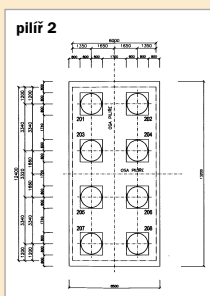
né podloží je tvořeno terciárními jíly a jílovci Mostecké pánve. Podzemní voda tvoří souvislý horizont, ale vyskytuje se zde akumulovaná ve více propustných polohách nasypané hlušiny. Chemismus těchto vod vykazuje vysoký obsah síranových a agresivních uhličitánových iontů, pH je mírně pod 7.

Projektová příprava

Před konečným vypracováním realizační dokumentace pilotového založení byly v blízkosti opěr provedeny nesystémové zkušební piloty. O jejich účelu a vyhodnocení pojednávají před-



Půdorys pilot a šablon pro opěru 1 a 3 a pilíř 2



Celkový pohled na staveniště





Hlavy pilot opěry č. 1 (ústecké) po odtěžení před úpravou

chozí články doc. ing. Masopusta, CSc. a ing. Ježka. S ohledem na vysoce agresivní prostředí pro beton stojí za zmínku konečný výběr betonové směsi pro piloty – třída C 25/30 XA2 s 450 kg cementu CEM II/B-S na m³ směsi.

Realizace pilotového založení

Pod opěrou číslo jedna (ústeckou) bylo provedeno 10 ks pilot prům. 1 200/1 080 mm, 4 ks pilot prům. 1 500/1 380 mm a 18 ks pilot prům. 900 mm, pod pilířem číslo dvě 8 ks pilot prům. 1 500/1 380 mm a pod opěrou číslo tři (teplickou) 10 ks pilot prům. 1 200/1 080 mm, 2 ks pilot prům. 1 500/1 380 mm a 18 ks pilot prům. 900.

Piloty byly prováděny vrtnou soupravou Delmag RH 1413 s dopažovacím zařízením Leffler. Vrtly byly paženy ocelovou pažnicí příslušného průměru do hloubky až 25 m. Délky nosných



Dynamické zatěžovací zkoušky na hlavě jedné z pilot pilíře č. 2

pilot, resp. vrtů pro piloty, se pohybují v rozmezí 27,5–32,5 m. Z důvodu plynulosti výstavby byly vrtly pro pilíře i opěry prováděny bez šablon.

Mimo zmíněné zatěžovací zkoušky na nesystémových pilotách, byly na hotových vybraných pilotách systémových opěr i pilíře provedeny též dynamické zkoušky.

Součástí dodávky mělo být taktéž pažení výkopu pro pilíř z ocelových štetovnic. Tento záměr ovšem zhatila letošní

srpnová povodeň, která zatopila sklady štetovnic. Operativně bylo proto pažení jámy pro pilíř přeprojektováno na záporové.

Ing. Jaroslav Šajgal, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrbá

Pile foundation of a railway bridge over the D8 motorway on the Ústí n. Labem – Trmice railway line

The article informs in short about the realisation of a complete pile foundation of two abutments and one pillar of a railway bridge over the future D8 motorway.

Pilotové založení železničního mostu přes dálnici D8 na trati Děčín – Oldřichov

Dalším objektem na stavbě dálnice D8, kde práce speciálního zakládání dodávala společnost Zakládání staveb, a. s., je železniční most na trati Děčín – Oldřichov. Stavba se nachází v blízkosti silnice I/13 Teplice – Děčín u obce Žďárek. Předmětem zakázky bylo založení dvou mostních opěr a dvou mostních pilířů na čtveřicích železobetonových vrтанých pilot a zajištění stavebních jam pro zhotovení obou pilířů.

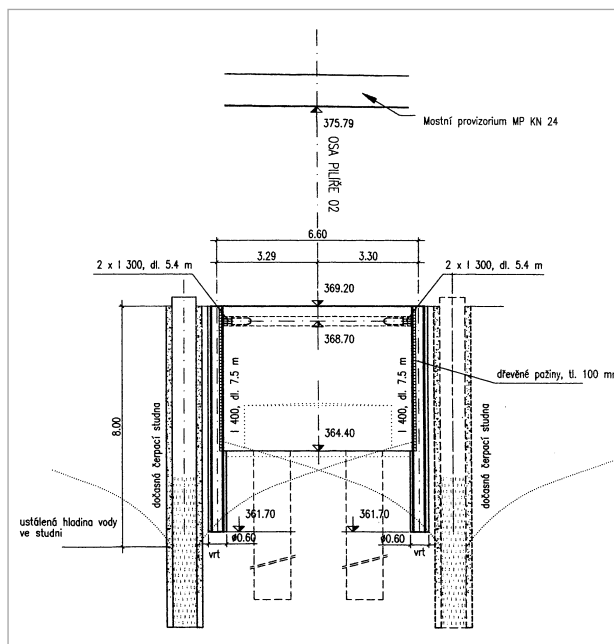
Na základě provedeného **geologického průzkumu** byly základové poměry vyhodnoceny jako složité a vykazující vysokou proměnlivost. To se potvrdilo i při provádění vlastních vrtných prací, kdy na relativně malém staveništi byly ve vrtech zastíženy zcela odlišné základové poměry, a to až do hloubky 30 metrů.

I z těchto důvodů byly nejdříve realizovány čtyři nesystémové

DOPRAVNÍ STAVBY



Pilotové založení železničního mostu, situace



Příčný řez jámky pro pilíř č. 2 pažené záporovým pažením. Hladina spodní vody je zde snížena čerpacími studnami.

piloty, na nichž byly provedeny **tři dynamické a jedna statická zatěžovací zkouška** (viz podrobněji článek doc. ing. Masopusta, CSc. na str. 18). Zkoušky měly potvrdit správnost navrženého založení mostu (Dosting, s. r. o., Brno) a dodat podklady pro event. úpravy délek pilot. Dynamické zkoušky byly provedeny ve spolupráci společnosti Zakládání staveb, a. s. a ing. Duby (Duba Pile Control AG), který zkoušky měřil a vyhodnotil za použití analytického programu CAP-WAP. Na základě výsledků těchto zatěžovacích zkoušek byly vypracovány alternativy ukončení systémových pilot dle skutečně zastižené geologie. Geologický profil vrtu popisoval při těžbě trvale přítomný geolog.

Součástí naší dodávky byl i beranící pokus provedený v místě budoucích jámek pro základy mostních pilířů, který potvrdil obavy projektanta a vyššího dodavatele, že původně navržené vibroberaněné štětové jámy jsou zde nevhodné. Pro zajištění stavební jámy pro mostní pilíře bylo tedy zvoleno **záporové pažení** s dřevěnými pažinami, v horní části rozepřené rámem při současném čerpání spodní vody ze studní.

Vlastní **práce na systémových pilotách** a záporách byly prováděny v době výluky trati. I z tohoto důvodu bylo nutné



Celkový pohled na staveniště v ose trati



Vrtná souprava Delmag RH1413 v předvýkopu pro pilíř 2, vrtání zápor



Stavba pilíře v jámce pod zprovozněnou tratí



Trat' s mostními provizorii

při zastižení vrstev obtížně vrtatelných tufů charakteru šterku s hojným výskytem čedičových „bomb“ zajistit na této stavbě dvousměnný provoz. Vrty pro piloty průměru 1 200 mm do hloubky až 28 m prováděla vrtná souprava Delmag RH1413 se zapažovacím zařízením Leffer VRM KL 1500.

Na hlavách pilot pod oběma mostními opěrami provedl náš objednatel základové patky, které byly urychleně přesypány náspem železniční tratě tak, aby mohla být trať v co nejkratší době opět zprovozněna pomocí mostních provizorií, která budou ve funkci po dobu výstavby pilířů. Práce na výdřevě jámek a provedení dvou dynamických zatěžovacích zkoušek na systémových pilotách pod budoucími mostními pilíři proběhly již za normálního železničního provozu na mostních provizoriích. Definitivní mostní konstrukce bude vybudována během velké výluky trati po dokončení obou mostních pilířů.

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

Foto: Libor Štěrba

Pile foundation of a railway bridge over the D8 motorway on the Děčín – Oldřichov railway line

Another building on the D8 motorway construction, where the works of special foundation were carried out by the Zakládání staveb, a.s., is a railway bridge D 264 on the Děčín – Oldřichov railway line. The construction is located in the proximity of the main road I/13: Teplice – Děčín route near Žďárek. The job order included a foundation of two abutments and two bridge piers on the tetrads of reinforced concrete bored piles, and locking of foundation pits for the construction of both piers.

Koridory sever

DOPRAVNÍ STAVBY

Návrh rozvoje železniční sítě v současné době vychází z prognózy budoucího rozvoje dopravy v Evropě a zásadních principů evropské dopravní politiky. Stávající železniční síť na území naší republiky je rozdělena na dráhy v péči státu a dráhy v privatizaci. Prioritou jejího rozvoje je v současné době především modernizace čtyř železničních tranzitních koridorů, na niž se v poslední době rekonstrukcí několika objektů spadajících do modernizace I. koridoru podílí také společnost Zakládání staveb, a. s.

Současná evropská dopravní politika kladě důraz na vyšší využívání ekologických druhů dopravy a strategii oživení železnic věnuje v posledních letech velkou pozornost.

Stávající železniční síť na území naší republiky je na základě rozhodnutí vlády (usnesení vlády 507/97 ze srpna 1997) rozdělena na: dráhy v péči státu (5 815 km) a dráhy v privatizaci (3 615 km). Investičními prioritami rozvoje železniční sítě jsou především:

- modernizace čtyř železničních tranzitních koridorů včetně průjezdů rozhodujících uzlů,
- realizace programu další elektrifikace železničních tratí,
- zajištění bezpečnosti a provozuschopnosti železničního provozu a řádné údržby tratí v péči státu,
- zajištění běžné údržby a provozuschopnosti na tratích určených k privatizaci až do doby definitivního řešení (rozsah těchto tratí se v současné době zpřesňuje a je předmětem jednání s okresními úřady),
- realizace optimalizačních opatření plánovaných po roce 2005 i na ostatních důležitých celostátních tratích, zařazených do mezinárodních dohod (zejména AGTC) a tam, kde jsou předpoklady pro zvýšení tržeb z nákladní dopravy.

Pro nejbližší období je cílem železnice dosáhnout na vybraných tratích zařazených do mezinárodních dohod maximální rychlost do 160 km/h a prioritně zajistit mezinárodní rychlé spojení s Berlínem, Vídní, Bratislavou, Varšavou, Norimberkem, Mnichovem a Lincem. Přitom respektovat i vnitrostátní potřeby rychlého a kvalitního spojení mezi jednotlivými spádovými oblastmi ČR.

Hlavním rozvojovým záměrem v železniční dopravě je tedy zajištění modernizace železničních koridorů, které jsou součástí transevropských multimodálních koridorů (I. a II. železniční koridor v národním značení). Program modernizace těchto koridorů zahrnuje odstranění dočasných a trvalých omezení rychlosti, zajištění bezpečnosti provozu, zásadní zvýšení traťové rychlosti na využitelných úsecích až do 160 km/h (především díky použití vozidel s naklápěcími skříněmi) a dosažení některých parametrů mezinárodních dohod AGC a AGTC. Přiměřeně budou upravovány i některé železniční stanice a uzly.



Výstavba železničních koridorů v České republice

Většina železničních uzlů je však řešena pouze z hlediska průjezdu vlaků vyšší rychlostí, nikoliv z hlediska komplexní přestavby, např. u I. koridoru nezahrnuje program potřebné modernizace devět velkých železničních uzlů pro velkou finanční náročnost. Modernizace těchto železničních koridorů je prvořadá, neboť navazuje na obdobnou modernizaci železničních tratí sousedních zemí (modernizací se zkrátí např. cesta mezi Prahou a Berlínem o více než 1,75 hodiny, mezi Prahou a Vídní o 1,5 hod., mezi Prahou a Varšavou o více než 2 hodiny). Se sousedními státy je také projednávána časová a věcná koordinace postupu modernizace na základě mezinárodních dohod (jsou podepsány s Rakouskem, Polskem a SRN, připravuje se se Slovenskem). Nejvýznamnější jsou čtyři mezinárodní tranzitní železniční koridory (dle národního značení) o celkové délce 1 962 km: Koridor I.: Berlín – Děčín – Praha – Česká Třebová – Brno – Břeclav – Vídeň – Bratislava (délka 476 km) Koridor II.: Vídeň – Břeclav – Přerov – Ostrava – Katovice (délka 320 km) Koridor III.: Norimberk – Cheb – Plzeň – Praha – Olomouc – Ostrava – Žilina (délka 693 km) Koridor IV.: Berlín – Děčín – Praha – Veselí nad Lužnicí – Horní Dvořiště – Linec – České Velenice – Vídeň (délka 473 km)

Koridor I.

Modernizace I. koridoru již probíhá od roku 1993 (jeho priorita je dána zájmovým spojením mezi hlavními městy SRN, ČR, SR, Rakouska a Maďarska spolu s vnitrostátním spojením sídelních útvarů vyššího řádu: Ústí nad Labem, Pardubice, Brno, Břeclav apod. Celkové investiční náklady na jeho modernizaci po všech úsporných opatřeních a prověrkách se v současné době předpokládají ve výši 36,5 mld. Kč oproti 24,4 mld. Kč (v cenové úrovni roku 1994). To odpovídá dosaženému i předpokládanému míře inflace. Provedení souběžné rekonstrukce železničních uzlů na koridoru není přitom reálné. Dokončení modernizace I. koridoru v roce 2002 přinese spolu s použitím moderních jednotek s naklápěcími skříněmi nejen podstatné zkrácení cestovních časů, ale i zvýšení kvality cestování, a je tedy i předpokladem nárůstu výkonů a i zvýšení podílu zboží s vyšším tarifem.

Práce společnosti Zakládání staveb, a. s.

Společnost Zakládání staveb, a. s. se v poslední době podílela na rekonstrukci několika objektů spadajících do modernizace I. koridoru v traťovém úseku Ústí n. Lab. – Děčín jih a v traťovém úseku Kralupy nad Vltavou – Vraňany. Jednalo se převážně o rekonstrukci mostních objektů a výstavbu protihlukových stěn s použitím následujících technologií speciálního zakládání:

- pažení kolejového lože,
- záporové kotvené pažení,
- trubkové mikropiloty,
- štětové stěny kotvené i nekotvené,
- injektování nízkotlaké a vysokotlaké, kleneb a opěr, s využitím cementových i chemických pojiv,
- injektáž a přespárování kamenného zdiva,
- trysková injektáž,
- vrtané piloty,
- železobetonové patky.

Pro ilustraci rozsahu a skladby výše uvedených prací uvádíme v následujícím článku podrobnější popis rekonstrukčních prací, které společnost Zakládání staveb, a. s. realizovala na trati Kralupy n. Vlt. – Vraňany v km 445,806 v obci Vepřek.

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

Corridors North

The current development project for railway networks comes out of the prognosis of the future development of transport in Europe as well as out of the main principles of European transport policy. The existing railway network in our territory is divided into two unequal parts: the railways maintained by the state and the privatised ones. The present priorities for development include especially modernisation of four railway transit corridors – the Zakládání staveb, a.s., has taken a part in this modernisation by carrying out a reconstruction of several buildings coming under the I. corridor.

Modernizace trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany, přestavba mostu

DOPRAVNÍ STAVBY

V rámci výstavby I. koridoru ČD bylo přistoupeno k přeložení části železniční trati Kralupy nad Vltavou – Vraňany, jejíž součástí je železniční most v ev. km 445, 806 v obci Vepřek – cca 20 km severně od Prahy. Směrovým napřímením přeložka zkracuje současnou trasu vedenou podél meandrujícího toku řeky Labe, aby zde po rekonstrukci mohlo být dosaženo požadované traťové rychlosti 160 km/h. Součástí realizace přeložky je i celková přestavba původního mostu z roku 1928, pod nímž prochází místní komunikace a potok. Úkolem společnosti Zakládání staveb, a. s. na tomto objektu bylo zajištění stavebních jam pro opěry nového mostu, pilotové založení opěr a dodávka demoličních prací starého mostu a většiny zemních prací, jež souvisejí s objektem.

Stavební řešení přestavby mostu

Podmínkou výstavby bylo zachování provozu minimálně na jedné koleji dvoukolejné tratě. Vzájemná půdorysná poloha starého a nového mostu neumožňovala výstavbu nového mostu, resp. jeho části, bez narušení provozu na mostě stávajícím. Bylo tedy zvoleno řešení, kdy se starý most postupně odbourával, přičemž ve vzniklém volném prostoru byla budována část mostu nového. Princip navrženého řešení byl následující:

I. etapa výstavby:

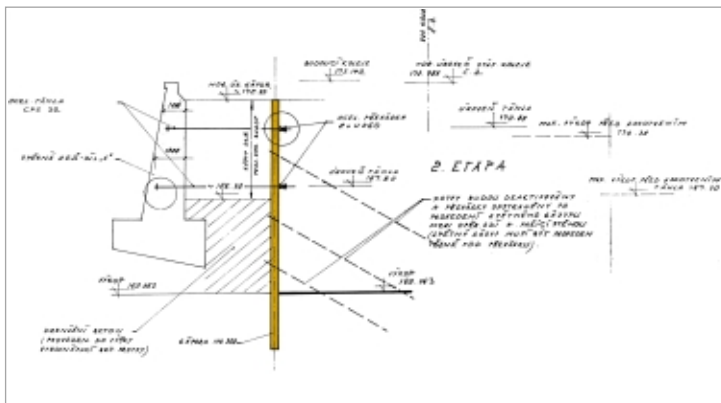
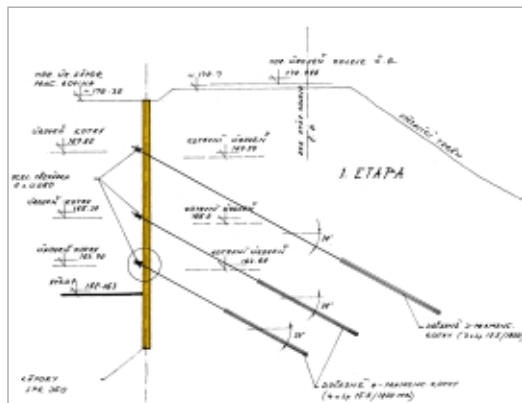
V místě starého mostu byl železniční násep dvoukolejné tratě po odstávce první koleje podélně rozdělen zhruba mezi oběma kolejemi záporo-



vou stěnou, kotvenou ve dvou úrovních dočasnými pramencovými kotvami (3. projektovaná úroveň se nerealizovala). Nepoužívaná část staré mostní konstrukce byla zbourána a v prostoru vzniklém po odtěžení náspů byla vystavěna polovina nového mostu spolu s přechodovými klíny. Těleso záporové stěny zůstalo ponecháno pro druhou etapu.

II. etapa výstavby:

Po uvedení první poloviny nového mostu do provozu byla podél záporové stěny odtěžena zbylá část původního železničního náspu,



Příčný řez zajištěním traťového tělesa v 1. a 2. etapě prací, záporová stěna mezi kolejemi je kotvena a posléze pomocí táhel sepnuta s novou opěrnou zdí



zbytek mostu byl odbourán a dále se pokračovalo obdobně jako v I. etapě. Záporová stěna byla s postupem těžby zajišťována systémem táhel zabetonovaných do nové opěrné zdi.

Práce speciálního zakládání

Práce byly ze strany Zakládání staveb, a. s. zahájeny v únoru 2002 beraněním štětové stěny pro jímku nové opěry, nacházející se z části v korytě potoka. Z úrovně železničního náspu byly podél zachované koleje zhotoveny zápory. Nepoužívaná polovina starého mostu byla zbourána spolu se základy a opěrami. Při odtěžování jámy byla zhotovena záporová stěna, kotvená ve dvou úrovních deseti kusy dočasných pramencových kotev.

Nová část mostu byla v I. etapě založena na 12ti pilotách prům. 920 mm, dl. 11–13,5 m. Vrty byly hloubeny pod ochranou dvouplášťových pažnic. Zhotovením těchto pilot skončila účast naší firmy na I. etapě výstavby. Poté firma Metrostav, a. s. zajistila výstavbu opěr, opěrných zdí, přechodových klínů a byla položena mostní konstrukce.

V polovině června nastoupilo Zakládání staveb, a. s. na II. etapu vý-

stavby. Průběh byl obdobný jako v I. etapě, jenom podmínky pro provádění zejména pilot byly o poznání stísněnější. Nejdříve byla demolována stará část mostu, poté rozšířena stávající jímka ze štětovnic, vybourána opěra se základy a provedeno odtěžení náspu. Pro druhou část mostu bylo opět vyrobeno 12 pilot prům. 920 mm a dl. 11 m. Činnosti Zakládání staveb, a. s. na tomto železničním mostu skončila vytažením štětovnic jímky.

Typickým znakem prováděných prací na objektu mostu byla náročná koordinace všech dodavatelů v rámci předem daného a neměnného harmonogramu, jenž vycházel z délky výluky trati poskytnuté ČD. Postup výstavby byl často určován za účasti všech dodavatelů jen s předstihem několika dnů (někdy i hodin) a často doslova na poslední chvíli měněn. Závěrem nutno říci, že naše firma dokázala všechny dohodnuté termíny plnit včas a v předepsané kvalitě.

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

Foto: Libor Štěrba

Modernisation of the railway line Kralupy nad Vltavou – Vraňany, reconstruction of a bridge

Within the scope of construction of the I. corridor of the Czech Railways, a part of the railway line between Kralupy nad Vltavou and Vraňany has been relocated, including a railway bridge in the Vepřek – reg. km 445, 806, approx. 20 km to the north of Prague. By rectifying the direction, the relaying shortens the existing line running along the Labe River meanders to enable the required line speed of 160 kmph after the reconstruction.

The realisation of the relaying involves an overall reconstruction of the original bridge from the year 1928, spanning a local road and a brook. The Zakládání staveb, a. s. was ordered to provide foundation pits for the new bridge abutments, pile foundation of the abutments and delivery of demolition works of the old bridge, as well as most earthworks connected with the construction.

Rekonstrukce velké plavební komory vodního díla v Roudnici n. Lab.

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

Rekonstrukce VPK v Roudnici n. Lab. Je další z řady velkých staveb realizovaných společností Zakládání staveb, a. s. z vodní hladiny, kde byly použity mnohé technologie speciálního zakládání staveb. Předmětem prací na této rekonstrukci bylo zajištění horního a dolního ohlavi jímky ze štětovnic, výstavba nábrežní stěny, pružných svodidel s lávkou, dalbového stání, stání sportovních plavidel a výstavba dalších drobných objektů.

V článku se upozorňuje na obtížnost rekonstrukce objektů, kterou značně ovlivňuje původní konstrukce, která se u těchto typů staveb často objeví až v průběhu provádění prací a vynutí si tak změny v projektu i v realizaci.

V listopadu roku 2000 zahájila naše firma práce na rekonstrukci VPK v Roudnici nad Labem. Hlavní dodavatel celé akce a zároveň náš objednatel byl Metrostav, a. s. Práce s různými technologickými přestávkami pokračují do dneška.

Zdymadlo v Roudnici nad Labem bylo vybudováno v roce 1909 v rámci plavebních úprav koryta Vltavy a Labe mezi Prahou a Ústím nad Labem. Postupně tento objekt prošel několika rekonstrukcemi (původní hradlové jezové uzávěry byly nahrazeny hydraulicky ovládanou sektorovou hradicí konstrukcí); při poslední rekonstrukci v roce 1972 byla rekonstruována ohlaví a zvýšena plata zdí. Vlivem stárání konstrukce a dlouholetého provozu se objekt nacházel ve velmi špatném stavu. Na základě posudků o celkovém stavu objektu z prohlídek provedených TBD VD Praha a požadavků SPS, s vazbou na parametry stanovené zákonem o vnitrozemských cestách, bylo rozhodnuto zhodnotit celkovou opravou a rekonstrukcí stav objektu VPK a splnit podmínky stanovené pro jeho klasifikaci do třídy Vb. Z toho vyplývají tyto parametry: užitná délka 150 m (+ 5 m bezpečnostní difference), šířka ohlaví 22 m, hloubka nad záporníkem 3,3 m a 3,0 m, zvýšení plata o 0,3 m, korekce pravého břehu dol-

ního plavebního kanálu a výstavba nových svodidel pružného typu. Geologický profil je v celé lokalitě podobný, přičemž skalní podklad tvoří pískovce spodního turonu a cenomanu. Pískovce jsou narušené puklinami, takže nejsou vodotěsné. Svrchní vrstva skalního podkladu je silně zvětralá v kolísavé hloubce 0,2 až 0,9 m. Kvarterní pokryv tvoří souvrství fluvialních štěrků a povodňových hlín.

Stavba je členěna do dvaceti stavebních objektů, přičemž naše firma se podílela na následujících:

SO 02 – Horní ohlaví

SO 03 – Dolní ohlaví

SO 04 – Horní plavební kanál

SO 05 – Dolní plavební kanál

SO 07 – Stání sportovních plavidel

SO 17A – Štětová stěna na levém břehu nad MPK

SO 02 – Horní ohlaví

Rekonstrukce horního ohlaví VPK spočívala v provedení jímky ze štětovnic (Zakládání staveb, a. s.), bouracích prací a výstavby nového ohlaví (Metrostav, a. s.). Jímka spojuje pravou a levou stěnu VPK (kde je ostrov) a je předsunuta o 4,6 m před líc prsní zdi. Práce byly zahájeny beraněním larsenové jímky z plavidla Hanka výkonným vibroberanidlem ICE416L.

Vzhledem ke geologii dna koryta – písčitohlinitý náplav mocnosti převážně 0,5 m s přechodem do pískovců – bylo štětovnice třeba doberanit cca 1,5 m do skalního podloží. To se však nedařilo (hloubka zabíraní se pohybovala do 1 m) a navíc se lokálně objevily neproberanitelné betonové prahy. Proto se částečně přistoupilo ke změně projektu; v čele jímky se zbudovala dvojité štětové stěny ztužené rozpěrami z použitých larsen a vysypaná propustným inertním materiálem. Tato stěna nakonec sloužila jako jediná přístupová cesta na ostrov.

Po provedení navazujících prací byla v rámci tohoto objektu zbudována na pravé straně dolní části ohlaví štětová stěna, která zároveň tvoří ztracené bednění betonových konstrukcí. Stěna se prováděla z ostrova autojeřábem AD28 a vibroberanidlem. Zároveň byla odvrtna jedna řada šikmých horninových kotev navržených na tahovou sílu 500 kN.

Součástí prací na tomto objektu je též demontáž jímky, která bude následovat po vybudování konstrukce nového ohlaví.

SO 03 – Dolní ohlaví

Jímka dolního ohlaví zabezpečuje prostor pro jeho založení. Rozrušený poloskalní podklad zde vystupuje nad základovou spáru. Délka štětovnic je zde 10 a 9 m s hloubkou doberanění do skalního podloží asi 1 až 1,5 m.

Při zahájení beranicích prací byla zjištěna pod dělicí stěnou



Pohled na štětovou stěnu jímky dolního ohlaví po rekonstrukci a po prodloužení dělicí zdi mezi VPK a MPK (8/2002)

neproberanitelná betonová vrstva do vzdálenosti cca 10 m. Proto se přistoupilo k předvrtání daného úseku jádrovým vrtákem na vrtné soupravě Soilmec R12. Vrt o prům. 600 mm měly osovou vzdálenost 700 mm. Poté byla v ose vrtů vyhloubena rýha drapákem Komárno šířky 500 mm, hluboká 3 m, která byla následně zalita jílocementem dle receptury stanovené laboratoří Zakládání staveb, a. s.

Jílocementová směs pro výplň rýhy musela splňovat následující, téměř protichůdné požadavky:

- stupeň minimální pevnosti musí naběhnout poměrně rychle, aby nedocházelo k vyplavení směsi prouděním vody při provozu v sousední malé plavební komoře,
- pevnost směsi musí být natolik nízká, aby umožnila zabíraní štětovnic do vyplněné rýhy,
- jílocementová směs musí zajistit stabilitu štětové stěny po celou dobu provádění stavebních prací na dolním ohlaví,
- konečná výsledná pevnost směsi musí umožnit vytažení štětovnic při ukončení prací.

Lze konstatovat, že návrh složení směsi zpracovaný laboratoří Zakládání staveb, a. s. splnil všechny uvedené požadavky.

Po zhotovení jílocementové rýhy se provedlo zabíraní štětovnic jímky. To však bylo bezproblémové pouze v místě rýhy. V ostatních částech stěn, kde vrstva navětralých pískovců dosahovala pouze 0,2 až 0,5 m, bylo nutno beranit štětovnice vibroberanidlem podle vodítka a následně je doberanit rázovým beranidlem typu BSP. Tato technologie umožnila doberanění na požadovanou kótu, ovšem už na hranici odolnosti materiálu štětovnic.

Následující práce probíhaly postupně ve třech fázích. V první fázi se zhotovily ve vzdálenostech 2,4 m od sebe tzv. plovoucí kotvy, které jsou navrženy proti tlaku přitěžovacího násypu uvnitř jímky. Plovoucí kotva se skládá z 1 m dlouhého úpalku štětovnice vyplněné betonem, na které je navařen plech s čepem a táhlem. Kotva je usazena do požadované pozice jeřábem z lodi, poté se sklopí táhla a navaří se nad hladinou na štětovnicovou stěnu. Zároveň se provedla injektáž nasazené dotěžovací konstrukce ze štětovnic na dělicí zeď mezi komorami, vyplněnými štěrkokámenkem. Po provedení přitěžovacího násypu bylo možno zahájit čerpání vody v jímce. Ihned se započalo s montáží provizorních šikmých rozpěr z trubek (druhá fáze) a zároveň s odstraňováním přitěžovacího násypu. Ve třetí fázi byly ve dvou úrovních zřízeny trvalé rozpěry. Součástí jímky byly též zaplavovací otvory pro řízené zaplavení komory v případě povodně. Samostatnou součástí jímky byla jedna úroveň horninových kotev v úseku larsenové stěny na ostrově, kde slouží jedna část stěny opět jako ztracené bednění pro betonové konstrukce. Znovu se zde prováděla demontáž jímky včetně trvalých rozpěr.



Beranění jímky z larsen na dolním ohlaví pod VPK, stěna mezi MPK a VPK (2/2001)

SO 04 – Horní plavební kanál

Práce Zakládání staveb, a. s. na horním plavebním kanále spočívaly ve vybudování pravobřežního svodidla u VPK v délce 75 m (přímá



Pohled na část hotových stojek z larsen pro pravobřežní svodidlo, osazených do vrtů pod ochranou pažnic (2/2002)

část) a 12 m (zaoblená část), a dále středového svodidla šípovitého tvaru mezi komorami v celkové délce 20,7 m. V současné době je vyjma posledních sedmi metrů provedeno celé pravobřežní svodidlo a demontována část starého středového svodidla. Konstrukci svodidla tvořily stojky z larsen III n délky 8 m, osazené do předvrtaných vrtů a zabetonované. Další část



Již hotová část pravobřežních svodidel s lávkou, horní plavební kanál (8/2002), pohled z druhé strany

tvorí lávka se vzpěrami a podélné larseny jako svodidlo. Všechny ocelové konstrukce jsou chráněny metalizací a epoxydehtovým nátěrem. Svodidlo se provádělo z hornopalubové tlačné vany BPP1000 Jantar opět vrtnou soupravou Soilmec R12. Průměry vrtů byly 630 mm a délka cca 3 m s minimálním zahloubením 1 m do pískovce. Po odvrtání se provedlo osazení larseny s armokošem u paty, její přesné usazení do vodítka a následné zabetonování.

SO 05 – Dolní plavební kanál

Na dolním plavebním kanále se provádějí rozsáhlé stavební úpravy. Pravý břeh je téměř v celé délce přizpůsoben pro potřeby dolní rejdy, dalbového stání a rekonstrukci špičky kanálu. Dalbové stání se realizuje v délce 155 m. Dále provádíme celkem tři svodidla, a to pravobřežní, středové mezi MPK a VPK a levostranné u MPK. V současné době je provedeno osazení šesti dalb, které jsou provedeny jako typové pružné ocelové ze štetovnic III n, plechů a válcovaných profilů, svařených jako celek. Nosným prvkem jsou čtyři svařence z dvojic larsen osazené do vrtů pažených ocelovými pažnicemi průměru 630 mm. Návodní svařence mají délku 10,25 m a nábrežní 9,45 m a byly osazené do vrtů délky 8,3 m. Pracovní rovina pro vrtání byla zvolena tak, aby betonáž betonářskými koši neprobíhala ve velkých výškách a odpažení vrtu bylo přitom možné



Osazené krabice z larsen pro montáž dalb na dolním plavebním kanále (08/2002)

provést vrtnou soupravou na maximální zdvih vrtného stolu. Po provedení třech dalb bylo jasné, že osazování jednotlivých nosných prvků do vrtu průměru 630 mm v prakticky strojařské toleranci je velmi obtížné a zdlouhavé. Proto se zbývající 3 ks dalbových stání osazovaly do vrtu průměru 1 800 mm paženého bentonitovou suspenzí. Postup prací se poté výrazně urychlil.

SO 07 – Stání sportovních plavidel

Stání sportovních plavidel sestává z pontonu s kotvicími prvky pro malá sportovní plavidla spojeného se břehem kloubově lávkou. Ponton je kotven pomocí lan do zabíraných krabic z larsen, které měly upravenou hlavu.

SO 17A – Štetová stěna na levém břehu nad MPK

Realizace tohoto objektu spočívá ve vybudování 76,8 m dlouhé štetové stěny, která částečně kopíruje původní stěnu. Před zahájením prací bylo nutno odstranit staré konstrukce z koryta kanálu (jednalo se převážně o staré larseny zařízlé pod vodou v úrovni dna), které kolidovaly s trasou nové stěny. Délka larsen je 7 m. Stěna navazuje na levé horní ohlavi MPK. Beranění probíhalo ze břehu vibroberanidlem ICE416L na nosiči jeřábu AD28. Součástí tohoto stavebního objektu jsou i kotevní trojice larsen ve vzdálenosti 8 m od stěny, do nichž jsou ukotvena táhla navařená na převážku nové stěny a opatřena trvalou ochranou. V horní úrovni je proveden železobetonový monolitický věnec s opancérováním, osazený kotvicími prvky – pacholaty. Tento věnec je přesazen o 15 cm před larsenovou stěnu, přičemž pod věncem se nacházejí dvě úrovně vodo-rovného svodidla.

Ing. Jaroslav Vrzák, Zakládání staveb, a. s.

Foto: autor a Libor Štěrbá

Reconstruction of a big navigation lock of the waterworks in Roudnice nad Labem

Reconstruction of a big navigation lock in Roudnice nad Labem is one of the series of big constructions by the Zakládání staveb, a.s., carried out from the water, where numerous technologies of special foundation engineering were used. The work objective of this reconstruction was an installation of a larsen cofferdam on both upper and lower gates chamber, construction of a quay wall, flexible safety fences with a walkway, pile sleeve stalls, sporting water craft stalls, as well as construction of other minor premises.

The article draws attention to the difficulties with the buildings reconstruction, which is significantly influenced by the original construction. The difficulties usually develop no earlier than in the course of carrying out the works and thus demand a change in both the construction project and its realisation.