

ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

2/2010

Ročník XXII



- REKONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO MOSTU KOLÍN PŘES LABE
- PROTIPOVODŇOVÁ OCHRANA MĚSTA CHOCEŇ
- REKONSTRUKCE DOMU NA VÁCLAVSKÉM NÁM. V PRAZE
- SANAČNÍ INJEKTÁŽ ZÁKLADOVÝCH KONSTRUKCÍ MOSTU PŘES OHŘI U SOKOLOVA





Časopis ZAKLÁDÁNÍ

vydává:

Zakládání staveb, a. s.

K Jezu 1, P. O. Box 21
143 01 Praha 4 - Modřany

tel.: 244 004 111

fax: 241 773 713

E-mail: propagace@zakladani.cz

<http://www.zakladani.cz>

<http://www.zakladani.com>

Redakční rada:

vedoucí redakční rady:

Ing. Libor Štěrba

členové redakční rady:

Ing. Martin Čejka

Ing. Jan Masopust, CSc.

Ing. Jiří Mühl

Ing. Michael Remeš

Ing. Jan Šperger

Redakce:

Ing. Libor Štěrba

Jazyková korektura:

Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:

Rekonstrukce mostu Kolín

Foto: Libor Štěrba

Překlady anotací:

Mgr. Klára Koubská

Design & Layout:

Jan Kadoun, Studio 66 & Partners, s. r. o.

Tisk:

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

Ročník XXII

2/2010

Vyšlo 10. 8. 2010 v nákladu 1000 ks

MK ČR 7986

ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2010 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,

balného a poštovního.

Objednávky předplatného:

ALL PRODUCTION, s. r. o.

Areal VGP

Budova D1 F V. Veselého 2635/15

193 00 Praha 9 – Horní Počernice

tel.: 234 092 811,

fax: 234 092 813

E-mail: obchod@allpro.cz

<http://allpro.cz/>

<http://predplatne.cz/>

Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98

OBSAH

SERIÁL

Stavební stroje kdysi, pokračování: část 6.

Silniční válce a další technika

2

Zdeněk Bauer

AKTUALITY

Pražské geotechnické dny 2010

6

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., VUT Brno, Ústav geotechniky

ZE ZAHRANIČNÍCH ČASOPISŮ

The Pinnacle – další mrakodrap na londýnském panoramatu

8

Podle článku The Pinnacle of Ingenuity z časopisu Ground Engineering, March 2010 zpracoval RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

Protipovodňová ochrana města Chocně

11

Ing. Petr Vávra, Povodí Labe, státní podnik,
s přispěním Marcela Chmelíka, DiS., červen 2010

OBČANSKÉ STAVBY

Rekonstrukce domu Václavské náměstí č. p. 838/9 v Praze 1

16

Ing. Jiří Smolař

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

Zajištění stavební jámy bytového domu s pečovatelskou službou v Benediktské ulici v Praze 1

20

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

DOPRAVNÍ STAVBY

Rekonstrukce železničního mostu Kolín přes Labe

24

Ing. Jiří Charamza, FG Consult, s. r. o.,

s přispěním ing. Michaela Remeše, Zakládání staveb, a. s.

Tomáš Průša, Zakládání staveb, a. s.

Rekonstrukce mostu přes Ohři u Sokolova na silnici I/6 – sanační injektáž základových konstrukcí mostu

32

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



Stavby dráhy Veselí nad Moravou–Nové Město nad Váhom se v úseku u Myjavy od roku 1924 účastnila i pražská firma Nejedlý, Řehák a spol. Její rypadlo Škoda s lopatou 2 m³ však bylo zdrojem potíží a část prací firma nedokončila.

STAVEBNÍ STROJE KDYSI, POKRAČOVÁNÍ: ČÁST 6. SILNIČNÍ VÁLCE A DALŠÍ TECHNIKA

První světová válka do značné míry změnila obraz velkých stavenišť v nové republice. Po jejím skončení to zprvu nebylo moc nápadné, protože vodní stavby na středním Lábí po válečném živoření nabraly na síle. Nový stát však především potřeboval rychle uskutečnit mnohé jiné projekty pozemních komunikací. Objevila se řada domácích stavebních firem s velkými ambicemi a mnohé z nich záhy uspěly. Dvacátá léta znamenala prudký rozvoj stavební činnosti. Ta se už ale nesoustřeďovala převážně na velké vodní stavby, kde se dala nejlépe využít ta nejsilnější bagrovací a dopravní technika, jakou představovaly plovoucí bagry, elevátory a parníky na vodě a velká korečková rypadla se silnými lokomotivami o rozchodu 900 mm na souši. Nevýhodný zeměpisný tvar Československé republiky, uměle spleené ze tří hodně odlišných částí bez vhodných komunikací mezi „předlitavskými“ historickými zeměmi a někdejšími Horními Uhrami, o Podkarpatské Rusi nemluvě, vyžadoval co nejrychlejší výstavbu spojovacích železnic i silnic. Kromě Košicko-bohumínské dráhy, vedoucí přes území zprvu okupované Poláky, neexistovala mezi Moravou a Slovenskem jiná hlavní, tedy dostatečně únosná

dráha a z Brna do Bratislavy se dalo dojet jen přes úvrať po lokálce. Na své dokončení také čekaly ještě za Rakousko-Uherska připravené plány vybudování druhé koleje na některých

hlavních tratích, vedoucích především z Prahy. Zjednodušeně řečeno vévodily meziválečnému období u nás stavby výkonných železnic a později také hlavních silnic.



Při stavbách sypaných hrází v Hamrech a v Souši byl od konce prvního desetiletí 20. století používán válec francouzské firmy L. Brunet Fils, osazený dvouválcovým benzínovým motorem o 12 koních. Stroj s rýhovanými válci měl údajně hmotnost jen 3 tuny.

Na rozdíl od prohrabávání vodních koryt byla stavba úzkého pásu pro železnou kolej přece jen poněkud decentní. Jakkoliv se už během války a znovu brzy po ní snažila firma Lanna i stavitelé Nejedlý s Řehákem používat při hrabání zářezů pro trať korečkové i lopatové rypadlo, dostávali se při tom do problémů. Těžké rypadlo na zrádném svahu ujíždělo, zemina vyhrabaná ve velkých kusech se špatně ukládala do náspů a odborníci byli k využití těchto strojů skeptičtí. Zatím na železnici vítězila ruční kopáčská práce, což do značné míry vyhovovalo i požadavkům na zaměstnanost. Také „velký“ rozchod s těžkými lokomotivami byl na těchto stavbách málo užitečný, protože se koleje daleko častěji překládaly a „ohebnější“ užší kolej 600 nebo 760 mm se lépe přizpůsobila potřebám. Došlo tak k rozdělení na velké stavby vodní, kde převažovaly dál silné parní stroje, a rozsáhlé stavby železniční, zpočátku především na moravsko-slovenském pomezí, na nichž vládli kopáči, podporovaní menšími parními a sem tam už i motorovými lokomotivami. Protože podíl těch druhých staveb se rychle zvětšoval, měnila se tím i celková stavební scéna. Velké firmy jako Lanna, Kress, Kruliš, Faigl a další přesunuly alespoň část svých objemných strojů na odkrývání uhelných lomů v severozápadních Čechách, odkud je občas jen nakrátko odvezly jinam na odhrabání velkého objemu materiálu. Mladší firmy už se vybavily univerzální technikou, použitelnou na jakékoliv stavbě. K ní patřila i menší lopatová rypadla s objemem lopaty do jednoho krychlového metru, s nimiž se postupně stavbaři naučili pracovat tak, aby se hodila i pro výstavbu drah.

Protože se téměř všechna zemina při stavbě železniční tratě, vykopaná ze zářezů, musela uložit do náspů, po nichž měly jezdit těžké lokomotivy, bylo nutné zajistit dokonalé zhuštění materiálu, zvláště toho, který vyhrabala rypadla. Kromě jiných opatření tomu vydatně pomáhaly **silniční válce**, vlečené i samohybné. Parní válce byly původně vyráběny a používány téměř výhradně k úpravě cest. U nás se poprvé objevily v 80. letech 19. století a až do první světové války je nakupovaly prakticky jen veřejné instituce na úrovni měst, obcí a okresů, které prováděly výstavbu i opravy silnic ve vlastní režii. Pro stavební firmy, a to i velké, to proto byla zbytečná investice, když si mohly válec v případě potřeby snadno pronajmout. Teprve ve 20. letech se začala situace měnit. Jednak se válce začaly používat na stavbách železnic, a to nejen při válcování silničních přeložek a příjezdů ke stanicím, jednak začal stát zadávat velké silniční stavby soukromým firmám. Některé z nich se na silniční stavby



Tři parní válce ČKD podnikatelství Nejedlý, Řehák a spol., při práci na silnici asi v roce 1930. První dva jsou patnáctitunové „mamuty“, napravo asi o čtyři tony lehčí typ M.



Nejmenší parní válec typu AT vyrobila ČKD jen ve čtyřech exemplářích. Na konci 20. let se tento tandemový válec předváděl v Praze na Žižkově při asfaltování vozovek, o deset let později si jeden koupila stavební firma Beneš.



Početné stádo více než 30 parních válců Škoda vlastní stavební akciová společnost Konstruktiva a přes zimu je skladovala pod dřevěným přístřeškem ve své ohradě v Praze-Záběhlicích



V letech 1930–31 si ČSD pro novostavby tratí a výstavbu druhých kolejí obstaraly deset motorových válců Tatra (licence Kemna) s hmotností 5 až 7 tun. Válcové byly vybaveny přídatným zařízením pro přesun vlastním pohonem po kolejích.

začaly specializovat (například Beneš, Diviš, Nejedlý-Řehák a spol., Posista, Konstrukti-va). Je zajímavé, že první válce, zachycené fotografiemi na velkých stavbách, jsou stroje se spalovacím motorem, přestože jinak naprosto převažoval parní pohon. Vůbec první samohybný válec zaznamenaný na velkých stavbách v Čechách byl tříkolový stroj s benzínovým motorem a rýhovanými koly francouzské výroby, první svého druhu v Rakousko-Uhersku. Použili ho ke zhutnění sypaných hrází přehrad v Hamrech na Chrudimce a v Souši v Jizerských horách. V 19. století se parní válce dovážely výhradně od anglických firem Aveling & Porter

a Fowler, i když ta je postupně stále více montovala v Magdeburgu. Hned na začátku 20. století se ale do výroby těchto strojů pustily dvě domácí firmy Märky, Bromovský & Schulz v Hradci Králové a První Českomoravská v Praze-Libni. Hradecký výrobce se později stal součástí Škodových závodů a spolu s ČKD a První brněnskou a královopolskou strojírnou ovládly tyto firmy zdejší výrobu parních i motorových válců, dodávaných ve velkých sériích, částečně i pro export. S motorovými válci podle německé licence se k nim později přidružila i Tatra. Silniční válec se tak stal jediným z velkých stavebních strojů,

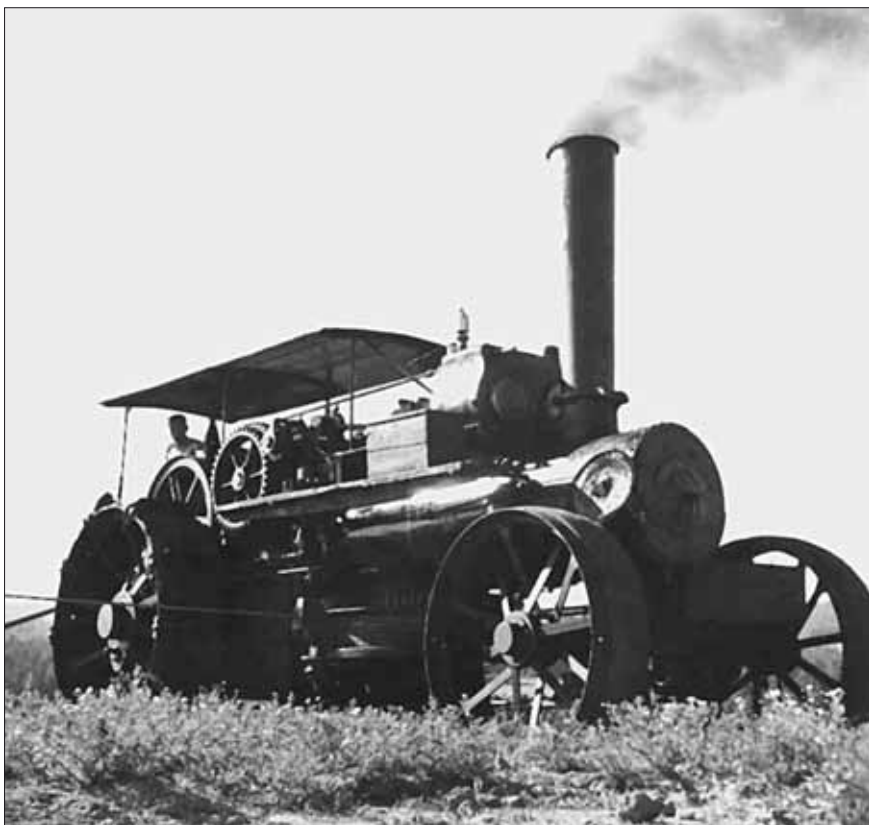


Drtič Škoda byl sice určen především pro silniční stavby, mohl však pracovat také přímo v lomu. Byl doplněn třídícím bubnem a vybaven vlastním pohonem prostřednictvím řetězového převodu.

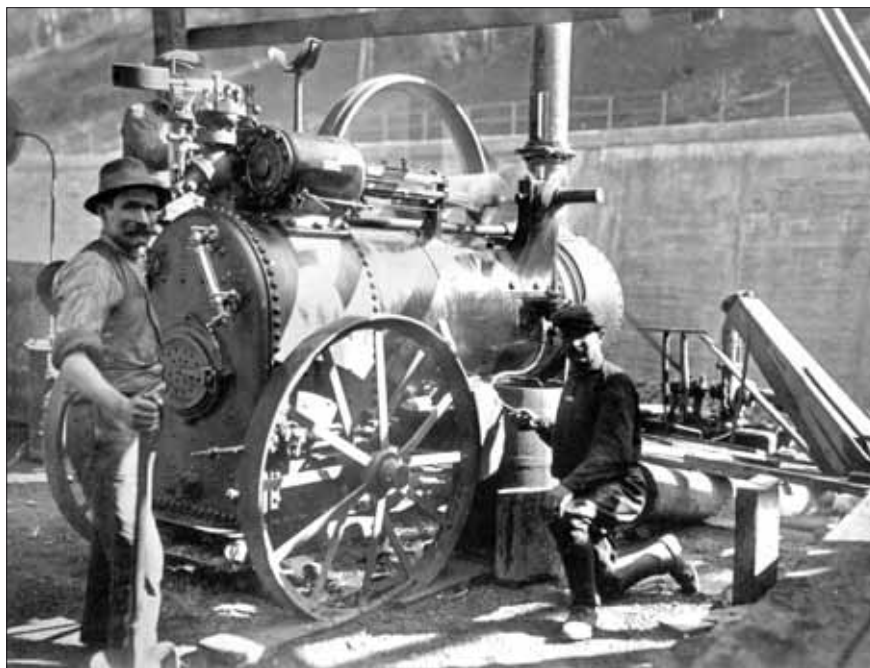
u něhož v inventáři našich stavebních firem naprosto převládaly domácí výrobky nad zahraničními. Před druhou světovou válkou měla naše stavební podnikatelství téměř sto parních válců, z nichž necelá dvacítko byla vyrobená v cizině. Podobné počty a poměry platily i pro válce motorové.

Samohybné parní i motorové válce byly vyráběny v podobě tříkolové, kdy říditelné přední široké kolo bylo menšího průměru než zadní boční kola, nebo v podobě tandemové se dvěma širokými válci stejného průměru. Hmotnost strojů činila u nejmenších parních válců 6 až 7 tun, u motorových dokonce jen 2,5 až 3 tuny, největší parní válce vážily přes 15 tun. Základní hmotnost bylo možné zvýšit vodní náplní kol a přídatnými závažími, takže nejtěžší varianty parních válců měly obvykle udávanou hmotnost 18 tun, výjimečně ale i přes 20 tun. Nejrozšířenějším naším parním válcem se stal typ „mamut“ o hmotnosti 15–18 tun z pražské strojírny ČKD, kterého bylo ve více variantách mezi lety 1924 a 1952 vyrobeno na 250 kusů. Největší flotilu parních válců měla (kromě pražského magistrátu) ze stavebních firem Konstrukti-va s počtem 35 strojů, které s výjimkou dvou zahraničních pocházely všechny od mateřské firmy Škoda.

K pohonu čerpadel pro čerpání vody z jámek a základových jam, kompresorů při vrtacích pracích v tunelech, lanovek, výtahů i dynam pro osvětlování sloužily nejdříve parní motory, nazývané **lokomobily**. Některé měly stojaté kotle a svisle umístěné parní stroje, mnohem obvyklejší ale byl vodorovný plamencový nebo trubkový kotel s parním strojem na hřbetu. Od řemenice na klikovém hřídeli byl plochým řemenem poháněn hnaný stroj, jemuž obvykle postačoval příkon do 50 koní. Většina stavebních lokomobil dávala proto výkon od 20 do 40 koní, silnější byly používány jen ve výjimečných případech. Téměř žádná lokomobila se neuměla vlastní



Samohybný parní pluh Fowler s navijákem při práci na tzv. německé dálnici Vídeň–Vratislav u Černé Hory na Moravě na začátku 40. let. Firma Hrabě & Lozovský používala tři páry těchto strojů pro skrývku ornice a odstraňování slabší vrstvy zeminy.



Jednoválcová lokomobila firmy Lanna od anglického výrobce Robey & Co., zachycená v plném běhu při čerpání vody na stavbě přehrady Březová u Karlových Varů roku 1931

silných mužů naráz tahem za paprskovitě uspořádané závěsy vytažovalo beran v taktu udávaném předákem. Mechanizaci zprvu představoval nekonečný řetěz, táhnoucí beran vzhůru k uvolňující západce a uváděný do chodu ručně vratidlem a později parním motorem. Na začátku 20. století se začaly používat samočinné parní berany, fungující na principu dlouhého válce a pístu, k nimž stačilo hadicí přivádět z kotle páru. Oč menší u nich byla pádová výška, tím častěji mohl beran dopadat. Oba typy fungovaly vedle sebe ještě ve 30. letech, kdy staré řetězové stroje poháněl elektromotor, zatímco samočinné byly někdy ovládány stlačeným vzduchem od kompresoru. Na stavbě zdymadla ve Vraném tak vedle sebe pracovala tři beranidla – elektrické, pneumatické a parní. Parní beranidla byla vesměs nakupována od zahraničních firem, především anglických nebo Menck & Hambrock z Německa.

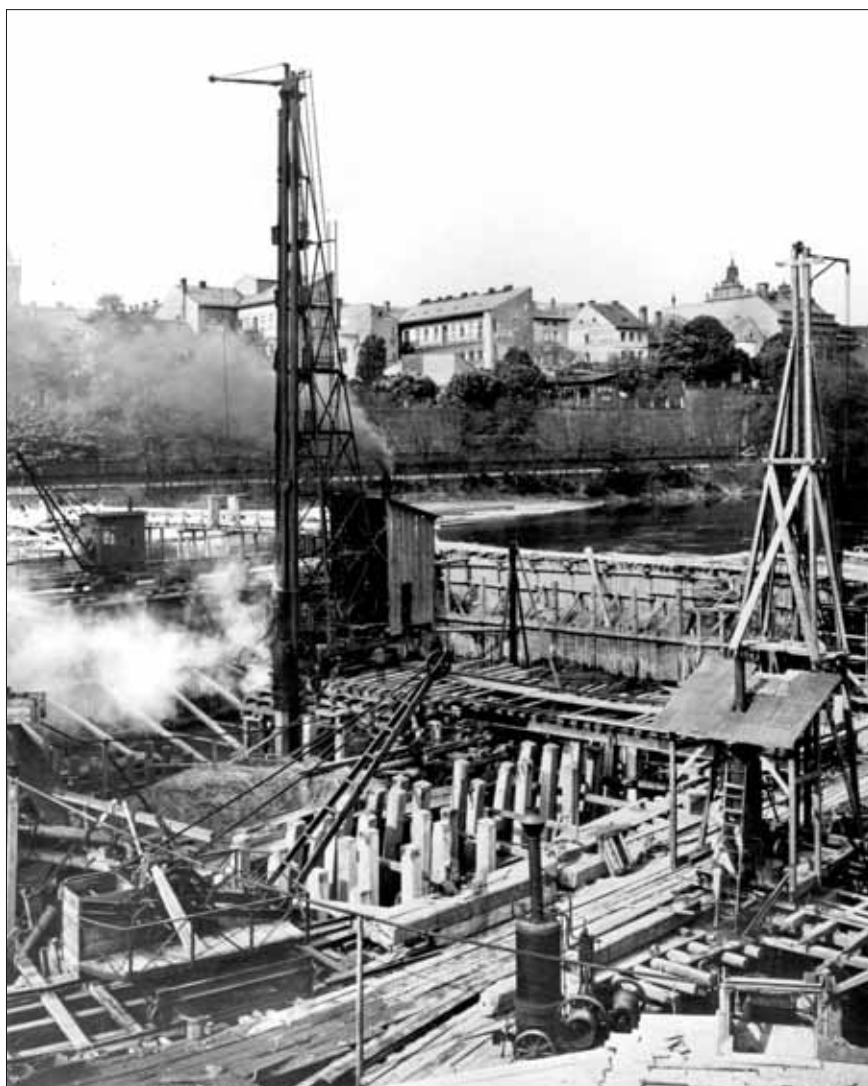
Zdeněk Bauer

silou pohybovat, protože jen na málokteré z nich, a to většinou pro zemědělské účely, byl řetězový pohon nápravy. Parní motory vyráběla celá řada firem včetně domácích (Umrath, Wikov a další), avšak nejvíc jich pocházelo přímo z Anglie nebo od firmy Hofherr & Schrantz ve Vídni či Budapešti jako licenčního výrobce anglických strojů Clayton & Shuttleworth. Osudy některých lokomobil jsou zajímavé tím, jak putovaly z místa na místo a z ruky do ruky mezi firmami různých odvětví od selských dvorů přes dílny řemeslníků až ke stavebním podnikatelům i obráceně.

V pozdější době univerzálních elektromotorů upadly parní motory pomalu v zapomnění, částečně nahrazené agregáty se spalovacími motory. Ještě ve 30. letech však byly běžně používány, byť třeba jen jako záložní pohon pro případ výpadku elektrické sítě v místě stavby. Na stavbě mostů u Zvíkova v 60. letech 20. století byla vyfotografována parní lokomobila v chodu, i když sloužila jen jako zdroj páry pro ohřívání betonové směsi. Její parní stroj však musel být funkční, aby poháněl napájecí pumpu.

Samohybné parní lokomobily se také stavěly jako těžké tažné stroje, především pro zemědělství. Většinou byly vybaveny navíc pro pohon víceradličných pluhů při parní orbě. Tyto stroje se ve stavebnictví objevovaly jen zřídka místo traktorů a buldozerů. Několik párů oračků z velkostatků koupila ve 30. letech firma Hrabě a Lozovský a používala je mimo jiné při stavbě dálnice na Moravě.

Nejstarší **beranidla** byla samozřejmě poháněna lidskými svaly, kdy třeba dvanáct



Na stavbě kolínského jezu firmou Kapsa & Müller vidíme při zakládání jezových pilířů v jímce v červnu 1914 v popředí vlevo ruční a vlevo uprostřed parní jeřáb, vpředu ještě parní lokomobila se stojatým kotlem pro pohon čerpadla, ale hlavně dvojici parních beranidel. Levé z nich o výšce 20 m vyrobila pro zarážení dlouhých železobetonových pilot německá firma Menck & Hambrock.

PRAŽSKÉ GEOTECHNICKÉ DNY 2010

Článek přináší podrobnou zprávu z programu letošních Pražských geotechnických dní, který se soustředil především na téma pilotového zakládání. Vrcholem programu byla Pražská geotechnická přednáška, s níž vystoupil prof. Harry Poulos z Coffey Geotechnics – největší současné kapacita v oboru pilotového zakládání staveb – na téma zakládání 160 poschodí vysoké budovy Burdž Dubai v Arabských emirátech.

V dnech 24. a 25. května 2010 se konaly v pořadí již 18. Pražské geotechnické dny, jejichž pořadatelem je ARCADIS Geotechnika, a. s., Czech and Slovak National Committee of the ISSMGE ve spolupráci s Českou geotechnickou společností ČSSI a pod patronací Ústavu teoretické a aplikované mechaniky AV ČR. Součástí Pražských geotechnických dní je vždy Pražská geotechnická přednáška, jež je přístupná široké veřejnosti; jedná se vždy o přednášku mimořádné světové osobnosti tohoto oboru. Letos byla tato charakteristika naplněna zcela, neboť do Prahy zavítal prof. Harry Poulos z Coffey Geotechnics a Univesity of Sydney z Austrálie, jenž je jistě největší světovou osobností v oboru pilotového zakládání staveb. A jak už to u takovýchto lidí bývá, je to mimořádně skromný a přívětivý pán s noblesním vystupováním.

Pondělní program odborného semináře na téma: Pilotové zakládání staveb otevřel za hlavního pořadatele Ing. Vítězslav Herle a úvod k semináři přednesl prof. Ing. Ivan Vaníček, DrSc., z ČVUT Praha. Následovaly tři odborné přednášky, a to:

- **Moderní metody zkoušení pilot** (Ing. Josef Líbal, ARCADIS Geotechnika, a. s., Praha). Autor probral postupně všechny nejdůležitější metody testování pilot co do únosnosti i co do kvality. Ukázal vývoj v oblasti statických zatěžovacích zkoušek, a to od prvních ocelových mostů zatížených vnějším zatížením (ingoty, panely) až po mosty moderní, jež jsou vesměs kotvené tahovými pilotami nebo zemními kotvami. Hovořil rovněž o dynamických zatěžovacích zkouškách pilot a vzpomněl při této příležitosti průkopnické práce dr. A. Dvořáka, DrSc. Uvedl dále kvalitativní zkoušky jako PIT a zejména pak zkoušku ultrazvukovou (CHA).

- **Prehodnocovanie hĺbkového zakladania vysokých budov v Bratislavě** (prof. Ing. Peter Turček, Ph.D., SvF STU Bratislava). Přednáška se zabývala návrhem a realizací zakládání vysokých budov v Bratislavě poblíž Dunaje, kde jsou velmi specifické geotechnické poměry, neboť kvartérní štěrky zde zasahují do hloubek kolem 15 m a jsou údajně i kypré. Toto konstatování vyvolalo diskusi, neboť by se jednalo o dosti netypický jev pro terasové sedimenty. Nicméně bylo konstatováno, že jde o dosti jednozrnné štěrky, v nichž chybí písčité a jemnozrnná frakce. (To ostatně

může autor tohoto textu potvrdit, neboť tento fakt nakonec vedl k přepracování projektu zajištění stavební jámy River Park v Bratislavě, realizované společností Zakládání staveb, a. s., z původních podzemních stěn, kde by vznikly velké problémy s pažením suspenzí na převrtávané pilotové stěny, jež byly paženy ocelovými pažnicemi.)

Podloží štěrků tvoří v Bratislavě neogenní sedimenty, jež jsou však výrazně odlišné např. od neogénu na Moravě, a to zejména přítomností vrstev i čoček jemnozrnných zvodnělých písků v jinak vysoce plastických jílech. Prof. Turček uvedl na příkladě zakládání dvou objektů: Viedenská brána a Aupark, že v těchto podmínkách není hlubinné zakládání vždy tím nejlepším řešením. Vychází z toho, že výstavbou hlubokých suterénů se základová spára přibližuje neogenním sedimentům s podstatně horšími deformačními vlastnosti, a tudíž piloty vetknuté do neogénu by měly (výpočtově) vést ke značnému sedání. Oba objekty byly tedy založeny plošně na mohutné základové desce (tl. až 2,0 m), přičemž její podloží bylo zlepšeno vibračním hutněním pomocí štěrkových pilířů v rastru vesměs 3x3 m, popř. i hustším, a to do hl. 10 m. Tím bylo dosaženo zmenšeného sedání plošného základu zhruba na polovinu oproti vypočtenému sedání bez zlepšení základové půdy. Polemiku však vyvolalo konstatování, že navrhované a nakonec nerealizované pilotové zakládání by vedlo k výrazně většímu sedání.

- **Využití pilotových základů v sanaci staveb** (doc. Ing. Jan Masopust, CSc., VUT Brno).

Autor hovořil po dohodě s pořadatelem o zcela typickém využití vrtaných pilot jakožto pomocných konstrukcí použitých při sanaci závalu v tunelu Březno u Chomutova. O tom bylo ostatně podrobně referováno v č. 1/2007 tohoto časopisu.

Odpolední program byl zahájen již tradičním předáním Ceny akademika Guido Záruby pro mladé inženýrské geology a geotechniky, kterou letos obdržel Mgr. Jan Najser z Přírodovědecké fakulty UK za práci týkající se matematického modelování základové půdy v prostředí výsypek hnědouhelných dolů.

18. Pražská geotechnická přednáška

Zlatým hřebem pondělního programu byla 18. Pražská geotechnická přednáška prof. H. Poulou: **The pile raft foundation for the Burj Dubai – Design and Performance**. O tomto v současné době nejvyšším objektu na světě (výška 828 m), jenž byl slavnostně otevřen letos v lednu, jsme si již v odborné literatuře leccos přečetli (viz např. Zakládání 1/2009), nicméně informace o jeho zakládání byly pro většinu přítomných nové a velmi zajímavé. Objekt má 160 poschodí, jeho půdorysný tvar je široce rozkročené Y a v přízemí a do výšky několika poschodí se nachází rozšířené pódium. Objekt je podsklepen 4–6 poschodími podzemních garáží a založen je na základové desce tl. 3,70 m podporované celkem 194 ks vrtaných pilot prof. 1,50 m a dl. 35–50 m. Pódium je založeno na celkem asi 300 ks vrtaných pilot prof. 880 mm délky kolem 20 m. Každé ze tří křídel výškové budovy má své vlastní jádro a podpěrné pilíře, jež tvoří šestiboký nosník, vyznačující se vysokou tuhostí jak ohybovou, tak i torzní. To ostatně potvrdila dynamická analýza této konstrukce, vykazující dostatečně dlouhou periodu pro příslušnou dynamickou odezvu jak ve směru příčném, tak pro torzní účinky. Geotechnické poměry na staveništi umístěném na mořském břehu jsou dosti jednoduché.



Účastníci PGD 2010 v konferenčním sále

Svrchu se jedná o středně ulehlé prachovité pisky s podlozím tvořeným zvětralými pískovci a sádrovci. Tyto horniny směrem do hloubky nabývají lepších pevnostních a deformačních parametrů a tvoří vrstvu, do níž byly vrtané piloty vetknuty (dle našich zvyklostí byly vetknuty do horniny tř. R4 nejméně na délku 10 m a ukončeny 2–3 m v hornině tř. R3). Jejich mimořádná únosnost dosahovala až 25 MN a byla prověřena několika statickými zatěžovacími zkouškami na mimosystémových pilotách se zatížením dosahujícím až 40 MN. Piloty byly vrtány rotačně náběrovým způsobem pod ochranou pažení pomocí polymerové suspenze. Její výhodou je kromě jiného ta skutečnost, že písčitost před betonáží bývá podstatně menší než v případě bentonitové suspenze a rovněž tak filtrační koláč je zcela zanedbatelný. Prof. Poulos vedl skupinu odborníků, jež měli supervizi nad projektem zakládání objektu, který vypracovala firma Hyder (UK). Jejím hlavním úkolem byl přepočítání základové desky podepřené vrtanými pilotami, kdy se vycházelo jednak z výsledků statických zatěžovacích zkoušek, jednak bylo provedeno rozsáhlé matematické modelování za použití programu PIGS. Kontrola prokázala projektantem spočítané sedání o velikosti 78 mm. Naměřené sedání po výstavbě objektu dosáhlo hodnoty kolem 45 mm, přičemž ovšem vlastní deformace (stlačení) nadzemní konstrukce objektu činí kolem 300 mm, sedání základů je tedy prakticky zanedbatelné. Prof. Poulos nakonec informoval o připravované výstavbě budovy vysoké přes 1000 m, jež se má uskutečnit v blízkosti Burj Dubaj, přejmenovaného na Burj Khalifa.

Další program

Odpoledne proběhla dále schůze Českého a Slovenského výboru pro mechaniku zemin a zakládání staveb, jejímž hlavním bodem byl návrh transformace této společnosti na Občanské sdružení „Česko- Slovenská členská společnost ISSMGE“. V úterý 25. 5. byl na programu workshop s názvem: **Rizika navrhování a provádění pilotových základů**. Ten zahájil prof. H. Poulos úvodní přednáškou: **Defects in Piles – Effects and Remedies**. V ní zejména ukázal na závady jak v navrhování pilotových základů, tak zejména při jejich provádění a uvedl nejčastější metody nápravy těchto závad. My můžeme konstatovat, že velmi podobné problémy, které známe z naší stavební praxe, se vyskytují i jinde na světě. Drastickým příkladem bylo pilotové zakládání dvou bloků obytných domů s 34 patry v Hong-Kongu, jež byly zakládány na desce podporované vrtanými pilotami prof. 2,30 m. Ty měly být vetknuty do poloskalního, popř. i skalního, podloží a měly mít délku přes 30 m. V průběhu výstavby oba bloky výrazně a zejména nerovnoměrně sedaly, což nakonec vedlo k přezkoumání skutečných délek pilot. Ze



Prof. H. Poulos a prof. I. Vaniček při diskusi

suterénu byly provedeny jádrové vrty v každé z těchto velkopřůměrových pilot a ukázalo se, že jejich skutečná délka se lišila až o 15 m oproti délkám navrhovaným. Domy byly dokonce těsně před jejich dokončením zbourány! Následoval příspěvek doc. Ing. J. Masopusta, CSc., s názvem **Je Eurokód přínosem pro hlubinné zakládání?** V tomto již svým názvem poněkud kontroverzním příspěvku přednášející nejprve shrnul hlavní zásady kapitoly 7 normy ČSN 1997-1: Navrhování geotechnických konstrukcí a ukázal na tu skutečnost, že některé z článků týkajících se např. obecných principů návrhů únosnosti pilot jsou správné a přínosné, nicméně rozhodující důraz kladený na 1. mezní stav je zejména pro české projektanty spíše krokem zpět, neboť u nás se již více než 20 let stanovuje únosnost pilot jakožto funkce jejich sedání, tedy dle zásad 2. mezního stavu, jež Eurokód 7 dosti opomíjí. Současně bylo sděleno, že tento nepříznivý dopad bude zřejmě zmírněn vydáním Národního aplikačního dokumentu a zejména potom Komentáře, pro jehož přípravu se formuje tým autorů. Při této příležitosti vyzval prof. Vaniček přítomné k aktivnímu zapojení do zpracovatelského týmu. Třetím v pořadí byl příspěvek Ing. J. Kose, CSc., z ČVUT Praha: **Různé přístupy k navrhování pilotových základů**, v němž ukázal na jednom konkrétním případě návrhu vrtané piloty použití celkem asi pěti různých výpočtových postupů, jež jsou u nás více či méně obvyklé (metoda dle staré ČSN 731002, metoda zrušené ČSN 731004, metoda výpočtu 1. mezního stavu – Šimek, Sedlecký, metoda regresních křivek a metoda pomocí výpočtu MKP). Výsledky byly potom porovnány s konkrétními měřeními pocházejícími ze statické zatěžovací zkoušky této piloty. Další příspěvek do workshopu přednesl Ing. J. Říčica, předseda ADSZS, na téma: **Příklady technologických vlivů a chyb na pilotách**, v němž velice systematicky a názorně rozdělil rizika spojená s návrhem a realizací pilot na objektivní a subjektivní a uvedl i některé rozdílné

přístupy k chápání těchto rizik u nás a v západní Evropě. Nakonec na starém případě pilotového zakládání mostu na Moravě uvedl příklad kumulace celkem asi deseti chyb jak návrhových, tak i prováděcích, jež nakonec vedly k naléhavě potřebě nákladné sanace těchto pilot. Workshop byl ukončen příspěvkem Ing. J. Novotného, CSc., z firmy ARCADIS Geotechnika, a. s.: **Geotechnické aspekty stability pilotovací soupravy**. V něm shrnul zejména své osobní zkušenosti z provádění geotechnického dozoru při realizaci státních zakázek týkajících se vrtaných pilot, kdy v některých případech nebývá věnována dostatečná pozornost úpravě a právě pracovní plošiny pro vrtanou soupravu, což může vést nakonec k jejímu pádu a převrácení, jak na konkrétních příkladech ukázal. Následovala diskuse zejména k prvním třem příspěvkům, jež však nebyla příliš bohatá. Celkově lze konstatovat, že 18. Pražské geotechnické dny byly zdařilým podnikem a přinesly jak nové, tak osvěžily i starší poznatky v oblasti pilotových základů, přičemž lesk jim dodalo zejména vystoupení prof. Poulouse z Austrálie. Škoda jen, že účast byla spíše průměrná, což je však průvodním zjevem dnešní doby a do budoucna s tím budeme muset zřejmě počítat.

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.,
VUT Brno, Ústav geotechniky
Foto: ARCADIS Geotechnika, a. s.

Prague Geotechnical Days 2010

This article brings detailed information about the programme of this year's Prague Geotechnical Days devoted mainly to the topic of pile foundation engineering. The top Prague Geotechnical Lecture was presented by Prof. Harry Poulos of the Coffey Geotechnics – the greatest present authority in the field of pile foundation engineering – on the foundation of the 160-storey building Burj Dubai in the Arab Emirates.



Pohled na hráz poldru č.5

PROTIPOVODŇOVÁ OCHRANA MĚSTA CHOČNĚ

Při povodni v roce 1997 došlo na území severovýchodních Čech k rozsáhlým záplavám a škodám v povodí řeky Orlice; v případě řeky Tiché Orlice to byla snad historicky největší známá povodňová událost. V důsledku této mimořádné povodně byla celá oblast povodí posouzena s cílem najít akceptovatelné a technicky proveditelné řešení, jak zabránit opakování podobných událostí a stanovit postupné kroky realizace preventivních opatření. Prvním krokem bylo stanovení potřebného snížení kulminačních průtoků vybudováním retenčních prostor. Proto došlo v rámci I. etapy „Programu protipovodňové prevence“, realizované v letech 2002–2007, k výstavbě retenčních nádrží v horním povodí Tiché Orlice a horním povodí největšího jejího přítoku Třebovky, které mají snížit (transformovat) kulminační průtoky povodní. Ve II. etapě Programu, která má být dokončena v roce 2013, byly zahájeny práce na protipovodňových opatřeních přímo v intravilánech obcí. Na spodní stavbě těchto konstrukcí se ve značné míře uplatnily technologie speciálního zakládání, popsané mj. v následujícím textu.

Opatření v horním povodí Tiché Orlice

V silně urbanizovaném a relativně úzkém údolí řeky Tiché Orlice je zajištění protipovodňové ochrany zástavby, kapacitně vyhovující regulací toku či výstavbou ochranných hrází, mnohdy velmi problematické nebo prakticky nemožné. Vzhledem k tomu, že v údolí Tiché Orlice nebyl nalezen vhodný prostor pro umístění významné retenční nádrže s rozhodujícím vlivem na průběh povodní, bylo rozhodnuto zajistit transformaci povodňových vln v horních částech povodí výstavbou suchých nádrží – poldrů, respektive zvýšením ochranné funkce stávajících vodních nádrží. Dále pak byly navrženy dílčí úpravy koryt toků či rekonstrukce regulačních staveb. Proto byly vybudovány dvě soustavy poldrů, a to v **pramenní oblasti Tiché Orlice a v horním povodí říčky Třebovky**, kde je potřebný objem retenčního prostoru získán také rekonstrukcí rybníku Hvězda.



Beranění štetové stěny u Obchodní akademie



Protipovodňová zemní hráz u zahrádkářské kolonie

Protipovodňová opatření v obcích u Třebovky a Tiché Orlice

Poté, co byla provedena opatření ke snížení kulminačních průtoků v horních částech povodí, mohlo se přistoupit k budování protipovodňové ochrany v obcích a městech. Na Třebovce se jednalo o zkapacitnění koryta v úseku Dlouhá Třebovka–Hylváty na návrhový průtok cca Q_{50} (51,6 m³/s). Úprava koryta zahrnovala také výstavbu protipovodňových zdí a vakového jezu v Hylvátech. Protipovodňová ochrana na Třebovce se připravuje také v úseku Třebovice–Česká Třebová. Na Tiché Orlici je připravován úsek Ústí nad Orlicí–Kerhartice, v Brandýse nad Orlicí je již ve výstavbě protipovodňová ochrana s úrovní ochrany na Q_{1997} (215 m³/s po transformaci vybudovanými suchými nádržemi), převýšení ochrany je 40 cm.

V současné době se na Tiché Orlici dále připravuje projektová dokumentace na protipovodňovou ochranu obce Plechovice.

Návrh protipovodňové ochrany Chocně

Hodnocením naléhavosti zvýšení protipovodňové ochrany města Chocně a vhodnosti technických opatření na řece se zabýval již v letech 2001–2003 výzkumný projekt FLAMOR, řešený katedrou hydrotechniky Stavební fakulty ČVUT Praha v součinnosti s příslušným ústavem Technické univerzity v Lausanne (Švýcarsko). Z řady variant technických řešení simulovaných na matematickém modelu vyšla nejefektivnější varianta rekonstrukce regulovaného koryta řeky, vybudovaného na přelomu 20. a 30. let minulého století. Varianty, v nichž se převáděly části průtoků náhonem na MVE nebo zkapacitňoval průtočný profil

v místě železniční vlečky do Běstovic se, ukázaly jako méně vhodné nebo neúčinné. Uvedená hodnocení protipovodňových opatření v Chocni již počítala s transformačním účinkem retenčních staveb (poldrů) v horní části povodí.

Pro návrh technického řešení protipovodňové ochrany města Chocně bylo nutno stanovit *návrhový průtok*, do jehož dosažení bude zástavba města ochráněna. K rozhodování o jeho hodnotě byly použity studijní práce prof. Ing. Miloše Starého, CSc., vedoucího ústavu vodního hospodářství krajiny Stavební fakulty VUT v Brně. V těchto pracích byly jednak vyhodnocovány reálné i hypotetické povodňové situace v povodí Tiché Orlice a hlavně účinnost rozhodujících retenčních nádrží (poldry na Tiché Orlici a Třebovce a rekonstruovaný rybník Hvězda na Třebovce) ve vztahu k vývoji povodňových

Suché nádrže na Tiché Orlici a Lipkovském potoce			
	poldr Lichkov	poldr Dolní Lipka	poldr pod Suchým
Plocha povodí	36,51 km ²	22,89 km ²	14,90 km ²
Průměrný dlouhodobý roční průtok	0,591 m ³ /s		
Nádrž			
Celkový prostor	0,865 mil. m ³	1,37827 mil. m ³	1,033496 mil. m ³
Prostor stálého nadržení	---	3737 mil. m ³	3737 mil. m ³
Délka vzdutí (při M _{max})	2,7 km	2,0 km	1,0 km
Zatopená plocha (při M _{max})	48,00 ha	52,50 ha	47,3406 ha
Základní údaje			
Typ hráze	sypaná zemní	sypaná, homogenní	heterogenní
Výška hráze s těsnícím jádrem			
Výška hráze	4,5 m	6,5 m (8)	7 m
Délka hráze v koruně	250 m	524 m	553 m
Šířka hráze v koruně	3,5 m	3,5 m	4,0 m

Suché nádrže na Třebovce a na Dětiřichovickém potoce				
	poldr č. 1	poldr č. 2	poldr č. 4	poldr č. 5
Plocha povodí	18,56 km ²	24,99 km ²	12,71 km ²	8,31 km ²
Průměrný dlouhodobý roční průtok	m ³ /s			
Nádrž				
Celkový prostor	0,6183 mil. m ³	0,4238 mil. m ³	0,2580 mil. m ³	0,1757 mil. m ³
Prostor stálého nadržení	0,0064 mil. m ³	0,0018 mil. m ³	0,0046 mil. m ³	0,0061 mil. m ³
Délka vzdutí (při M _{max})	1,0 km	1,2 km	0,8 km	0,7 km
Zatopená plocha (při M _{max})	15,90 ha	12,00 ha	5,95 ha	4,80 ha
Základní údaje				
Typ hráze	sypaná, homogenní			
Výška hráze	8,8 m	8,5 m	9,5 m	9,6 m
Délka hráze v koruně	290 m	153 m	92 m	80 m
Šířka hráze v koruně	4,5 m	3,0 m	3,0 m	3,0 m



Beranění štětové stěny na Nábřeží krále Jiřího



Štětová stěna na nábřeží Krále Jiřího



Pohled na pravý břeh pod spodním válcovým jezem



Ochranná zeď nad horním válcovým jezem

průtoků po trase obou vodních toků, tedy i v Tiché Orlici v Chocni. Z těchto vyhodnocení mimo jiné vyplynulo, že při povodni v roce 1997 byl v Chocni dosažen kulminační průtok výrazně vyšší než stoletý (četnost opakování je za současného stavu velmi malá – odhad Q_{500} až Q_{1000}) a po výstavbě retenčních nádrží by byl transformován o cca 20 %, tedy z 273 m³/s na 217 m³/s. Město Choceň by mělo být ochráněno proti záplavám stejně jako obdobné městské zástavby, a to do výše stoleté vody. Pracovníci Povodí Labe, s. p., vyhodnotili na matematickém modelu Hydrog (od prof. Ing. Miloše Starého, CSc.), že stoletý průtok bude retenčními nádržími transformován obdobně jako povodňový průtok dosažený v roce 1997 o cca 20 %, tedy ze 235 m³/s na 189 m³/s. S ohledem na výše uvedené (standard ochrany měst, jako je Choceň na Q_{100}) a na povinnost udržet kladnou poměrnou ekonomickou efektivnost řešení (v případě řešení ochrany města na průtok roku 1997 by vyšla ekonomická efektivnost výrazně menší než 1 a nebylo by možno stavbu zařadit do uvedeného dotačního Programu prevence před povodněmi) byla tato hodnota projektem protipovodňových opatření, po dohodě s představiteli města Choceň, zvolena jako návrhový průtok. V souladu s platnými předpisy bylo navrženo převýšení zdí, hrází a betonových i mobilních stěn o 40 cm nad úroveň hladiny při tomto průtoku. Nezanedbatelným důvodem, proč byla také zvolena hodnota návrhového průtoku 189 m³/s, bylo urbanistické zapojení stavby do intravilánu města. Tato hodnota totiž znamená, že převážná část PPO je koncipována jako plně zábradlí výšky cca 1,10 m, a nedochází tak k necitlivému oddělení prostoru řeky od zbytku města. Řeka Tichá Orlice tak zůstává součástí životního prostoru obyvatel Chocně. Koncepce byla v průběhu projektové přípravy konzultována s městským architektem doc. Mužíkem, který zpracoval návrh pohledové části PPO. V souladu s jeho návrhem byla na část zdí aplikována pohledová matrice Tigris.

Geologie

Inženýrskogeologickým průzkumem, zpracovaným RNDr. Medříkem, byly zjištěny následující geologické podmínky lokality. Hodnocená lokalita patří do geomorfologického okrsku Choceňská plošina v rámci širšího celku Orlická tabule. V minulosti, zhruba od roku 1839, došlo k poměrně podstatným změnám topografie města a vodotečí. Koryto Tiché Orlice bylo mírně napřímáno, pod vrchem Homola na levém břehu pak přeloženo dále od svahu. Dřívější meandrující boční koryto, procházející částečně dnešní zástavbou na „ostrově“ tvořeném Tichou Orlicí a energetickým náhonem, bylo zasypano. Náhon byl prohlouben a prodloužen k řece. Předkvartérní podloží je v území budováno sedimentárními horninami, většinu ploch tvoří slínovce. Jejich

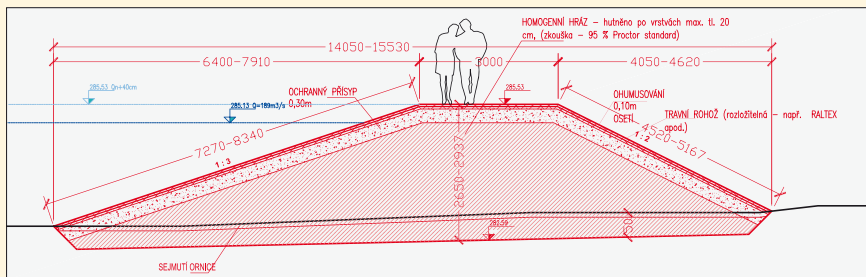


Situace protipovodňových opatření v Chocni

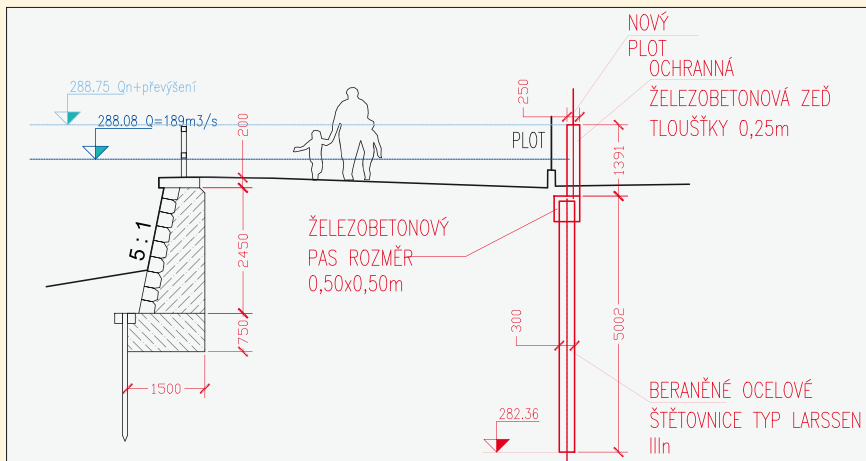
povrch není rovinný – před ohybem řeky leží tyto horniny zhruba 10 m pod terémem, u ohybu řeky pak cca 3 až 4 m pod terémem. Slínovce (jílovce s obsahem vápníku) jsou šedivě jílovité horniny, téměř nevrstvenaté, s bělejšími místy tam, kde je větší obsah vápníku. Kvartérní fluvialní sedimenty uložené na slínovcích jsou tvořeny odspodu:

- štěrkopisky údolní terasy, jejichž mocnost kolísá od cca 8 m na pravém břehu náhonu a klesá místně až na cca 0,20 m podél pravého břehu Tiché Orlice; v některých místech štěrkopisky zcela mizí – vyklíňují;
- hlinitými písky střídavého výskytu mocnosti do cca 1,0 m;

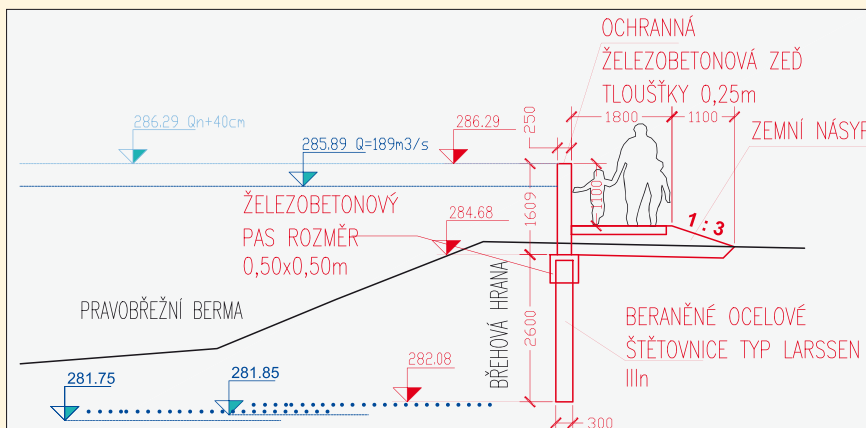
- holocénními náplavovými hlínami velmi malé propustnosti, hlíny se při povrchu území střídají s antropogenními vrstvami – navážkami;
- antropogenními vrstvami, tvořenými navážkami různorodého složení a proměnné mocnosti, dosahující průměrně až několik metrů, největší mocnost byla identifikována cca 3,7 m na levém břehu Tiché Orlice v okolí vrtu V14. Navážky mají pouze malý (místy prakticky nulový) obsah stavebního odpadu, charakteru spíše zemních sypanin. Vzhledem ke svému stáří a ulehlosti jsou místy obtížně rozlišitelné od původních rostlých zemin.



Řez protipovodňovou hrází u zahrádkářské kolonie



Řez protipovodňovou zdí u mateřské školky



Řez protipovodňovou zdí u na pravém břehu u garáží

Podzemní voda vytváří v údolní nivě Tiché Orlice souvislou, průlinově propustnou zvodně. Pro účely PPO je podstatná podzemní voda vázaná v kvarténních sedimentech. Tato zvodně je hydraulicky odstíněna hydroizolátorem slínů a slínovců od puklinových, vodárensky využívaných struktur křídového skalního podloží. Povrch slínů a slínovců proto tvoří bazální izolátor. Hladina kvarténní zvodně je ovlivněna povrchovými toky (Tichou Orlicí, energetickým kanálem) s místním vzduším jezovými stavbami. Hladina podzemní vody byla zastižena průzkumnými pracemi v hloubce 1,6 až 6,1 m pod terémem, což zhruba odpovídá kótám 283,30 m n. m. (BPV) v nadjezí jezu v km 28,378 km Tiché Orlice, cca 281,50 m n. m. v podjezí. Proudění podzemní vody je ve štěrčích, štěrkopísčích a píscích převážně ve volném režimu. V místech, kde je proud podzemní vody omezen málo propustnými hlínami, dochází lokálně k napjatému proudění.

Stavební řešení

V první fázi přípravy projektové dokumentace bylo třeba vyhodnotit, jaký typ konstrukce protipovodňové ochrany bude v lokalitě použit. V úsecích, kde byl dostatek místa pro zemní konstrukci, byla použita **homogenní hráz**. Jedná se především o úsek v dolní části města u zahrádkářské kolonie. Dvě menší hráze byly zřízeny v Pelinách a podél ulice Pardubická. Již v průběhu projektování se ukázalo, že zajistit dostatek vhodné kvalitní zeminy pro hráze nebude jednoduché, nakonec se podařilo většinu zeminy získat ze stavby silnice Solnice–Rychnov nad Kněžnou. V té době však ještě nebyl vybrán zhotovitel stavby PPO v Chocni, proto zeminu odkoupil investor stavby (Povodí Labe, s. p.) a zemina byla deponována na vhodném místě v blízkosti stavby. Tato zemina byla z důvodu vysoké vlhkosti před ukládáním do tělesa hráze upravována přidáním 2 % CaO.

Vzhledem k tomu, že převážná část protipovodňové ochrany je situována v intravilánu na břehové hraně řeky Tiché Orlice, bylo nutné vybrat vhodný typ konstrukce PPO, který bude umožňovat výstavbu ve stísněných podmínkách města s ohledem na okolní zástavbu a množství inženýrských sítí. Zatímco pro nadzemní část byla jednoznačně zvolena železobetonová konstrukce, v případě podzemní těsnicí části přicházely v úvahu podzemní stěny budované klasicky pomocí drápku nebo clona z tryskové injektáže. Další možností byla technologie beraněných štětových stěn. Po konzultaci s pracovníky firmy Kalkulání staveb, a. s., kteří provedli cenovou kalkulaci možných variant, a s přihlédnutím k prostorovým možnostem stavby, byla vybrána varianta štětových stěn. Ta měla kromě relativní technologické jednoduchosti a malého nároku na prostor i výhodu v rychlosti postupu výstavby a vysokém stupni zajištění těsnosti podloží. Spodní štětová konstrukce působí jako větknutý nosník a přenáší zatížení od horní železobetonové konstrukce do podloží. Spojení podzemní a nadzemní konstrukce se děje přes železobetonový základový pás, uložený pod terémem. Pro tuto technologii jsou zde i příznivé geologické podmínky, které umožňují bezproblémové zarážení štětovic. Budování štětové stěny se v řadě případů děje v bezprostřední blízkosti zástavby nebo inženýrských sítí. Z tohoto důvodu byla navržena technologie vysokofrekvenčního bezrezonančního beranidla, která eliminuje možné poruchy na okolní zástavbě. Ve výjimečných případech, v místech, kde nebylo možné k těsnění podloží použít štětovou stěnu, byla použita **trysková injektáž** (křížení s komunikací Pardubická), **příp. monolitická podzemní stěna**. Ze studie zpracované prof. Jaromírem Řihou z VUT v Brně byla stanovena hloubka podzemních stěn PPO dle lokality, geologie a hrazené výšky od 2 m po 5,7 m. Účelem podzemních konstrukcí je zabezpečení statické stability navržených zdí a zajištění filtrační stability podloží. Porušení vnitřní erozí může vzniknout v určité omezené oblasti podloží. Jedná se o místa nejvíce namáhaná proudovým tlakem, oblasti styku různých materiálů, případně o nejslabší místa konstrukce. Vznik lokální filtrační nestability může při déletrvajícím povodni vést k šíření vnitřní eroze do stále se zvětšujících oblastí, což může v krajním případě znamenat i poruchu celé konstrukce. Vzhledem k tomu, že velká část protipovodňových opatření je založena v heterogenních navážkách, byla jako mezní stanovena hodnota středního hydraulického gradientu $J_{KRIT} = 0,2$, a to jak u protipovodňových zdí, tak u ochranných hrází. Tím, že podzemní konstrukce nedosahují nepropustného podloží, nepřerušují komunikaci mezi povrchovým tokem a zvodní. To umožňuje zachovat přírodní režim proudění podzemní vody v území.

Průsaky

Vzhledem k existenci propustného podloží může během povodně dojít k průsakům za PPO. Průsaky byly vyčísleny řádově na jednotlivé stovky l/s. Proto jsou v chráněném území navržena místa soustředění vnitřních vod, odkud je bude nutné v průběhu povodně přečerpávat zpět do řeky. Projekt PPO počítá i s nákupem čerpací techniky s dostatečným výkonem. Zajištění tohoto úkolu, zabraňujícího zaplavení chráněného území, bude následně zahrnuto do povodňového plánu města.

Vakový uzávěr náhonu

Část města Chocně tvoří „ostrov“ mezi Tichou Orlicí a kanálem, na kterém je umístěna malá vodní elektrárna. Protipovodňové opatření se provádí pouze podél toku Orlice, a proto bylo nutné v rámci projektu navrhnout protipovodňový uzávěr na vtoku do tohoto náhonu. V rámci projektové přípravy byla posuzována varianta s hradidly zasunovanými do drážek a varianta vakového uzávěru plněného vodou. Vzhledem k velké šířce vtoku (15 m) by ve variantě hradidlové vycházely vodorovné prvky příliš dlouhé a těžké. A z důvodu pouze jednostranného přístupu k uzávěru by i při rozdělení vtoku na části bylo nutné použít jeřáb. V dané lokalitě také dochází k pravidelnému usazování splavenin, což by v případě hrazení hradidly znamenalo vyčistit před povodňovou základovou práh a drážky. V době stoupající hladiny je taková manipulace v korytě za použití potápěčů značně problematická, a proto byla s přihlédnutím k těmto skutečnostem nakonec vybrána varianta uzávěru vakového o výšce 2,7 m, který je bezproblémově manipulovatelný při všech vodních stavech. Výhodou tohoto řešení je i možnost kontrolovatelného zatopení chráněného území v případě, že hladina při povodni dosáhne horní hrany protipovodňových opatření a začne se přelévat.

Rekonstrukce mostu

V rámci modelových výpočtů proudění bylo zjištěno, že stávající most přes Tichou Orlici



Nový most u Obchodní akademie

u Obchodní akademie zhoršuje při zvýšených vodních stavech odtokové poměry v úseku proti proudu od mostu po válcový jez u Zámku. Tato skutečnost byla potvrzena i videozáznamem povodně z roku 1997, na němž je patrné výrazné zanoření konstrukce mostovky pod hladinu. Vzhledem ke stáří mostu, jeho stavu a možnosti zachytávání plavenin v případě povodně bylo rozhodnuto o jeho rekonstrukci.

Jedná se o monolitickou předpjatou konstrukci o dvou polích, spodek mostovky je umístěn nad návrhovou hladinu. Délka mostu je 35,46 m, šířka 11,5 m a výška 6,1 m. Zatížení mostu je navrženo na zatěžovací třídu A. Středový pilíř mostu byl zachován, neboť v případě jeho odstranění by značně narostla tloušťka mostovky, což by mimo jiné vedlo k problémům s jejím napojením na břehové komunikace.

Mobilní hrazení

V místech, kde je nutné linii PPO přerušit kvůli požadavku přístupů k objektům nebo při křížení s komunikacemi, jsou umístěna mobilní hrazení s hradidlovými uzávěry z hliníkových profilů v šířkách od 1 m do 10,6 m. V komplikovaných případech jsou použity protipovodňové vaky plněné vodou, a to v křížení protipovodňové linie a státní silnice u nábřeží Jiřího z Poděbrad (šířka 18 m) a ve vjezdu do objektu č. p. 2 – „Stará mlékárna“.

Současný stav výstavby PPO v Chocni

V současné době je převážná část protipovodňových opatření v Chocni již vybudována, ve výstavbě je vakový uzávěr náhonu a dokončovány jsou nadzemní části zdí po pravé straně Orlice od mostu u Obchodní akademie dolů a na levém břehu na nábřeží Krále Jiřího a naproti Zámku. Celá stavba bude dokončena dle plánu do konce roku 2010.

*Ing. Petr Vávra, Povodí Labe, státní podnik, s přispěním Marcela Chmelíka, DiS.,
Foto: autor, Ladislav Šalý; Ing. Jiří Ludvíček – Zakládání staveb, a.s.*

Základní parametry projektu:

- Název: Tichá Orlice, Choceň, zvýšení ochrany města rekonstrukcí koryta a hrázení
- Investor: Povodí Labe, státní podnik
- Projektant: Povodí Labe, státní podnik
- Zhotovitel: Sdružení Choceň – Chládek a Tintěra, Pardubice, a. s.; D.I.S., spol. s r. o.
- Projekt je spolufinancován z programu Ministerstva zemědělství ČR, program 129 120 Podpora prevence před povodněmi II.
- Stavební náklady: 149,3 mil. Kč
- Obec: Choceň
- Tok: Tichá Orlice
- Návrhový průtok: 189 m³/s (transformovaný Q_{100})
- Převýšení ochranných opatření: 40 cm
- Délka mobilních opatření: 85 m
- Délka trvalých opatření: 2881 m
- Délka ochranných zdí: 324 m
- Délka ochranných hrází: 557 m
- Počet mobilních hrazení: 26 ks
- Uzávěr na náhonu: 1 ks (viz dále)
- Rekonstrukce mostu: 1 ks (viz dále)
- Plocha záplavového území před realizací: 0,750 km²
- Plocha záplavového území po realizaci: 0,214 km²

Seznam použitých podkladů:

Komplex protipovodňových opatření v povodí řeky Tiché Orlice – Jan Bláha, Eliška Charvátová

Anti-flood protection measures in the town of Choceň

In 1997 the region of North West Bohemia suffered from extensive floods causing massive damage in the drainage basin of the Orlice River. On the Tichá Orlice River the flood even reached its historical maximum. In consequence of this extreme flooding the whole drainage basin area was analysed in order to find both acceptable and technically feasible solutions that would prevent such situations as well as to propose a step-by-step realisation of preventive measures. The first step involved defining a required decrease in culmination flows through built retention areas. As a result of this, within the 1st phase of the "Anti-flood Prevention Programme" realised between 2002 and 2007 retention reservoirs were built in the upper drainage basin area of the Tichá Orlice River as well as the upper drainage basin area of its largest affluent – Třebovka; these reservoirs should reduce (transform) culmination flows during floods. The 2nd phase of the Programme is planned to be finished in 2013 and the works already started on anti-flood protection measures carried out directly within municipal areas. Bottom-part constructions used to a great extent the technologies of special foundation engineering as described in the following article.



Pohled na stavební jámu směrem k fasádě do Václavského náměstí, v popředí je budována ocelová rozpěrná konstrukce

REKONSTRUKCE DOMU VÁCLAVSKÉ NÁMĚSTÍ Č. P. 838/9 V PRAZE 1

Při rekonstrukci domu č. p. 839/9 na Václavském náměstí bylo navrženo odstranit většinu původních konstrukcí, zachována byla pouze uliční fasáda od 3. nadzemního podlaží výše. Objekt byl rovněž v celém svém půdorysu prohlouben. Technologie speciálního zakládání zde byly využity při zajištění stávajících nosných konstrukcí při prohlubování podzemních podlaží, při zajištění základů sousedních objektů a při založení nové nosné konstrukce budovy.

Historie objektu

Na počátku 20. století došlo k největší přestavbě dolní části Václavského náměstí. V té době byly postaveny např. hotely Zlatá husa a Ambassador a také Palác Koruna. Dům č. p. 838/9 leží na podlouhlé nepravidelné parcele východní fronty v dolní části Václavského náměstí mezi hotelem Zlatá husa a novostavbou domu Darex. Dům č. p. 838/9 byl postaven v roce 1913 až 1914 podle návrhu architekta Matěje Blechy pro nakladatelství Politika. Vlastní architektonické řešení je dle archivních pramenů připisováno architektu Josefu Sakařovi, žákovi

profesora Zítka. Dům stojí na místě předchozího 4podlažního klasicistního domu ve stylu historizující secese a moderny. Stávající objekt je zděný a tvoří ho uliční západní křídlo se sedmi nadzemními a dvěma podzemními podlažími a dvorní východní křídlo s pěti nadzemními podlažími a jedním podzemním podlažím. Cílem přestavby objektu je jeho celková revitalizace. Záměrem investora je prohloubit stávající 2. podzemní podlaží o cca 1,3 m; v místech, kde má stávající objekt pouze jedno podzemní podlaží, bude vybudováno další podlaží – dojde k prohloubení o 4,6 až 6,3 m.

Technické řešení rekonstrukce Západní dvorní křídlo

Stavební práce byly zahájeny v prostoru uličního západního křídla stávajícího objektu. I s přihlédnutím k požadavkům pracovníků památkové péče bylo rozhodnuto zachovat při rekonstrukci fasádní stěnu směrem do Václavského náměstí a také zachovat nosné konstrukce (stropů, stěn a sloupů) v uličním křídle od 3. nadzemního podlaží výše. Zbývající část objektu, včetně podzemních podlaží, má být dle projekčního návrhu zdemolována a nahrazena novostavbou.

Aby bylo možné realizovat záměr investora a architekta, bylo nutné nosné konstrukce od 3. nadzemního podlaží výše vynést **provizorní ocelovou konstrukcí** (dodávka firmy Excon, a. s.). Ta bude sloužit rovněž k zajištění stability suterénního zdiva fasádní zdi (k přenesení vodorovných sil od zemního tlaku za ponechanou fasádní zdi). Tato poměrně komplikovaná ocelová konstrukce je založena na **železobetonové**

základové desce tloušťky 800 mm, která je výškově umístěna pod úroveň budoucí železobetonové desky suterénu. Deska je založená na **pilířích tryskové injektáže** prům. 1,0 m (vyztužených ocelovým prutem R32, který byl vložen do vrtu bezprostředně po vytryskání sloupů) a je proti vodorovným tahovým a tlakovým silám zajištěna pomocí **injektovaných mikropilot** 108/16 mm. Deska je navržena z betonu C25/30 a vyztužena pomocí ocelové svařované sítě 8/100/100 mm. V místech sloupů ocelové konstrukce jsou v základové desce vytvořeny smykové zářezky. Způsob kotvení ocelové bárky do základové desky (pomocí zabetonovaných kotveních šroubů) řešila firma Excon, a. s. Výkopem pro základovou desku bylo obnaženo základové zdivo stávajících nosných zdí. V předstihu před provedením zemních prací proto bylo nutné toto zdivo podchytit pilíři tryskové injektáže prům. 1,0 m. Jelikož se skalní podloží v místě stavby nachází až od hloubky cca 13,5 m pod terénem, byly pilíře tryskové injektáže a kořeny mikropilot vytvořeny ve vrstvě nadložních písčitéch štěrků. Veškeré vrtné práce – pilíře tryskové injektáže a mikropiloty – byly prováděny z úrovně stávajícího 2. podzemního podlaží (cca z úrovně -6,9 m) po provedení bouracích prací.

Současně s výše popsanými prvky založení byl navržen i nový systém založení železobetonové konstrukce nové budovy. Ten je rovněž tvořen sloupy tryskové injektáže a zahrnuje i ty sloupy, které byly použity pro založení provizorní ocelové konstrukce. Po provedení výše uvedených prací mohla být postupně zahájena montáž provizorní ocelové konstrukce. Její výstavba probíhala postupně ve velmi komplikovaném prostoru při respektování prvků původního nosného systému, které mohly být pouze lokálně odbourávány při prostorovém provázání prvků nové ocelové konstrukce.

Východní dvorní křídlo

Současně s výše uvedenou stavební činností, spojenou se statickým zajištěním západního uličního traktu, byly zahájeny také demoliční práce na východním dvorním křídle. Po dokončení demolicce zde byla dle projektu vytvořena jednotná pracovní úroveň na kótě -3,6 m (původní úroveň podlahy 1. podzemního podlaží) pro realizaci tryskové injektáže a mikropilot.

Provedenými demolicemi byl uvolněn prostor 35x17 m, který je vymezen sousedními objekty na obvodě stavební jámy. *Severní stěna* stavební jámy je v přímém kontaktu s objektem Zlatá husa, který má v této části staveniště pouze jedno podzemní podlaží, a je tedy založen ve



Provádění tryskové injektáže v prostoru 2. PP původního objektu



Pohled na stavební jámu z provizorní ocelové konstrukce



Ve východní části stavební jámy vzniká ocelová rozpěrná konstrukce

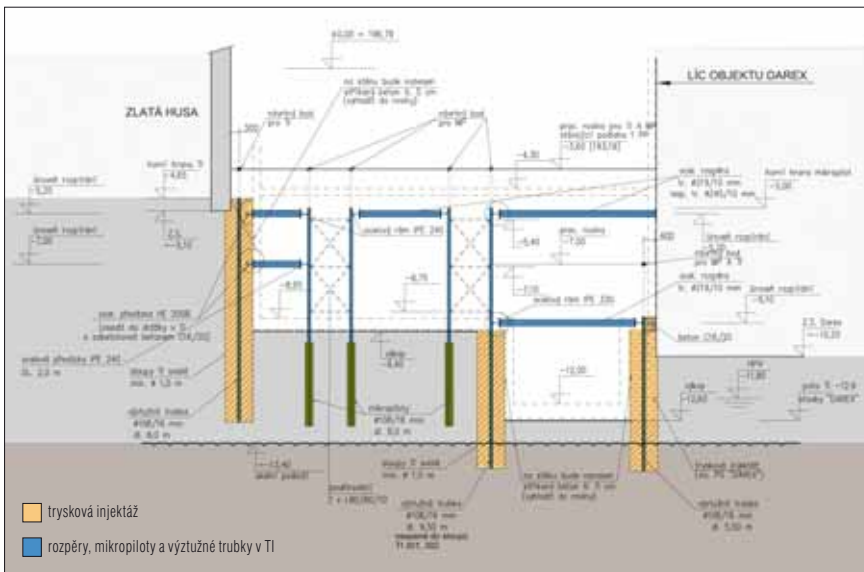


Provizorní ocelová konstrukce

stejně úrovni jako demolovaná část objektu (tedy cca v úrovni $-5,0$ m). *Východní stěna* stavební jámy sousedí s dvorním traktem objektu Darex (předstupuje zde ocelový přístřešek). *Jižní stěna* stavební jámy je v kontaktu s obvodovou stěnou objektu Darex. Základová spára objektu Darex je v hloubce cca $-10,0$ m. Ten byl postaven v letech 1993–1994 a při hloubení jeho stavební jámy byla pod obvodovou stěnou dnes rekonstruovaného objektu 838/9 provedena trysková injektáž, jejíž pata je cca v hloubce $-12,5$ m. Založení pro novou stěnu zde tedy bylo dostatečné. Z výše uvedených základových poměrů okolních budov vyplývalo i navržené řešení **zajištění stavební jámy** pro objekt 838/9. Stavební jámu bylo třeba zajistit na severní

straně (objekt Zlatá husa) a na východní straně. Podél objektu Zlatá husa byla vytvořena stěna ze sloupů tryskové injektáže o průměru $1,0$ m, vyztužených ocelovou trubkou $108/16$ mm. Ocelová trubka se do vrtu vkládala bezprostředně po provedení tryskové injektáže. Tato stěna byla následně ve dvou úrovních rozepřena pomocí ocelových bárek, ocelových převázků HE 200 B a ocelových rozpěr (trubky $245/10$ a $219/10$ mm) do protilehlé stěny objektu Darex. Jednotlivé ocelové bárky tvoří vždy čtveřice mikropilot $108/16$ mm, osazených do čtverce a vzájemně zavětrovaných (výškově po částech s postupem zemních prací) pomocí $2 \times L 80/80/10$ mm. Ocelová převázka HE 200 B byla vložena

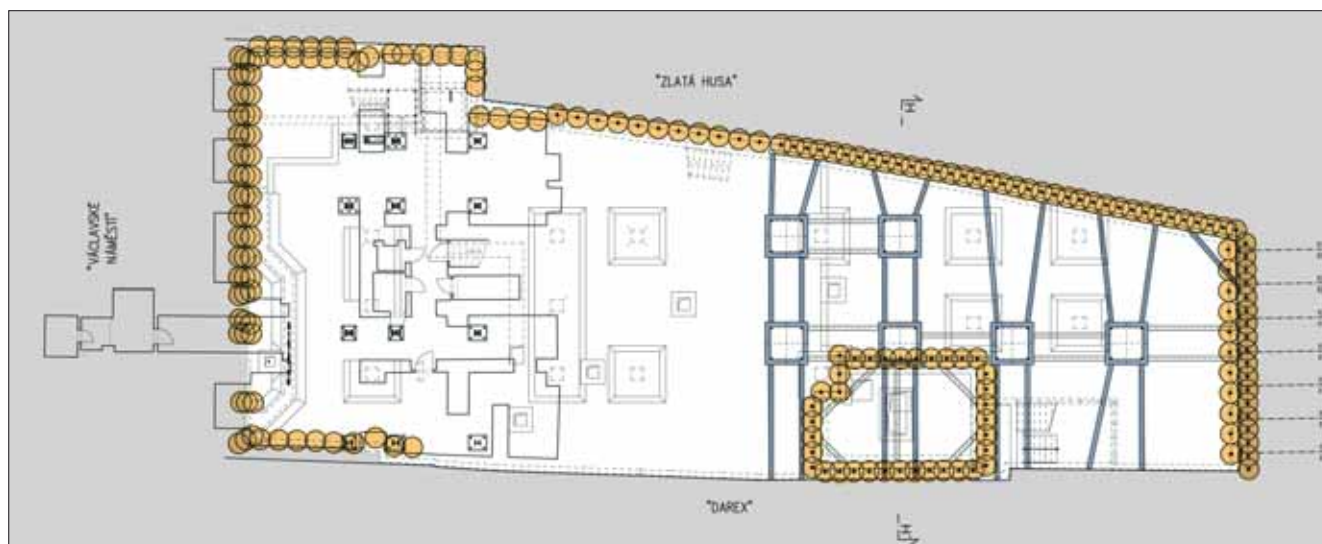
do vysekané drážky v tryskové injektáži a zabetonována (C 16/20). V zadní, východní části stavební jámy byla pažicí stěna vytvořena rovněž ze sloupů tryskové injektáže, kotvených ve dvou úrovních pomocí dočasných 3pramenných kotev. Hlavy kotev jsou osazeny přes ocelovou převázku (úpaček Larssen III n dl. $0,8$ m), která je opět zapuštěna do sloupů tryskové injektáže. Jak již bylo výše uvedeno, jsou vrtné práce pro pilíře tryskové injektáže a mikropiloty v této východní části stavební jámy prováděny z jednotné pracovní roviny na úrovni podlahy původního 1. podzemního podlaží, tedy z úrovně $-3,6$ m. Tato sjednocená pracovní úroveň má umožnit plné rozvinutí potřebné mechanizace a přispět



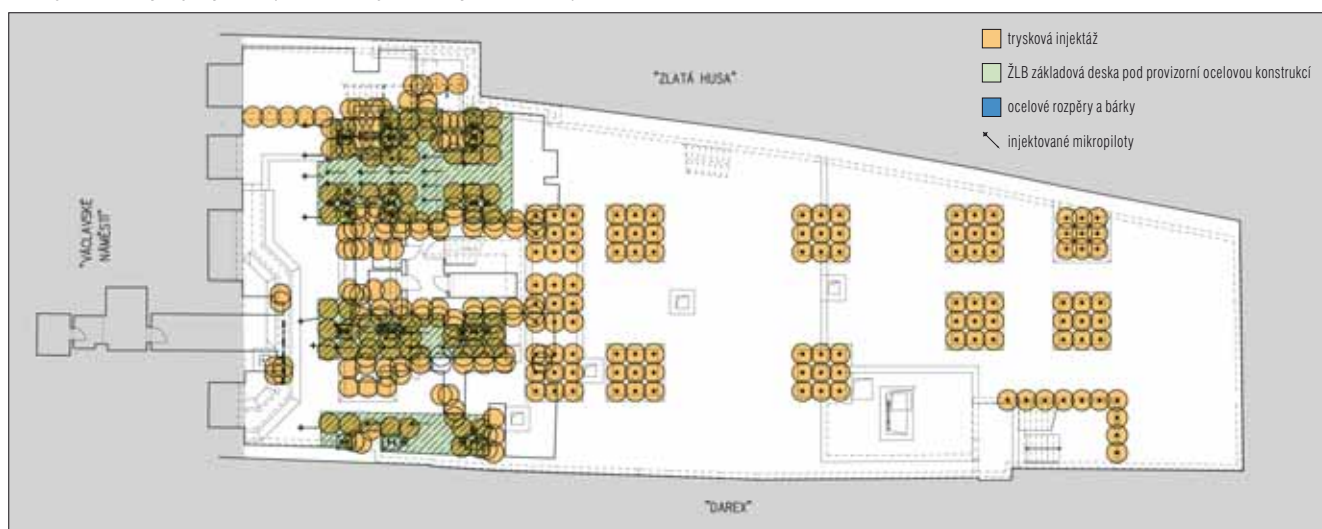
Příčný řez (H–H) východní části stavební jámy v místě rozepření ocelovou konstrukcí



Ocelová konstrukce je u objektu Zlatá husa rozepřena do stěny z nově vytvořených sloupů tryskové injektáže



Půdorys stavební jámy zajištěné po obvodě tryskovou injektáží a rozepřené ocelovou konstrukcí



Půdorys stavební jámy s vyznačením základových prvků pro založení provizorní ocelové konstrukce a budoucí železobetonové konstrukce vestavby

tak k dodržení časového harmonogramu výstavby, který je zde dosti napnutý. S ohledem ke stísněným poměrům na staveništi a také s přihlédnutím k již nasazeným technologiím na staveništi se projektant nakonec přiklonil k tomu, že i **založení budoucí železobetonové konstrukce** v části původního východního křídla bude provedeno na pilířích tryskové injektáže. Pod vnitřními sloupy bude tak základová deska podepřena pilíři tryskové injektáže prům. 1,0 m, které vytvoří „patky“ o půdorysných rozměrech cca 2,3x2,3 m až 2,7x2,7 m. Tyto pilíře tryskové injektáže byly provedeny ze snížené pracovní roviny -7,0 m. Podél objektu Zlatá husa je nová železobetonová konstrukce založena na stěně vytvořené z nových pilířů tryskové injektáže. Podél objektu Darex je objekt založen na původních pilířích tryskové injektáže z roku 1993 z doby výstavby objektu Darex. Po dosažení definitivního výkopu a po vybetonování nové železobetonové konstrukce do úrovně -4,3 m budou dočasné konstrukce (ocelové rozpěry, převázky a ocelové bárky) odstraněny.

Monitoring

Během vrtných a zemních prací jsou důsledně prováděna průběžná geodetická měření případných vertikálních posunů (sedání). Měřicí body navržené projektantem (10 ks) jsou osazeny na obvodových zdech sousedních objektů v bezprostřední blízkosti stavební jámy, cca v úrovni +1,0 m. Jednotlivá měření je třeba provádět jak s postupem zemních prací (před provedením kotev a po provedení) a po ukončení těžby v pravidelných intervalech (1x za 14 dní), tak i dále v průběhu realizace celé vestavěné konstrukce suterénu. Práce na zajištění stavební jámy byly zahájeny v únoru roku 2010 a vytěžená stavební

jáma bude předána dalšímu dodavateli pro následnou vestavbu nového objektu koncem července roku 2010.

Výměry prací technologií spec. zakládání:
 Pilíře tryskové injektáže prům.: 1,0 m: 2252 m;
 Mikropiloty 108/16 mm: 576 m;
 Dočasné 3pramencové kotvy: 140 m;
 Pomocné ocelové konstrukce (převázky, rozpěry aj.): 34 t.

Ing. Jiří Smolař

Ing. Michael Remeš, Zakládání staveb, a. s.
 Foto: Libor Štěrba

Reconstruction of a house on the Václavské Square no. 838/9, Prague 1

The project for a reconstruction of the house no. 839/9 on the Václavské Square involved removing a major part of the original structures, preserving only the street front above the 3rd floor. The structure was also deepened along its full plan. The technologies of special foundation engineering were used here to secure the existing bearing structures in course of deepening the underground floors, securing foundations of the adjacent buildings as well as foundation of a new bearing structure of the house.

ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY BYTOVÉHO DOMU S PEČOVATELSKOU SLUŽBOU V BENEDIKTSKÉ ULICI V PRAZE 1

V prostoru proluky na rohu ulic Benediktská a Dlouhá se investor (Městská část Praha 1) rozhodl vystavět polyfunkční objekt pro seniory s malometrážními byty a pečovatelskou službou a obchodními prostory. V článku je popsán způsob zajištění stavební jámy ve stísněných poměrech v centru Prahy v bezprostřední blízkosti sousedních domů.



Vizualizace budoucího objektu z ulice Dlouhá

Historický vývoj lokality

Stavební parcela č. k. 702 byla jednou z posledních nezastavěných proluk na Starém Městě Pražském. Leží v území, které patří k historicky nejdéle zastavěným. Zde, mezi centrem románské Prahy a Petruskou čtvrtí, v ústí Dlouhé ulice do dnešní Revoluční třídy, končilo opevnění Starého Města a byla zde jedna ze vstupních městských bran. Území patří do Pražské památkové rezervace a je vymezeno Petruskou čtvrtí na východě, Anežským klášterem a Židovským Městem na severu, Staroměstským náměstím na západě a územím kolem kláštera sv. Jakuba na jihu. Území je charakteristické hustou blokovou zástavbou převážně bytových domů s různou dobou vzniku. Nacházejí se zde dvoupatrové domy barokní a renesanční (s dochovanými prvky románských a gotických

konstrukcí), čtyř- a pětipatrové domy klasicistní a secesní, domy z období moderny, ale i stavby současné. Nejstarší pozůstatky zástavby jsou z období raně gotického.

Na přelomu 19. a 20. století došlo k rozsáhlé přestavbě centrálních čtvrtí Prahy (tzv. pražská asanace), což se týkalo i domů v Dlouhé ulici na Starém Městě. Ty byly nahrazeny objekty historizujícími a secesními, později se uplatnila již výstavba v duchu 30. let s prvky funkcionalismu. Samotná parcela č. 702 na rohu dnešní Dlouhé a Benediktské ulice byla v této době zastavěna jednopatrovým objektem, který byl zbourán až v roce 1937, aby byl nahrazen novostavbou pětipatrového činžovního domu s podkrovím. Stavební povolení na výstavbu bylo vydáno již v roce 1928. V roce 1936 byla pak vymezena nová stavební čára, respektující

plánované rozšíření Dlouhé ulice. Podle původní dokumentace byla však postavena pouze upravená část objektu v Benediktské ulici, dnes sousední dům č. p. 722, zatímco nároží zůstalo nezastavěné, pouze zde byly vybudované základové studně. Tento stav trval až do nedávné doby, kdy na volném nároží existoval provizorní parčík s dlážděným povrchem a čtyřmi vzrostlými stromy.

Nově navržená budova využívá dle platného územního rozhodnutí maximálně plochu stavební parcely č. 702 půdorysného tvaru 26x11 m. Vestavěna je mezi stávající objekty č. p. 721 v Dlouhé ulici a č. p. 722 v Benediktské ulici a respektuje tak původní představy nerealizovaného projektu z roku 1939. Polyfunkční dům s pečovatelskou službou je navržen jako monolitická konstrukce s 8 nadzemními a 2 podzemními podlažními. Ve 2 podzemních podlažích jsou navrženy technické prostory a podzemní garáže.

Zajištění stavební jámy maximální hloubky 8,5 m je klasickou ukázkou stavby realizované v centru Prahy se všemi omezeními, která to s sebou přináší. Jsou zde zpravidla velmi stísněné poměry a výstavbou jsou ohroženy základy sousedních objektů, o jejichž úrovni jsou nedostatečné informace. Staveniště zasáhlo téměř celý prostor proluky a bylo přístupné pouze z ulice Dlouhé.

Geologie

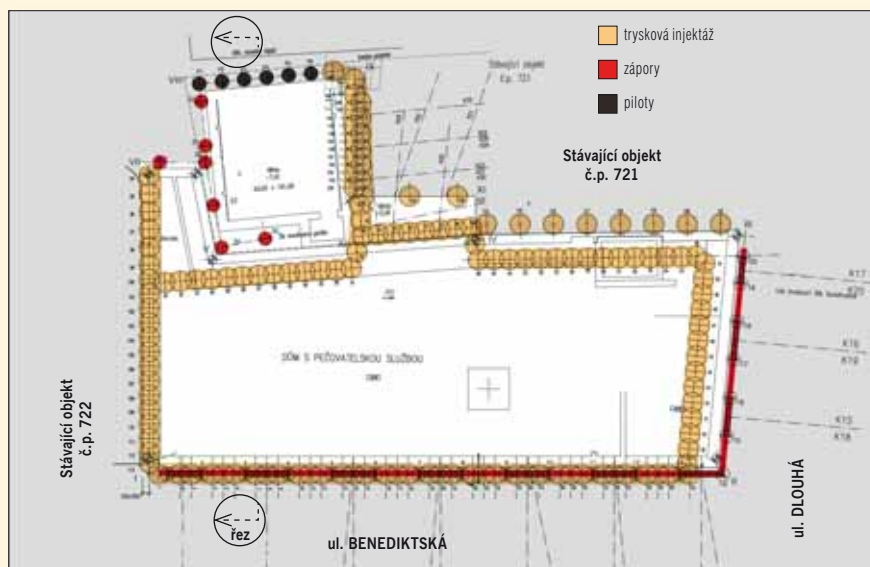
Z hlediska regionálně-geologického členění Českého masivu spadá zájmová oblast do jednotky staršího paleozoika Barrandienu, skalní podloží je zde budováno horninami ordovického stáří, které stratigraficky přináležejí k vinickému souvrství. Břidlice vinického souvrství reprezentují měkké, slabě diageneticky zpevněné horniny, které poměrně snadno podléhají zvětrávacím procesům. Na základě výsledku sondážních prací byly v rámci vertikálního členění horninového



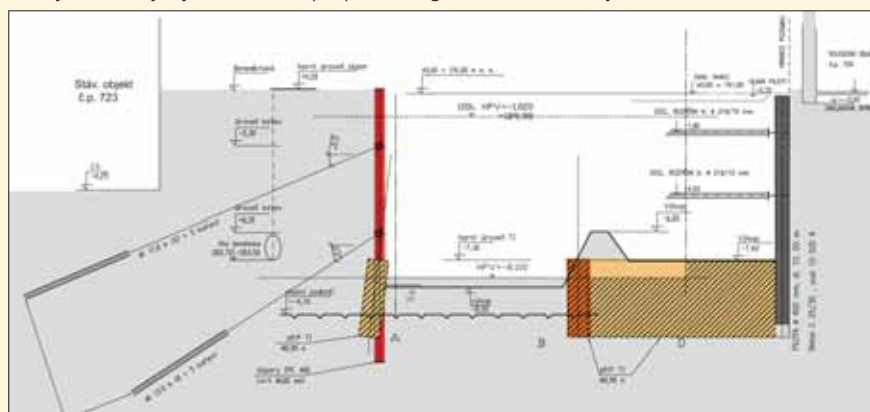
Výkop stavební jámy pro provádění 1. kotevní úrovně



Definitivní výkop, provádění základové desky a montáž jeřábu



Podorys stavební jámy i s rozšířením pro podzemní garáže sousedního objektu



Řez stavební jámou i s rozšířením pro podzemní garáže sousedního objektu

podkladu zastiženy v předmětné lokalitě dvě zvětralinové zóny:

- a) **Silně zvětralá jílovitoprachovitá břidlice** – jedná se o nejsvrchnější část horninového podkladu, charakteru hnědošedé, střípkovitě až drobně úlomkovitě rozpadavé, jemně slídnaté břidlice. Mocnost této první zóny se pohybuje cca okolo 0,6 m a nachází se v hloubce 9,6 až 10,2 m pod povrchem stávajícího terénu.
- b) **Zvětralá jílovitoprachovitá břidlice** – nachází se v podloží výše popsané zóny. Převažuje zde světle šedá, výrazně rozpukaná a rozvolněná, jemně slídnatá břidlice, s rozpadem na drobné úlomky. Zvětralé břidlice byly zastiženy a zdokumentovány do konečné hloubky průzkumné sondy, tj. do 11 metrů pod povrch terénu. Polohy navětralých až zdravých břidlic nebyly zastiženy a na základě archivních sond z širšího okolí zájmového území lze předpokládat jejich výskyt až v hloubce cca 13 až 15 metrů.
- Pokryvné útvary** jsou zastoupeny fluvialními sedimenty a navážkami v celkové mocnosti 9,6 metru.
- Fluvialní sedimenty** – jedná se o terasové uložení údolní maninské terasy, která vyplňuje široké údolí Vltavy prakticky po celé její délce. Podle dokumentace nově provedeného vrtu je svrchní poloha terasových sedimentů tvoře-

na 0,9 m mocnou polohou ulehleho, jemně slídnatého písčitého štěrku s valouny křemene a buližníku velikosti do 6 cm. Zeminu tohoto geotypu byly zastiženy v hloubce od 5,9 do 6,8 m pod terémem. Vzhledem k obsahu písčité frakce, která se pohybuje cca okolo 40 %, a charakteru těchto sedimentů (makroskopicky spíše písek s obsahem štěrkovité příměsi) lze konstatovat, že se jedná o zeminu „přechodového“ typu mezi zeminami písčitými a štěrkovitými, tzn. třída S2/G2. Pod touto polohou byly do hloubky 7,8 metru zastiženy v mocnosti 1,0 metr jemně slídnaté, středně zrnité písky bez větších valounků. Hluběji byly zastiženy písčité štěrky s valouny křemene a buližníku velikosti od 2 cm až přes průměr vrtného jádra, obsah štěrkovité frakce se pohybuje okolo 70 %. Písčité štěrky byly zastiženy v hloubce od 7,8 do 9,5 m pod terémem v mocnosti 1,7 metru. Svrchní polohu pokravných útvarů tvoří **antropogenní sedimenty – navážky**. Jedná se o různorodý materiál, tvořený směsí hlíny, písku, úlomků cihel, opukových a křemencových kamenů a valounů křemene, zastiženo bylo pravděpodobně i zdivo bývalých objektů. Navážky, které byly v lokalitě zastiženy, byly popsány převážně jako středně ulehle až neulehlé. Podle dokumentace nově provedené

sondy je mocnost antropogenních sedimentů 5,9 metru, v archivních sondách byly navážky zastiženy v mocnosti od 1,4 do 6,0 metru. Poloha lokality v blízkosti toku Vltavy jednoznačně určuje hydrogeologickou charakteristiku prostředí. V zájmovém území dominuje hydrogeologický kolektor vázaný na akumulaci kvartérních fluvialních uložení. Prostředím výskytu podzemní vody jsou štěrkovité a písčité sedimenty údolní terasy, které jsou vysoce průlinově propustné a vytvářejí podmínky pro existenci souvislého a masivního zvodnění, kde podzemní voda může prakticky bez výraznějšího omezení volně proudit. Povrch horninového masivu v podstatě představuje izolátor, resp. poloizolátor, na němž se svrchní horizont podzemní vody nadržuje. Hladina podzemní vody byla zastižena cca v hloubce 8,1 m pod terémem.

Návrh zajištění stavební jámy

V projektu pro stavební povolení projektant stavby (společnost AR 18) předpokládal zajištění stavební jámy pomocí konstrukční podzemní stěny tloušťky 600 mm po celém obvodu stavební jámy. V průběhu zpracování realizační projektové dokumentace zajištění stavební jámy však bylo na základě získaných archivních podkladů zjištěno, že na pozemku budoucího bytového domu s pečovatelskou službou byla provedena ve 30. letech minulého století rozsáhlá demolice původního nárožního objektu. Na jeho místě byla totiž v té době naplánována vyšší zástavba s funkcionalistickými prvky, která byla charakteristická pro toto období. Nárožní objekt byl sice kompletně vyprojektován, realizována byla však pouze jeho zadní část. Na základě těchto zjištěných skutečností vznikla oprávněná obava, že demolice mohla být provedena pouze do úrovně stávajícího terénu a suterénní zdivo nebylo odstraněno. Byly proto provedeny doplňující sondy pro ověření výše uvedených předpokladů. Staré suterénní zdivo pak bylo skutečně zastiženo v místě projektované podzemní stěny. Jelikož těžba lamel monolitické podzemní stěny přes takovéto zdivo není možná, byl po konzultaci s projektantem AR 18 zvolen nový způsob zajištění stavební jámy záporovou stěnou v kombinaci s tryskovou injektáží.

Záporová stěna

Kvůli výskytu starého suterénního zdiva cca do hloubky 4 až 5 m bylo tedy nově navrženo zajištění části stavební jámy (podél ulic Benediktská a Dlouhá) pomocí kotveného záporového pažení. Do vrtu prům. 600 mm byly osazeny ocelové profily IPE 400 a IPE 330, poté byl vrt z důvodu utěsnění do úrovně cca -7,3 m vyplněn betonem C 8/10, tj. asi 80 cm nad úroveň hladiny podzemní vody. Zbývající část vrtu byla vyplněna stabilizovanou zeminou (80 kg cementu/1 m³ směsi).

Vrtné práce byly provedeny z úrovně předvýkopu cca -0,7 m. Rozteč zápor byla 2,0 m. Záporová stěna byla po výšce kotvena ve dvou úrovních pomocí dočasných 3- a 4pramencových kotev. Hlavy kotev byly opřeny o ocelovou převážku (2xU240 a 2xU300), která byla zapuštěna mezi zápor. Část záporové stěny pak byla zajištěna také ocelovými rozpěrami (tr. 219/10 mm a 377/10 mm) a převážkami (IPE 240 a IPE 330). S postupem zemních prací byly následně vkládány mezi zápor dřevěné pažiny tloušťky 10 a 12 cm. Prostor mezi pažinami a zeminou byl vyplněn stabilizovanou zeminou (80 kg cementu/1 m³ směsi). V definitivním stavu byl na dřevěné pažiny nanesen stříkaný beton tloušťky 5 až 7 cm (vyztužený ocelovou svařovanou sítí 4/100/100 mm), který byl vyhlazen do roviny jako podklad pro izolaci.

Trysková injektáž

Základy sousedního objektu Benediktská č. p. 722 nebyly dostatečně hluboké a byly by výkopem stavební jámy ohroženy. Proto bylo zajištění této části obvodu stavební jámy navrženo pomocí sloupů tryskové injektáže, a to průměru 0,9 m. Vlastní sloupy tryskové injektáže byly ještě vyztuženy ocelovou trubkou 114/10 mm, která byla vsazena do vrtu bezprostředně po vytryskání sloupů. Majitel sousedního objektu však bohužel nedovolil provádět tryskovou injektáž přímo pod základy jeho objektu a pilíře tryskové injektáže proto musely být předsazeny směrem do jámy, což znamenalo určitou ztrátu v půdorysné ploše nového objektu. Takto vytvořená stěna z pilířů tryskové injektáže měla na stavbě funkci pažicí a současně těsnicí. Pilíře tryskové injektáže byly vetknuty do vrstev zvětralých břidlic (nepropustného podloží).

Také základová spára dalšího sousedního objektu Dlouhá č. p. 721 byla podchycena pilíři tryskové injektáže o průměru 0,9 m. Zde však nebyly problémy s majitelem a sloupy mohly být zhotoveny přímo pod základy, tak jak to v těchto případech bývá obvyklé. Pomocí sloupů tryskové injektáže o průměru 0,9 m vetknutých do vrstev zvětralých břidlic bylo následně dokončeno utěsnění celé stavební jámy proti průsakům podzemní vody: sloupy byly provedeny mezi jednotlivými záporami a také uvnitř stavební jámy podél uvažovaných garáží (nejhlubší části stavební jámy) – viz další část textu. Horní úroveň těsnících pilířů tryskové injektáže byla cca 0,8 m nad hladinou podzemní vody (-8,1 m).

Monitoring

Během vrtných prací a také v průběhu zemních prací byla 1krát týdně prováděna geodetická měření případných vertikálních deformací sousedních objektů po obvodu stavební jámy. Výsledné naměřené hodnoty nepřekročily v žádném místě deformace předpokládané v projektové dokumentaci (2–4 mm).

Chyby při provádění zápor a jejich řešení

Při osazování zápor do velkoprofilového vrtu došlo asi u 5 zápor k nedovolené odchylce. Líc takto osazených zápor zasahoval do profilu budoucí konstrukce suterénu cca 8 až 12 cm. Tyto nepřijatelné odchylky byly zjištěny již v počátku zemních prací a byly pro dodavatele stavby a statika stavby nepřijatelné. Bylo proto navrženo náhradní řešení. S postupem zemních prací byly na stojiny špatně osazených zápor navařeny ve svíslém směru ocelové profily 2xL 100/100/10 mm a to tak, aby dřevěné pažiny osazované za tyto nové ocelové profily již nezasahovaly do



Pohled z ulice Benediktské na stavební jámu v místě rozšíření o podzemní garáže v sousedním objektu

profilu budoucí železobetonové konstrukce. Po provedení definitivního výkopu a během provádění vestavěné konstrukce byla část zápor, původně přesahujících do profilu suterénu, postupně odřezávána.

Rozšíření prací

V průběhu vrtných prací se investor bytového domu s pečovatelskou službou a majitel sousedního objektu Dlouhá č. p. 721 (Goden City, s. r. o.) dohodli na spolupráci spočívající v určitém rozšíření zajišťujících prací tak, aby mohl být realizován investiční záměr „sousedka“ – stavba podzemních garáží v přiléhajícím dvorním traktu. Tento prostor by totiž byl po dokončení domu s pečovatelskou službou již velmi těžko přístupný pro stavební mechanizaci. (Na stavbu podzemních garáží získal majitel objektu Dlouhá č. p. 721 stavební povolení v začátku zahájení stavebních prací na domu s pečovatelskou službou).



Definitivní výkop stavební jámy, záporové pažení je ve spodní úrovni těsně tryskovou injektáží



Zemní práce v místě výskytu suterénního zdiva starého objektu

Stavební jámy pro oba objekty byly tedy v těsném sousedství a majitelé obou pozemků se proto rozhodli otevřít stavební jámy ve stejný okamžik. Pro oba mělo současné zahájení staveb pouze výhody: Na styku jam nemusely být zhotoveny konstrukce zajišťující stavební jámu (definitivní výkopu obou stavebních jam se lišily cca o 1,0 m). Obě stavební jámy realizovala jedna firma s jedním zařízením staveniště. Zemní práce a následné provádění železobetonových konstrukcí suterénu domu s pečovatelskou službou a podzemních garáží probíhaly tedy koordinovaně.

Vzhledem k výše uvedené změně musela být projektová dokumentace v průběhu stavby

upravena a doplněna: podél sousedního objektu restaurace na parcele č. p. 703 byla navržena **pilotová stěna**, jejíž stabilita byla zajištěna pomocí rozpěr, osazených přes rohy stavební jámy, a pod obvodovým zdívkem objektu Dlouhá č. p. 721 byly navrženy **kotvené stěny z pilířů tryskové injektáže**.

Práce na zajištění stavební jámy byly zahájeny v červenci 2009 a vytěžená stavební jáma byla objednateli předána pro následnou vestavbu nového objektu v prosinci 2009.

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

Foto: Ing. Jiří Smolař

Securing a foundation pit for a day-care apartment house in the Benediktská Street, Prague 1

The Prague 1 Municipal District as an investor decided to build a multifunctional centre for elderly people including small-scale flats, day-care facilities and business premises in the gap-site area on the corner of the Benediktská and Dlouhá streets. The following article describes the method of securing the foundation pit in the confined area of central Prague in close proximity of the adjacent houses.

20TH EUROPEAN YOUNG GEOTECHNICAL ENGINEERS CONFERENCE

Ve dnech 30. 5. až 1. 6. 2010 proběhla na Fakultě stavební Vysokého učení technického v Brně 20. Evropská konference mladých geotechniků (EYGEC) pod záštitou FAST VUT v Brně a Českého a Slovenského výboru pro mechaniku zemin a zakládání staveb. Konference se zúčastnilo 48 geotechnických inženýrů do 35 let z 28 evropských zemí.

Všichni účastníci byli nominováni jednotlivými národními společnostmi (ISSMGE), možnost zúčastnit se byla dána vždy pouze dvěma účastníkům z jednotlivých zemí. Z České republiky byli nominováni Jan Valenta (FSV ČVUT), Tomáš Svoboda (PřF UK) a Jiří Bošík (FAST VUT), ze Slovenské republiky Ján Pivarč (SvF STU Bratislava). Konference se zúčastnilo několik významných hostů: Profesor Jean-Louis BRIAUD, prezident Mezinárodního výboru pro mechaniku zemin a zakládání staveb (ISSMGE) z Texas A&M University, USA; profesor John ATKINSON, emeritní profesor Mechaniky zemin z City University London, který tradici EYGEC konferencí již v roce 1980 založil, a profesor Ivan Vaníček, vice-president ISSMGE pro Evropu, jehož dlouholeté osobní kontakty s významnými evropskými geotechniky přispěly značnou měrou

k úspěšnosti konference. Jednání konference proběhlo v těchto odborných sekcích:

- Inženýrsko-geologický průzkum,
- Geomechanika,
- Geotechnika (Zakládání staveb, Zemní konstrukce, Podzemní konstrukce, Geotechnika a životní prostředí).

Vzhledem k neočekávaně velkému počtu účastníků bylo nutné striktně dodržet desetiminutovou délku jednotlivých přednášek (včetně dvouminutové diskuse), což se podařilo díky excelentnímu (a nekompromisnímu) vedení jednotlivých sekcí našimi hosty. Program konference, ač značně nabitý odbornými přednáškami, umožnil naplnit i neméně významné poslání konference – vytvoření nových pracovních i osobních kontaktů na evropské úrovni. Většina účastníků byla z univerzit, vědeckých ústavů, případně

z významných geotechnických firem. Hlavní organizátor akce, Ústav geotechniky FAST VUT, k tomu vytvořil spoustu příležitostí: nedělní procházka Brnem a společná večeře v centru města, pondělní raut ve společenských prostorách Fakulty stavební, závěrečná odborná exkurze na stavbu Královopolských tunelů v Brně.

Vzhledem k cílové skupině účastníků EYGEC, začínajícím mladým geotechnikům, bylo stanoveno poměrně nízké konferenční vložné. Přesto se organizátorům podařilo zajistit vysoký standard pořádané akce, a to také díky sponzorům: Arcadis CZ, a. s.; Geodrill, s. r. o.; Keller – speciální zakládání, spol. s r. o.; Mott MacDonald, spol. s r. o.; Stump-Geospol, s. r. o.; Zakládání staveb, a. s. Závěrem lze konstatovat, že účastníci 20. ročníku EYGEC odjžděli z Brna nejen se sborníkem odborných příspěvků, ale i s mnoha pěknými zážitky a dojmy z naší fakulty i města Brna a zejména se spoustou nových pracovních i přátelských kontaktů.

Za organizační výbor konference
Věra Glisníková, Ústav geotechniky
FAST VUT v Brně





Most v Kolíně po uložení nové návodní poloviny konstrukce; zleva: pomocná jímka s pířmo bářkou, pilíř P2, pilíř P3 a opěra O2

REKONSTRUKCE ŽELEZNIČNÍHO MOSTU KOLÍN PŘES LABE

Původní železniční most přes Labe z roku 1908 nevyhovoval již svou podjezdnou výškou současným požadavkům na parametry vodní cesty. Bylo proto rozhodnuto o jeho nahrazení novým, moderním mostem. Rozsáhlá rekonstrukce mostu spočívala v kompletní výměně nosné konstrukce starého mostu, sanaci stávající spodní stavby a v částečné výstavbě nových prvků spodní stavby, úpravě železničního svršku a spodku atd. Společnost Zakládání staveb, a. s., se na této stavbě podílela především hlubinným založením opěr a pilířů pomocí sloupů tryskové injektáže a vybudováním štětových jímek pro nové pilíře v řečišti Labe. V následujícím článku je popsán princip rekonstrukce mostu a využití různých technologií speciálního zakládání na základech opěr a pilířů.

Na labské vodní cestě mezi státní hranicí a Mělníkem je souvisle zabezpečena podjezdná výška mostů 6,50 m (s výjimkou vysokých vodních stavů), kdy je možné ekonomicky dopravovat kontejnery až ve 3 vrstvách, bezproblémová je i přeprava nadměrných nákladů, což dokazuje četný export investičních celků z přístavu Mělník. Na německém Labi a na navazujících plavebních kanálech jsou zajištěny obdobné podjezdné výšky. Na labské vodní cestě v úseku Mělník–přístav Chvaletice je však situace z pohledu plavebních výšek podstatně problematictější.

Zde je plavební výška stanovena na hodnotu 3,70 m při max. plavební hladině. Při nižších průtocích tato výška stoupá a při minimálním průtoku lze dosáhnout podjezdné výšky až cca 4,50 m. Veškeré plavby lodí vyšších než 3,50 m vyžadují specifické manipulace a zvláštní režim náročný jak pro posádku a rejdáře, tak i pro správce vodní cesty. Nelze je proto provozovat pravidelně a stabilně. Tato omezení jsou i jedním z důvodů, proč jsou často nadměrné náklady z hradecko-pardubické aglomerace do přístavu Mělník přepravovány složitým

a náročným způsobem po silnici podél souběžné vodní cesty.

Z hlediska evropské praxe a dohody AGN je nyní za minimální parametr kvalitní a efektivně využitelné vodní cesty považována plavební výška 5,25 m, kterou však v žádném případě nelze považovat za optimální – již nyní v Evropě sílí tlak na zajištění parametrů umožňujících uložit až 3 vrstvy kontejnerů. Na Labi v SRN je na základě komplexního projektu řešeno trvalé zabezpečení plavební výšky 7,0 m, v souladu se zák. č. 114/1995 Sb. se výhledově předpokládá zvýšení plavební výšky na 7,0 m i na Labi v ČR. Starý železniční most v Kolíně dosahoval při max. plavební hladině plavební výšky 4,35 m a nesplňoval tak minimální parametr evropského standardu 5,25 m. Z důvodů připojení železniční tratě k blízkému nádraží nebylo možné výrazně zvednout výšku nivelety a problém nešlo řešit ani zmenšením stavební výšky nosné konstrukce. Po analýze několika variant bylo rozhodnuto uskutečnit rekonstrukci mostu formou zvýšení nivelety železniční tratě pro umožnění podjezdné výšky 5,25 m pro dočasně pevné pole mostu. Podjezdnou výšku 7,0 m zajistí v budoucnosti zdvižné pole, které bude vybaveno



Most po demontáži návodní poloviny mostu před uložením nové konstrukce

technologí zdvihu včetně kolejových spojek, zabezpečovacího zařízení a ovládání. Současně s rekonstrukcí mostu bude upraveno přes 2900 m železničního spodku a svršku, postaveno nové trakční vedení a modernizováno zabezpečovací zařízení. V rámci tohoto projektu budou dále zrekonstruovány dva železniční přejezdy a postavena dvě zbrusu nová nástupiště ve stanici Kolín hlavní nádraží. Realizována budou protihluková opatření v podobě protihlukových stěn v délce téměř 1000 m.

Celý projekt rekonstrukce mostu Kolín za 1,23 mld. Kč je spolufinancován Evropskou unií z Evropského fondu pro regionální rozvoj prostřednictvím Operačního programu Doprava, oblast podpory 6.2 Rozvoj a modernizace vnitrozemských vodních cest sítě TEN-T a mimo TEN-T. Částka 877 mil. Kč bude zaplácena prostřednictvím Operačního programu Doprava, zbylé náklady budou uhrazeny ze Státního fondu dopravní infrastruktury.

- (dle podkladů Ředitelství vodních cest ČR)
- Investor projektu: Ředitelství vodních cest ČR
 - Správce mostu: Správa železniční dopravní cesty, s. o.
 - Projektant: VPÚ DECO Praha, a. s., a SUDOP Praha, a. s.
 - Zhotovitel stavby: Viamont DSP, a. s., Eurovia CS, a. s., a EDS Holding, a. s.
 - Práce na založení spodní stavby: Zakládání staveb, a. s.

Konstrukce původního mostu

Most v Kolíně převádí dvoukolejnou železniční trať TÚ 1191 Kolín–Nymburk přes řeku Labe s místní šířkou koryta cca 75 m. Kromě vodního toku dále most překonává na levém břehu přílehlý areál společnosti České přístavy s místní komunikací a na pravém břehu vedení parovodu a souběžnou pobřežní stezku. Původní most, postavený v roce 1908, byl dvoukolejný, čtyřpolový, se dvěma opěrami a třemi pilíři – dvěma na levém břehu (P2, P3) a jedním v řece (P4). Opěry a pilíře měly spodní stavbu z masivního pískovcového řádkového zdiva, úložné prahy byly ze žulového kvádrového zdiva. Pilíře P2 a P3 a obě opěry byly založené na dřevěných pilotových rostech, pilíř P4 v řečišti Labe byl založen na kesonu opřené o skalní podloží (rula). Nosná konstrukce ve dvou polích na levém břehu překlenující inundační území byla tvořena třemi plnostěnnými, nýtovanými, prostě uloženými hlavními nosníky o rozpětí 15,90 m. Nosnou konstrukci dalších dvou polí přes vodoteč pak tvořily tři příhradové, nýtované, prostě uložené hlavní nosníky o rozpětí 49,38 m. Mostovka byla dolní prvková s mostnicemi. Roku 1991 došlo ke generální rekonstrukci příhradových polí – byla vyměněna mostovka, prvky dolního vodorovného ztužení, mostnice, svršek S49 a podlahové plechy.

Princip celkové rekonstrukce mostu

Komplexní rekonstrukce mostu se skládala z následujících stavebních prací: kompletní výměny nosné konstrukce, sanace spodní stavby, částečné výstavby nových prvků spodní stavby, související úpravy železničního spodku i svršku, úpravy trakčního vedení a přeložky kabelů vedených na mostě. Vzhledem k nutnosti zachování alespoň jednokolejného provozu po celou dobu výstavby byl zvolen princip budování nového mostu po polovinách. V první fázi rekonstrukce bylo nutné zesílit původní základy opěr a pilířů a založit nové na sloupech tryskové injektáže (viz dále). Tyto práce, včetně dalších souvisejících prací na jímkách u dvou pilířů v řečišti, probíhaly pod původním mostem za plného provozu obou drážních kolejí. Poté byla snesena návodní polovina mostu, odbourána polovina nadzemní části starých opěr a pilířů a byly vybudovány nové opěry a pilíře na návodní polovině, přičemž provoz probíhal po povodní koleji. Na nové základy a novou návodní polovinu opěr a pilířů byla následně položena nová mostovka. Po převedení provozu na novou návodní kolej proběhne obdobným způsobem rekonstrukce i na povodní polovině mostu. Obě opěry O1 a O2 byly po polovinách přebudovány na původním místě a slouží dále i pro nový most. Původní pilíř na levém břehu označený P2 byl zcela odbourán a odstraněn



Beraněnské dvojité nasazené jímky pro nový pilíř P3 a pilíř P2 v místě původního pilíře



Beraněnské štětové stěny pro jímku pilíře P3

do úrovně terénu a nebyl již obnoven – nový most již v tomto místě podporu nemá. Původní pilíře P3 a P4 byly rovněž přebudovány na původních místech a slouží i pro nový most s tím, že došlo k jejich přečíslování (P3 byl nově označen jako P1 a P4 jako P2). Aby byla nosná konstrukce nového mostu kompletní, zbývalo pak ještě v řečišti u pravého břehu vybudovat zcela nový pilíř P3.

Stručný popis konstrukce nového mostu

Tvarově návrh nového mostu navazuje na původní koncepci příhradové konstrukce. Bezsvislicová soustava příhradového nosníku působí však pohledově daleko příznivěji než původní soustava svislicová. Podobně jako z horní stavby, ani ze spodní stavby mostu z roku 1908 toho moc nezůstalo. Nová spodní stavba pouze obsahuje v některých podporách fragmenty původních základů. Most je ale opět čtyřpolový se dvěma nezávislými jednokolejnými mostními konstrukcemi. Nové hlavní příhradové nosníky se vzájemnou osovou vzdáleností 6,20 m mají rozpětí 32,0+49,0+28,0+20,01 m. Způsobem uložení se jedná ve všech polích o prosté nosníky.

Geologické a hydrogeologické poměry

Horní vrstva v úrovni současného terénu je tvořena různorodou navázkou – hlína písčité

až šterkovitá, úlomky žuly a ruly. Další vrstvu tvoří kvartérní fluviální sedimenty Labe – hrubý šterk s příměsí jemnozrné zeminy (G3/G-F) až šterk hlinitý ulehký a písek s příměsí jemnozrné zeminy (S3/S-F), hrubozrný s valouny do 4 cm. Skalní podloží zde tvoří rula mírně zvětřalá, savorvá (tř. R3-R2). Po zahájení vrtných prací spojených s realizací nových základů byly však zjištěny podstatné odlišnosti oproti předpokládanému průběhu geologických vrstev z IGP z roku 2008/07. Proto bylo investorem rozhodnuto provést doplňkový geologický průzkum, který měl ověřit skutečný průběh skalního podloží přímo v místě jednotlivých opěr a pilířů. Doplňujícími sondami pak byla zjištěna úroveň skalního podloží u pilířů P2 a P3 o cca 2,5–3,5 m výše oproti původnímu průzkumu, což nutně vedlo k úpravě technického řešení. Hladina podzemní vody je v zájmovém území volná a přímo závislá na stavu vody v řece a na klimatických výkyvech. V kvartérních, silně propustných písčitéch a šterkovitých sedimentech je vodní režim průlinový. Dle ČSN EN 206-1 se jedná o neagresivní vodu na stavební konstrukce (průzkum z roku 2008).

Principy zakládání nových konstrukcí

Nové základy opěr a pilířů rekonstruovaného mostu byly vytvořeny pomocí sloupů

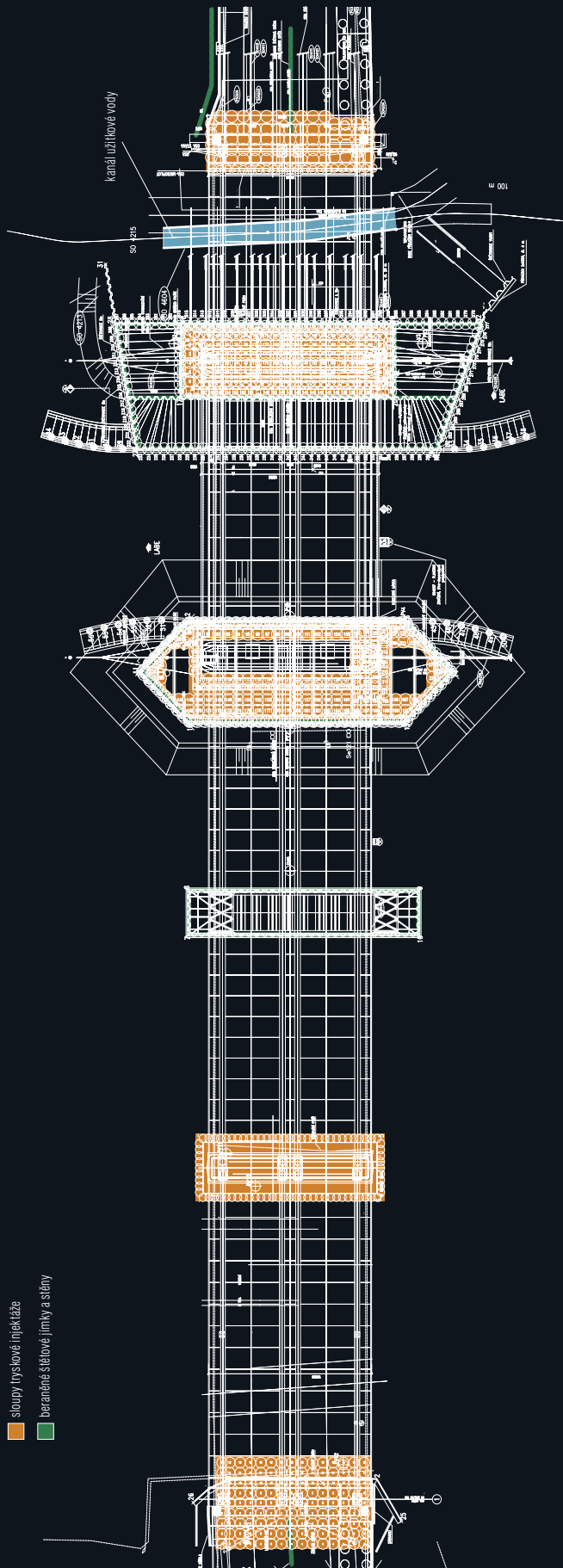
tryskové injektáže v plošném rastru tak, že se vzájemně překrývaly a vytvořily konstrukci fungující vcelku jako plošný základ. Použity byly sloupy tryskové injektáže prům. 1,2 m, vytvořené metodou M2, kdy je paprsek tryskané směsi chráněn obálkou proudícího tlakového vzduchu. Pevnost sloupů tryskové injektáže v prostém tlaku dosahuje ve zdejším geologickém prostředí hodnot min. 10 MPa po 28 dnech. Vytvořená konstrukce pomohla zásadně zlepšit základové poměry pod novými a původními základy a přenést zatížení od vrchní stavby mostu do únosného skalního podloží – ruly tř. R3, do kterého je zavázána. Použití metody tryskové injektáže umožnilo provádět sanační práce s minimálními nároky na prostor pod starým mostem za současného provozu na trati. Sloupy tryskové injektáže realizované pod původními základy pilířů či opěr byly ukončeny 0,5 m nad původní základovou spárou; sloupy mimo původní základy byly ukončeny cca 0,3 m nad úroveň uvažované základové spáry nového základu – tato část sloupů byla pak při výkopu odbourána na projektovanou úroveň základové spáry. V omezeném prostoru pod konstrukcí starého mostu byla trysková injektáž prováděna v rámci I. fáze postupu výstavby malou vrtnou soupravou MVS. U opěr 01, 02 a pilíře P1



Dosud nedokončená štětová jímka u pilíře P2



Provádění tryskové injektáže u opěry 01 pod starou konstrukcí mostu



■ sloupky tryskové i njetkáže
■ bráněné štětové jímky a stěny

opěra 01

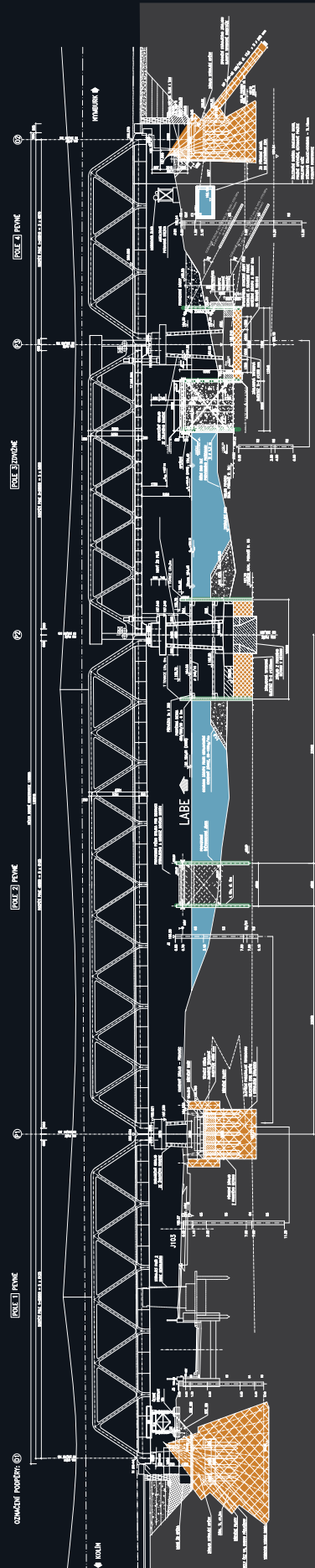
pilíř P1

pomocná konstrukce

pilíř P2

pilíř P3

opěra 02



Půdorys a řez nového mostu s konstrukcemi založení spodní stavby



Jednoduchá jímka pro založení pižmo bárky mezi pilíři P1 a P2



Demontáž návodní poloviny staré konstrukce mostu

byly vrty pro tryskovou injektáž hloubeny z upraveného terénu přes stávající opukové řádkové zdivo a základy. Vrtly byly svislé a šikmé, uspořádané do vějířů. Pomocí systému šikmých vrtů bylo dosaženo potřebného rozšířené plochy stávajícího základového tělesa v úrovni skalního podloží.

Pro založení pilířů **P2** a **P3** a vybudování nové spodní stavby v řečišti bylo nutno vybudovat **jímky ze štětovnic**. Pro pilíř P2 byla zhotovena jednoduchá štětová jímka, rozpíraná ve dvou úrovních, pro pilíř P3 jímka dvojitá, nasazená, sepnutá táhly. Trysková injektáž byla také použita k utěsnění jímek po obvodu zavibrovanych štětovnic, pak následovalo provedení vlastní základové tryskové injektáže se svislými i šikmými vrty. Práce spojené s vibrováním a beraněním štětovnic na jímkách u P2 a P3 byly samy o sobě značně náročné, neboť byly prováděny pod konstrukcí staré mostovky s omezenou výškou pro stavební mechanismy.

Budování nových opěr a pilířů a jejich založení

Opěra O1

Původní opěra O1 byla masivní železobetonová, tvořená dřikem, úložným prahem, podložiskovými bloky, závěrnou zídou a krátkými, rovnoběžnými křídly. Opěra byla demolována až pod základovou spáru nové opěry. Nová opěra pak byla založena na zbytcích původní spodní stavby a na sloupech tryskové injektáže.

Vrtání pro tryskovou injektáž se provádělo na vzduch přes řádkové zdivo původní opěry, kamenný základ z pískovce a základ z prostého betonu pomocí předvrtů většího průměru a dále pak profilem cca 160 mm v celé délce sloupů tryskové injektáže. Pod betonovým základem se nacházely původní základové dřevěné piloty, které se podařilo úspěšně převrtat a po provedení tryskové injektáže se tak staly součástí nového základu. Rozměry nového základu opěry O1 jsou 4,5x17 m. Vzhledem k nutnosti zachování obousměrné-

ho provozu na jedné koleji byla nová opěra budována po polovinách. Po zahájení výluky na návodní koleji byla tato kolej snesena a za opěrrou byla v ose kolejí zaberaněna pažicí stěna ze štětovnic VL 604. (V tu dobu již byly veškeré sítě v této oblasti přeloženy.) Pod ochranou této stěny postupně probíhalo hloubení stavební jámy a kotvení dočasnými pramencovými kotvami ve dvou úrovních. Návodní polovina stávající opěry byla demolována a na jejím místě a mimo ni byla vybudována nová železobetonová opěra a opěrná zeď, založená na pilotách prům. 880 mm, délky 8,3 m s patou vetknutou 1 m do horniny tř. R3. Při provádění zásepů byly v místě budoucího kotvení, realizovaného z druhé strany štětové stěny, osazeny průchodky a položena připravená táhla. Po převedení provozu na novou návodní kolej a po snesení povodní koleje byla postupně hloubena stavební jáma za novou polovinou opěry. Štětová stěna byla pak zakotvena pod novou kolejí opět ve dvou úrovních pomocí vodorovných tyčových táhel k protilehlé opěrné zdi. Po dokončení opěry byla štětová stěna vytažena.

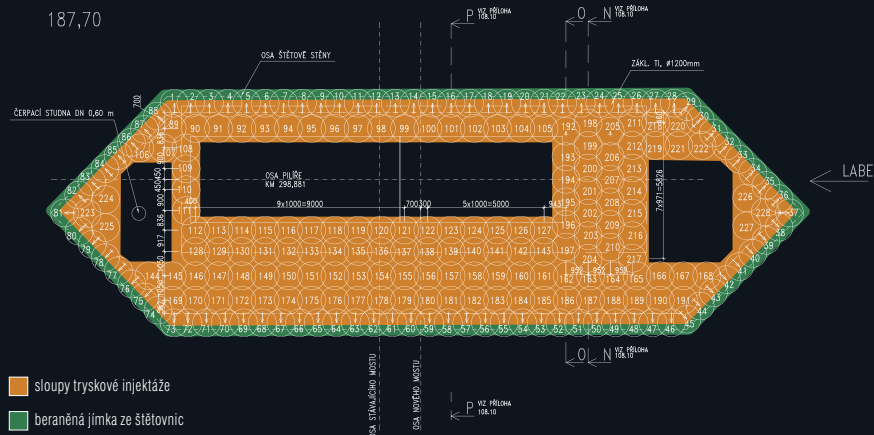
Pilíř P1

Pilíř P1 byl vybudován na místě původního pilíře P3, který byl demolován také po částech. Nový základ byl založen pod ochranou pažicí obálky z překrývajících se sloupů tryskové

injektáže průměru 0,6 m, která měla současně i těsnicí funkci proti účinkům podzemní vody. Základová trysková injektáž byla opět provedena pomocí sloupů prům. 1,2 m. Rozměry nového základu pilíře P1 jsou 5,0x18 m.

Pilíř P2

Pilíř P2 byl vybudován na místě původního pilíře P4, odbourávaného také po částech. Založen byl opět na sloupech tryskové injektáže a na zbytcích původní spodní stavby (keson). Založení pilíře P2 bylo oproti pilíři P1 obtížnější proto, že byl situován v řečišti Labe. Nejprve bylo nutno vybudovat jednoduchou štětovou jímku ze štětovnic VL 604 délky 7 m. Dno v prostoru jímky kolem stávajícího pilíře i vně bylo nejprve upraveno zásepem ze zahliněného šterkopískového materiálu bez větších valounů, vhodného pro následnou injektáž a beranění. Na návodní straně zásepů byl jako ochrana proti odplavení nasypán kamenný zához s kameny 80–100 kg/1 ks. Mimo most byly štětovnice klasicky zaberaněny z lodí až do skalního podloží. Pod mostem, kde od hladiny Labe po spodní hranu nosníků mostu zbývaly pouze 4 m prostoru, bylo nutno osazovat již hotové tabule, složené ze štětovnic v zámcích. V koruně hotové jímky byla přes převázky z profilů 2x I 360 osazena táhla z ocelových trubek 245/16 mm v roztečích po 4 m a zakotvena



Půdorys založení pilíře P2

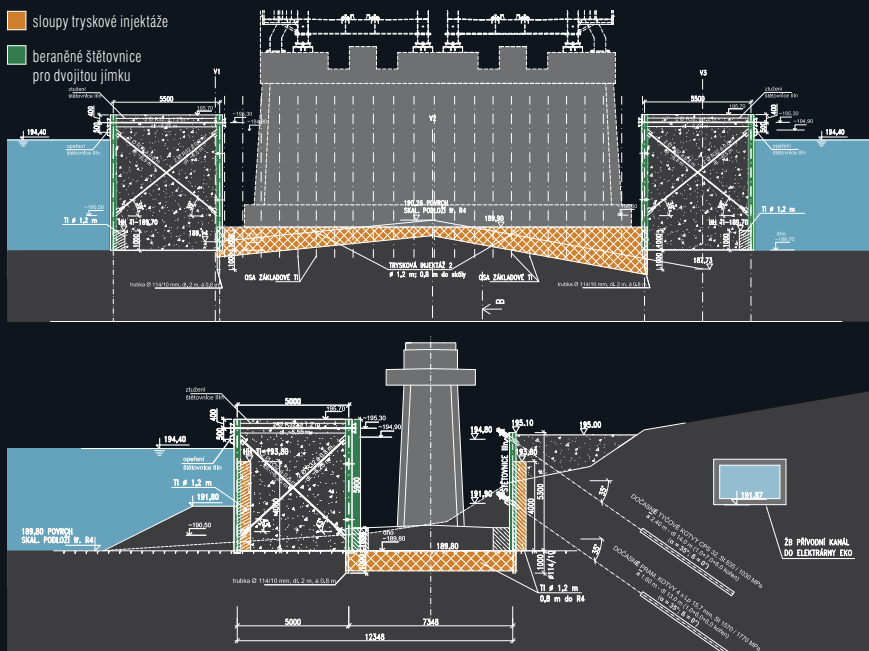
do zdiva stávajícího pilíře. Potom bylo možno jámku zasypat, z koruny zásypu utěsnit patu štětovnic tryskovou injektáží a zahájit vlastní základovou injektáž kolem kesonu pod budoucí základovou deskou. Keson vyplněný betonem se tak stal součástí nového základu. Jáмка pode dnem výkopu v oblasti nad skalním podložím byla rozepřena plošnou tryskovou injektáží.

Během výkopu byla jáмка za současného čerpání vody rozpírána ve dvou úrovních ocelovými trubními rozpěrami 245/16 mm s max. roztečí 4 m přes ocelové převázky 2x I 360. Rozpěry byly rozepřeny do původního pilíře; při jeho odbourávání pak bylo nutné jámku rozepřít napříč o protilehlou stěnu. Jáмка pro výstavbu pilíře P2 i dalšího P3 byla navržena na 1letou vodu (194,61 m n. m). Rozměry nového základu jsou 6,3x20 m.

Po vybudování obou polovin nového pilíře a jeho zasypání bude jáмка zaplavena a demontována za účasti potápěčů. V úrovni 190,89 m n. m., tj. 3,3 m pod min. plavební hladinou, bude nutné těsnicí tryskovou injektáž odbourat a štětovnice odříznout. Spodní části štětovnic budou ponechány ve dně jako ochrana proti podemletí pilíře. Dno bude uvedeno do původního stavu dle požadavků Státní plavební správy.

Pilíř P3

Pilíř P3 byl vybudován jako zcela nový, zde nebyla žádná původní spodní stavba. Situován je v řečišti u pravého břehu. Vzhledem k tomu, že skalní podloží zde bylo zastíženo o cca 2,5 až 3,5 m výše oproti původním předpokladům v IGP, bylo možné zaberanit patu štětovnic max. 0,6 m pod úroveň budoucí základové spáry. Toto min. větknutí štětovnic pode dno výkopu vedlo ke změně návrhu původní jednoduché štětové jámky na dvojitou štětovou jámku, nasazenou na skalní podloží. Dvojitá jáмка byla navržena na třech stranách toku, čtvrtou stranu, přiléhající ke břehu, tvořila jednoduchá štětová stěna kotvená ve dvou úrovních. Konstrukce jámky nevyžadovala rozpírání, což bylo pro práci na pilíři výhodné jak realizačně, tak i časově.



Podélný a příčný řez pilíře P3 s vyznačením konstrukcí pro založení spodní stavby

Dvojitá jáмка šířky 5 m se v náběžích do břehu rozšiřovala na 5,5 až 6 m. Stabilita dvojitě jámky byla zajištěna stažením pomocí ocelových táhel: horní vodorovná táhla byla z 2R32 a tužidla z VL 604 po 1,2 m, šikmá táhla byla z 2R32 po 0,8 m. Štětovnice VL 604 délky 7–8 m byly beraněny již se složenými táhly, uchycenými v dolní části štětovnic pomocí přivařených plechů a ocelových čepů. Problém s realizací jámky pod stávajícím mostem byl úspěšně zvládnut stejným způsobem jako u pilíře P2 – nasazením tabulí ze štětovnic v zámcích. Jáмка byla zasypána nesoudržným materiálem s úhlem vnitřního tření 34°. Na vzdušném líci jámky zajišťovaly výtok vody z tělesa jámky odlehčovací otvory ve dvou úrovních.

Jednoduchá břehová stěna jámky byla při postupném výkopu zakotvena v první úrovni dočasnými tyčovými kotvami DYWIDAG typu St 950/1050 WR 32 mm a ve druhé úrovni pramencovými kotvami 4xLp 15,7 mm (St1570/1770 MPa) přes ocelové převázky ze 2xU 300. Toto masivní přikotvení břehové stěny jámky si vynutila skutečnost, že

u této stěny budou při snášení staré mostovky zapátkovány velkotonážní mobilní jeřáby 1000 kN, a stěna tak byla navržena na přitížení patkami jeřábu hodnoty 250 kPa. Po zhotovení jámky byl její vnitřní prostor opět zasypán a z koruny zásypu byla provedena těsnicí trysková injektáž paty štětovnic a následně i základová trysková injektáž se svislými sloupy průměru 1,2 m. Rozměry nového základu jsou 5,6x20 m. Vlastní pilíř bylo možno budovat jako jeden celek ve volném prostoru jámky. Po jeho dokončení bude opět jáмка zaplavena a demontována za pomoci potápěčů. Kotvy budou deaktivovány, hlavy kotev a převázky demontovány. Pod vodou, v úrovni 190,89 m n. m., tj. 3,3 m pod min. plavební hladinou, budou následně štětovnice kolem pilíře odříznuty (vnitřní stěna dvojitě jámky). Spodní části štětovnic budou ponechány ve dně, kde vytvoří ochranu proti podemletí pilíře. Štětovnice vnější stěny dvojitě jámky budou vytaženy. Zásyp bude odebrán do úrovně odřezu štětovnic a dno bude uvedeno do stavu dle požadavku Státní plavební správy.



Odbourávání původního dřívku pilíře P4 v místě budoucího nového pilíře P2



Budování povodní poloviny pilíře P1



Jímka u pilíře P2, dotěžování na základovou spáru před budováním druhé poloviny pilíře



Dvojitá jímka u pilíře P3, budování druhé poloviny nového pilíře

Po dobu stavby nového mostu byla pro lodě vyhrazena plavební dráha mezi pilíři P2 a P3. V souladu se stanoviskem Státní plavební správy byla v vjezdu do zúženého profilu mezi těmito pilíři z obou stran umístěna svodidla. Na štětové stěny jímek a na svodidla bylo v místě plavební úžiny osazeno vodorovné opeření. Svodidla byla ze svařenců Larssen III, osazených do pilot průměru 900 mm ve dně řeky.

Opěra O2

Postup výstavby probíhal stejně jako u opěry O1. Na zachycení přídavné vodorovné síly od mostu bylo navíc u této opěry do základu přidáno 6 ks šikmých tahových mikropilot 108/16 mm, osazených do šikmých sloupů TI 800 mm s typovou hlavou na tah i tlak, zabetonovanou do žlb. základové desky opěry. Mikropiloty byly osazeny do vrtů prům. 150 mm s cementovou záplivkou. Rozměry nového základu jsou 3,3x17 m.

Opěra O2, stejně jako opěra O1 a pilíře P1, P2, byla budována po polovinách. Proto byly za opěrou provedeny stejné úpravy pažení při jednokolejném provozu jako u opěry O1 – dělicí štětová stěna ze štětovnic VL 604, kotvená ve dvou úrovních; v další etapě po osazení nové poloviny mostu byl výkop zajištěn pomocí táhel DYWIDAG St 950/1050 WR průměru 32 mm. Také za touto opěrou byla založena opěrná úhlová zeď na pilotách průměru 880 mm, délky 7,2 m v počtu 20 ks.

Pomocná provizorní konstrukce

Zvolený způsob realizace nového mostu vysováním ze břehu na hotové pilíře si vyžádal zhotovení pomocné provizorní konstrukce, tvořené jednoduchou jímkou ze štětovnic v řečišti, a to mezi pilíři P1 a P2, na níž byla postavena pižmo bárka. Beranění jímky ze štětovnic VL 604 probíhalo stejným způsobem jako u jímek pro pilíře P2 a P3.

Tato dvojitá jímka byla stažena ocelovými táhly: v koruně se jednalo o vodorovná táhla 2R32, ukotvená do převázky z LIII se ztužidly ze štětovnic po 1,2 m, šikmá táhla 2R32 byla ukotvena ve spodní a horní partii štětovnic

VL 604 v rozteči 0,8 m. V koruně byla dále po 1,2 m přivařena vodorovná ztužidla ze štětovnic LIII, přivařena k pažicím štětovnic VL 604. Ochrana vodorovných táhel proti usmyknutí byla navržena jednak vodorovnými ztužidly ze štětovnic, jednak osazením ochranné molitanové trubky s tloušťkou stěny 5 cm. Štětovnice obou stěn byly beraněny se složenými táhly, již uchycenými v dolní části štětovnic pomocí přivařených plechů a ocelových čepů.

Kontrolní sledování

Po celou dobu rekonstrukce spodní stavby probíhal na stavbě geotechnický monitoring. Průběžně byly sledovány deformace jednotlivých částí konstrukce s ohledem na jednotlivá stadia výstavby. Dále byla ověřována skutečná geologická stavba podloží a výsledky porovnávány s předpoklady projektu tak, aby mohl statik ihned reagovat a případně upravit dimenze jednotlivých konstrukčních prvků. Při beranění jímek byla kontrolována úroveň skalního podloží (povrch tř. R3); při provádění tryskové injektáže byla kontrolována hloubka základové spáry stávajících základů obou opěr a pilíře P1, dále pak geologická skladba území a zejména pak opět průběh povrchu skalního podloží tř. R3. Při vrtání tryskové injektáže a vlastním tryskáním pod stávajícími opěrami a pilířem P1 byly podchytávány objekty sledovány

geodetickou nivelací na měřických značkách osazených na zdivu opěr a pilířů.

Zhodnocení prací

Výše popsané rekonstrukční práce realizované společností Zakládání staveb, a. s., prováděné na vodním toku ve stísněných podmínkách a za nepřerušeno provozu na exponované železniční trati, byly skutečnou prověrkou dodržení technologických postupů a návaznosti jednotlivých fází výstavby. Náročnost se projevila zejména u budování štětových jímek pro pilíře P2 a P3 v řečišti vzhledem k omezenému pracovnímu prostoru mezi hladinou v řece a spodní hranou mostovky. Práce na statickém zajištění jímek v řece v zimním období na přelomu roku 2009/2010 také výrazně ztěžovaly extrémní mrazy. Přes všechny potíže a vyvolané změny, ke kterým na stavbě došlo a které při zakládání takovýchto rozsáhlých a komplikovaných staveb nejsou ničím výjimečným, byla stavba dokončena ve stanovené lhůtě a požadovaném rozsahu.

Ing. Jiří Charamza, FG Consult, s. r. o., s přispěním ing. Michaela Remeše, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrbá pro Zakládání staveb, a. s., a Miroslav Oros pro Viamont DSP, a. s., (str. 28)



Opěra O1, výstavba druhé části povodní opěry před montáží nové konstrukce

POZNÁMKY K REALIZACI

Před zahájením prací na **opěře O2** bylo nutné domluvit podmínky provádění vrtných prací v těsné blízkosti inženýrských sítí. Podle dostupných informací měl vést napájecí kanál užitkové vody pro elektrárnu Dalkia velmi blízko základů opěry. Projekt předpokládal realizaci tryskové injektáže (TI) metodou M2 s vrty vějířovitě rozmístěnými pod základy podél kanálu. Hrozilo tak reálné nebezpečí, že by ho paprsek injektáže mohl poškodit. (Společnost Dalkia za poškození kanálu, tzn. následnou odstávku elektrárny, požadovala denní pokutu 75 mil. Kč.) Z těchto důvodů bylo bezpodmínečně nutné dostatečně ověřit jeho přesnou polohu. Průzkumné práce byly realizovány formou penetračních zkoušek a geofyzikálního měření. Po určení polohy kanálu bylo riziko provádění navrženým způsobem vyhodnoceno jako příliš velké a projekt byl přepracován tak, že místo původně navržených vrtů vějířů tryskové injektáže v prvním pořadí byla provedena mikropilotová stěna z mikropilot 114/10, osazených do cementové zálivky s osovou roztečí 0,5 m. Vrty druhého pořadí ve vějířích byly nahrazeny sloupy TI o průměru 0,8 m, realizovanými metodou M1 s osovou roztečí 0,5 m. Tím měl být vodovodní kanál dostatečně ochráněn od případných negativních vlivů dále prováděné základové tryskové injektáže. Práce na zesílení základů pak proběhly v této části podle upraveného návrhu bez jakýchkoliv dalších problémů a kanálu se nic nestalo. Další práce na založení opěry O2 již pokračovaly dle původního projektu formou kompletních vějířů z TI. Všechny vrty, které procházely tělesem stávající opěry, musely být však vždy nejdříve předvrtány kladivem COP 54–Gold. Původní opěry a pilíř P1 byly dle dostupných informací založeny na dřevěných pilotách. Dřevo těchto pilot pak bylo opravdu v mnoha vrtech zastíženo a jeho převrtávání bylo poměrně obtížné a zdlouhavé. Vrtné práce se navíc kvůli malé světlosti původního mostu na O2 musely provádět pouze vrtnou soupravou MSV s třímetrovou lafetou. Práce na **opěře O1** a **pilíři P1** probíhaly vcelku bez problémů dle realizační projektové dokumentace. Před zahájením prací na opěře O1 musely být pouze přeloženy kabely VN a vodovodní řad. Založení opěry O1 bylo opět navrženo na sloupech tryskové injektáže, které byly vyskládány v 15 vějířích. Z jedné strany bylo také nutné zajistit výkop pro opěru O1 pažicí stěnou z mikropilot 108/16 s osovou vzdáleností 0,5 m, osazených do cementové zálivky. Zde již byla možnost snížit pracovní plochu, a tak mohla být nasazena vrtná souprava HBM 12-KHY s 3,85 m dlouhou lafetou. U pilíře P1 nám při tryskání působilo největší obtíž samovolné propojování jednotlivých vrtů a tím vznikající úniky směsi. Proto musel být systém provádění sloupů tryskové injektáže ob jeden vrt změněn na systém vynechávání tří vrtů, tzn. realizován zde byl každý čtvrtý sloup. Vrtné práce byly

opět prováděny vrtnou soupravou HBM 12 KHY. Práce na zajištění a založení **pilíře P3** byly zahájeny v prosinci roku 2009 a skládaly se z několika fází. V první řadě musela být pomocí sloupů tryskové injektáže utěsněna štětová jímka. Poté následovalo zajištění štětové stěny v první kotevní úrovni tyčovými kotvami a ve druhé kotevní úrovni lanovými 4pramencovými kotvami. Pro urychlení postupu prací byly obě kotevní úrovně odvrtny z jedné pracovní plochy s tím, že délky kotev 2. kotevní úrovně musely být přepočítány a prodlouženy cca o 6 m. Současně byly zahájeny práce na vytvoření základu pilíře P3 pomocí rastru ze sloupů tryskové injektáže. Tyto práce probíhaly v posledních dnech před vánočními svátky, kdy rtuť teploměru klesala až k -25 °C. Aby toho nebylo málo, tak při hloubení vrtů pro tryskovou injektáž byl v zásypu jímký zastížena zcela nevhodný materiál – hlína, kola od aut, asphalt, kabely apod. Přes všechny výše uvedené problémy však byly práce ukončeny včas – 22. prosince. Po Novém roce nás čekalo další nemilé překvapení v podobě protržené jímký v řečišti u pilíře P2, kde jsme měli začít provádět tryskovou injektáž. Do doby opravy jímký jsme proto pokračovali na dokončení prací na opěrách O1 a O2. V novém roce byla zahájena těžba jímký u pilíře P3. Mezi první a druhou kotevní úrovní probíhaly práce bez problémů, avšak při dotěžování téměř na základovou spáru došlo k výronu vody pod sloupem tryskové injektáže způsobenému snad vinou nevhodného zásypu či jedním vynechaným sloupem TI. Co nejdříve musely být z jímký vytaženy bagry a jímka zatopena. V místě výronu vody byla jímka sanována ve spolupráci s potápěči 15 m³ prostého betonu. Po této provizorní sanaci byly v oslabeném místě provedeny tři sloupy TI, voda odčerpána, dokončena těžba a předána základová spára. Souběžně s tím byly zahájeny práce na tryskové injektáži **na pilíři P2**. Stejně jako na pilíři P3 bylo provedeno nejdříve zatěsnění štětové jímký sloupy tryskové injektáže a poté se pokračovalo v provádění sloupů základové TI. Kvůli přetrvávajícím mrazům bylo upuštěno od prodloužených směn, ale pracovalo se v nepřetržitém režimu, aby nedocházelo k zamrznutí technologie. Vzhledem k tomu, že tato jímka byla zasypána

dobrým materiálem (šterkopísky), proběhla zde trysková injektáž naprosto bez problémů.

Po dokončení veškerých prací na tryskové injektáži byla návodní polovina mostovky demontována a bylo zahájeno bourání původních pilířů a opěr. Před zahájením těchto prací musely být původní části opěr pod provozovanou kolejí zakotveny pomocí kotev 3LP. U opěry O2 bylo nutno ochránit stávající kolejové těleso proti sesuvu dělicí štětovou stěnou, která byla zakotvena ve dvou úrovních kotvami 4 LP. Obě opěry byly v místě osy nového mostu odříznuty a následně odbourány. Založení nové zdi u opěry O1 bylo realizováno na velkopřilových pilotách.

Pilíře P1 a P2 byly nejdříve v místě dělení (řezu) zainjektovány cementovou směsí a poté provrtány jádrovými vrty a pomocí GEWI tyčí příčně sepnuty. Jak byla postupně odbourávána návodní polovina pilíře, byla současně spínána polovina pod provozovanou kolejí podélně pomocí lan přes dubové hranoly, které sloužily k roznesení sil. Po postupném odbourání a sepnutí polovin pilíře P2 začala těžba jímký pro založení nového pilíře. Ta probíhala z naší lodě Jantar, manipulované tlačným člunem. Těžbu však začaly provázet problémy v podobě velkého tání sněhů a výrazného zvýšení hladiny Labe a jeho průtoků. Naše tlačné čluny při tak vysokém průtoku nebyly totiž schopny s Jantarem manipulovat. Po domluvě s Českými přístavy byl pronajat tlačný remorkér o výkonu 1000 koní. Ale ani jeho kapitán nechtěl s Jantarem manipulovat v obavě, že při tak velkém průtoku bude soulodí neovladatelné. Proto firma Polansky vypomohla zatíženým vozidlem Dempr, které přes kotevní lano drželo soulodí jak při spouštění k pilíři P2, tak při tlačení Jantaru k vyložení do přístavu. Tímto způsobem pak těžba jímký pokračovala až do předání základové spáry. V této době byly provedeny jádrové vrty do kesonu, na kterém byl založen původní pilíř P2, aby se ověřila kvalita betonové výplně. Vzhledem k zjištěnému špatnému stavu betonu musel být keson zainjektován cementovou směsí. Po dokončení injektáže mohly být zahájeny práce na výstavbě nového pilíře.

Tomáš Průša, Zakládání staveb, a. s.

Reconstruction of a railway bridge over the Labe River in Kolín

The existing railway bridge over the Labe River built in 1908 did not meet the requirements set for waterway parameters because of its underpass height. It was therefore decided to replace the bridge with a new modern one with an ample underpass height.

The bridge reconstruction consisted in a complex replacement of the old bridge bearing structure, raising the lower structure in place of and around the original bridge, reconstruction of the lower structure, superstructure and substructure treatment and so on. The Zakládání staveb Co. contributed to this construction especially by foundation of abutments and piers on the continuous construction made of jet grouted columns as well as by carrying out sheet pile cofferdams for new piles in the Labe River riverbed. The following article describes the bridge reconstruction principles and the method of carrying out the technologies of special foundation engineering on the abutments and piers.