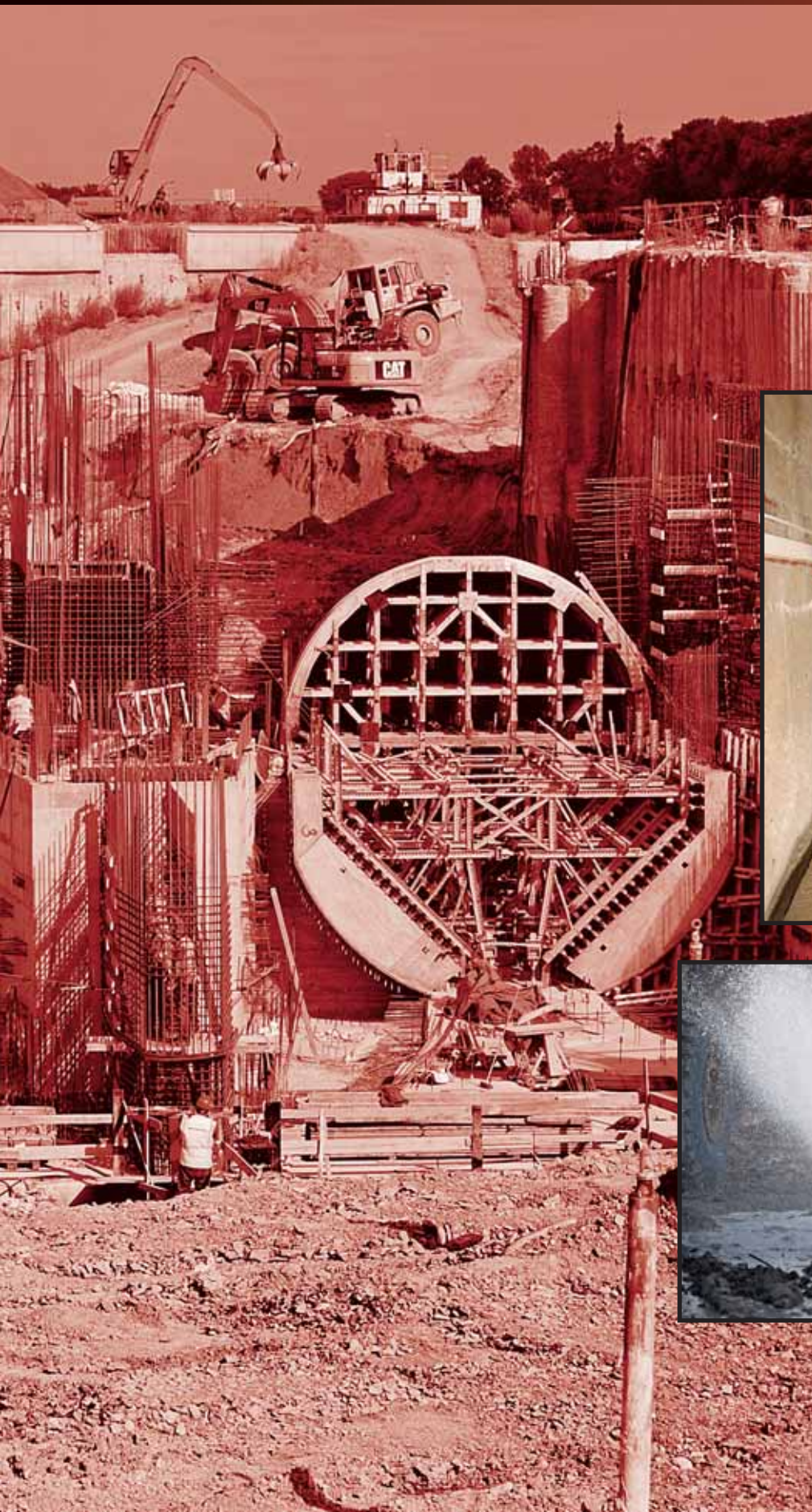


ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

3/2011

Ročník XXIII



- **VODNÍ ELEKTRÁRNA LITOMĚŘICE:**
ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY V PROSTŘEDÍ
ARTÉSKÝCH TLAKOVÝCH VOD
- **REKONSTRUKCE A DOPLNĚNÍ**
INJEKČNÍCH CLON V PODLOŽÍ
PŘEHRAZ KŘÍMOV A ŽLUTICE
- **JABLUNKOVSKÝ TUNEL – PŘESTAVBA**
TUNELU A ZMÁHÁNÍ ZÁVALU





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:

Libor Štěrba, k článku na str. 16 a 24

Překlady anotací:

Mgr. Klára Koubská

Design & Layout:

Jan Kadoun

Tisk:

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

Ročník XXIII

3/2011

Vyšlo 4. 11. 2011 v nákladu 1000 ks

MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2011 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,

balného a 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 podnikatelé minulosti, 3. část seriálu,

Stavební ruch se stěhuje k vodě

Zdeněk Bauer

2

ZE ZAHRANIČNÍCH ČASOPISŮ

Vliv pažicích suspenzí na chování piloty

– polní zkouška ve východním Londýně

Carlos Lam, Viv Troughton, Stephan Jefferis, Tom Suckling,
Ground Engineering 10/2010

Z anglického originálu přeložil a upravil RNDr. Ivan Beneš,
Zakládání staveb, a. s.

6

Poznámky k předchozímu článku

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.

9

TEORIE A PRAXE

Publikace Rizika prací speciálního zakládání staveb

při pažení stavebních jam a jejich vliv na okolní zástavbu,

autoři: Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., a kolektiv

Ing. Jindřich Řičica, předseda ADSZS

11

Numerická analýza podzemní stěny

Ing. Tomáš Krejčí, Ph.D., Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.,

Ing. Tomáš Koudelka, Ph.D., (CIDEAS, FSv ČVUT v Praze)

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

Ing. Karel Staněk, FG Consult, s. r. o.

12

VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

Malá vodní elektrárna Litoměřice – zajištění stavební jámy

v prostředí artéských tlakových vod

Ing. Oldřich Neumayer, CSc., Pöyry Environment, a. s.

16

Geologické poměry

Ing. Pavel Metelka, FG Consult, s. r. o.

17

Výskyt artéských tlakových vod

Ing. Karel Staněk, FG Consult, s. r. o.

20

Realizace stavby, povodně

Ing. Miroslav Stuchlý, Dolnolabské elektrárny, a. s.

22

Rekonstrukce a doplnění injekčních clon v podloží přehrad Křimov a Žlutice

Ing. David Richtr, VODNÍ DÍLA – TBD, a. s.

24

Realizace

Tomáš Průša, Zakládání staveb, a. s.

26

VD Žlutice – reinjektáž těsnicí clony

Ing. Jan Šimůnek, Povodí Vltavy, státní podnik

27

Realizace

Tomáš Průša, Zakládání staveb, a. s.

28

Přestavba Jablunkovského tunelu – zmáhání závalu

Ing. Jan Rožek, AMBERG Engineering Brno, a. s.

29

Sanační injektáž – realizace

Ing. Pavel Čapek, Zakládání staveb, a. s.

32

STAVEBNÍ PODNIKATELÉ MINULOSTI, 3. ČÁST SERIÁLU, STAVEBNÍ RUCH SE STĚHUJE K VODĚ

Během 80. let 19. století už bylo zřejmé, že zlatá éra budování dálkových železničních tratí je definitivně pryč. Nemnohé stavby místních drah představovaly už jen drobty z někdejší hostiny, které přesto stavitelé lačně sbírali. V dálce se ale stále zřetelněji jevila vidina nové dopravní cesty, která tu sice ležela od pradávna, jen se zatím nedala dobře využít. Na velkých řekách monarchie včetně Labe a Vltavy už parní stroj vozil na lodích nejen velké náklady, ale i obecnstvo. I když pomalá, měla lodní doprava oproti železnici své výhody – především byla mnohem levnější. Naše řeky sice moc možností pro její hromadné uplatnění neposkytovaly, ale úpravy větších toků to mohly změnit. Znamenalo to ovšem, že státní kasa musí nasypat hodně velký obnos peněz, protože řeky mohly těžko patřit soukromým majitelům. I když erár byl tehdy jako dnes vždycky spíš prázdný než plný, důležitost vodní cesty, zatím hlavně té vltavsko-labské od Prahy po státní hranici, nakonec politiky přesvědčila. A tak se na konci 80. let 19. stol. začaly pomalu věci hýbat.



První stavba s pomocí velkých strojů u nás: bagrování nového přístavu v Ústí nad Labem firmou A. Lanna v roce 1890

Zpočátku šlo jen o přípravné stavby, které by bez mohutného pokračování neměly valný smysl. Jako první se v letech 1889–91 vyhrabal a vyzdil nový přístav v Ústí nad Labem, kde už tehdy provozovalo paroplavbu včetně řetězových parníků několik společností. Hned potom přišla na řadu Praha, kde se napřed upravil přístav v Karlíně a následně byly vybudovány přístavy na levém

břehu v Holešovicích a na pravém břehu v Libni. Ještě před koncem století přišel na řadu také nový „vorový“ přístav na Smíchově. Mezitím se dokončovaly plány pro splavňovací práce na řece. V červnu 1897 začalo budování plavebních komor a jezu v Klecanech, o rok později v Libčicích a 1897 také v Troji. Do roku 1906 stálo už všech šest stupňů až k soutoku s Labem u Mělníka

a stavby pokračovaly zdymadly na Labi od Štětí po Lovosice. Téměř všechno se podařilo dokončit do vypuknutí války v roce 1914. Stavba vodní cesty představovala zcela mimořádnou zakázku, srovnatelnou s několika dálkovými železnicemi. Výhodou pro stavitele přitom bylo, že se jednotlivé stavby odehrávaly na poměrně nevelké ploše, kde se daly velké objemy zeminy přesouvat pomocí výkonné techniky – rypadel, plovoucích bagrů, parníků a lokomotiv. Jednalo se skutečně o velká množství bagrovaného materiálu: v holešovickém přístavu půl milionu metrů krychlových, na Smíchově 600 tisíc, v Troji dokonce 750 tisíc. Tehdy nebyla v Českých zemích firma, která by podobné práce zvládla, kromě jediné – **A. Lanna**. To jméno bylo navíc už dlouhá desetiletí spojeno s udržováním celé Vltavy a dolního Labe a inženýři tohoto podnikatelství také připravili většinu projektů zdymadel. Když si firma během 90. let rychle opatřila potřebné parní stroje pro zemní práce, snadno získala zadání všech prací. Nejméně do konce 19. století neměla na českých řekách konkurenci. Dříve než začala výstavba pražských přístavů, odehrála se událost, která českému hlavnímu městu přinesla pohromu. Začátkem září 1890 vltavská velká voda zaplavila nízko



Stavba zdymadla v Praze-Troji znamenala rozsáhlé úpravy řeky nad i pod jezem a vybudování plavebního kanálu s komorami. Na obrázku je dolní část stavby v srpnu 1900.



První parníky proplouvají 16. 6. 1902 čerstvě otevřenou komorou trojského zdymadla.

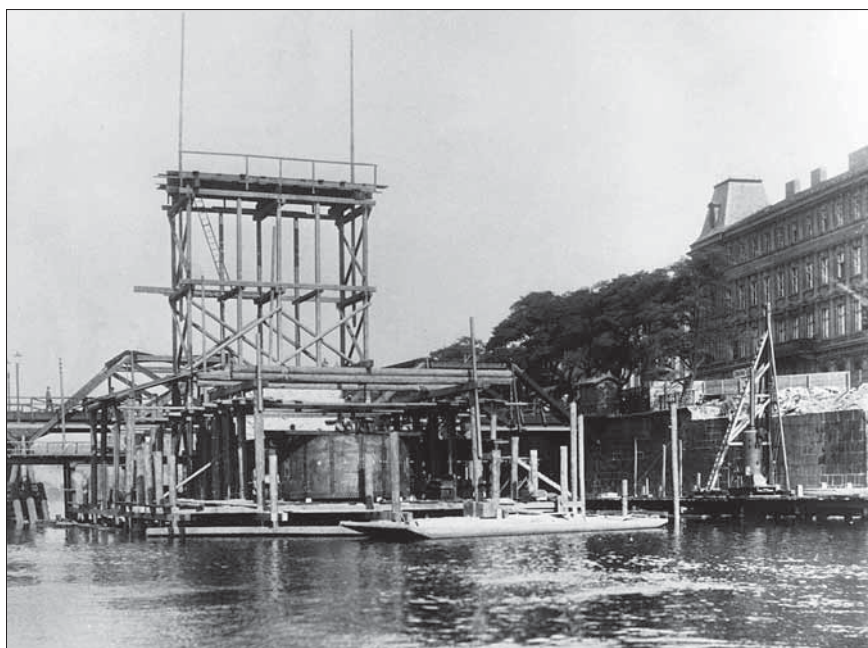
položené části města a pobožila Karlův most. Nápor vody nevydržely dva pilíře, takže se zřítily tři přilehlé klenby, a další pilíře byly podemlety. Na opravu mostu byla vysána veřejná soutěž, kterou možná trochu překvapivě vyhrála firma Gregersen a synové z Budapešti. Ta založila nové pilíře na ocelových kesonech, vyrobených Pražskou akciovou strojírnou (dříve Rustonkou), a znovu postavila klenby. Práce jí od srpna 1891 trvaly 15 měsíců, takže na konci roku 1892 byl opravený Karlův most předán pražské veřejnosti. Stavitel **Gudbrand Gregersen** (1824–1910) ale nebyl Maďar. Narodil se v norském Stran- du a přes Vídeň doputoval do Budapešti, kde se s rodinou usadil. Spolu se syny Georgem a Ödönem tam založil stavební firmu. Regulovali Tisu, stavěli železnice včetně východního nádraží v Budapešti. Tam také postavili Alžbětin most přes Dunaj, na Jadranu modernizovali přístav v dnešní Rjece, postavili silniční most přes Váh v Trenčíně. V Praze se zapsali s kesony dobře, takže mohli později postavit i most Františka I. (dnes Legií) a založit pilíře železničního mostu pod Vyšehradem. Na počátku 20. století Gregersenové také dolovali na Sokolovsku a regulovali řeku Úpu nad Svobodou. Po smrti starého pána se už jejich jméno u nás neobjevilo.

S opravou Karlova mostu je spojeno i podnikatelství českých inženýrů Kresse a Bernarda. Ti v letech 1902–04 jako první čeští stavitelé použili kesony při dodatečné opravě čtyř pilířů, podemletých při povodni z roku 1890. Inženýr **Karel Kress** (1848–1922) šel původně ve stopách svého strýce Josefa, jenž se podílel na budování dráhy z Petrohradu do Carského Sela, projektované Gerstnerem. Také Karel pracoval po studiích ve službách železnic, než roku 1882 založil vlastní firmu. Na počátku 90. let postavil u Mariánských Lázní nejstarší zděnou přehradu u nás. Ve společné firmě s inženýrem **Eduardem Bernardem** (1856–1916) budovali části pražské kanalizace včetně tunelu pod Letnou, vystavěli Mánesův most, postavili železnici Skalsko – Mladá Boleslav – Dolní Bousov, upravovali rybníky u Konopiště, ale hlavně se od roku 1907 věnovali regulaci středního Labe. Pohyblivý jez a elektrárna v Hradci Králové byly dílem Ing. Kresse včetně projektu. Nedlouho po Bernardově smrti za 1. světové války vznikla z původních dvou Kressových firem akciová společnost Kress.

Někteří stavitelé dávali ale stále přednost budování kolejových tras a do jiných významných staveb se nepouštěli. Inženýr **Emanuel Czczowiczka** patřil do širší židovské rodiny, působící například i v textilním průmyslu v Haliči. Svou firmu měl proto nejen v Brně, ale později také ve Lvově, Vídni a v Praze. Už v 80. letech stavěl u nás část dráhy u Pelhřimova mezi



Výjezd parníku firmy A. Lanna z hořínské komory po jejím otevření v roce 1905



Stavba mostu Františka I. u Národního divadla v Praze v roce 1900, kdy firma Gregersen a synové na lešení u pravého břehu připravovala ke spuštění keson pro založení pilíře



Inženýr Karel Kress, zakladatel firmy Kress & Bernard



Inženýr Bohumil Bořkovec se podílel na stavbě vodárny v Káraném.



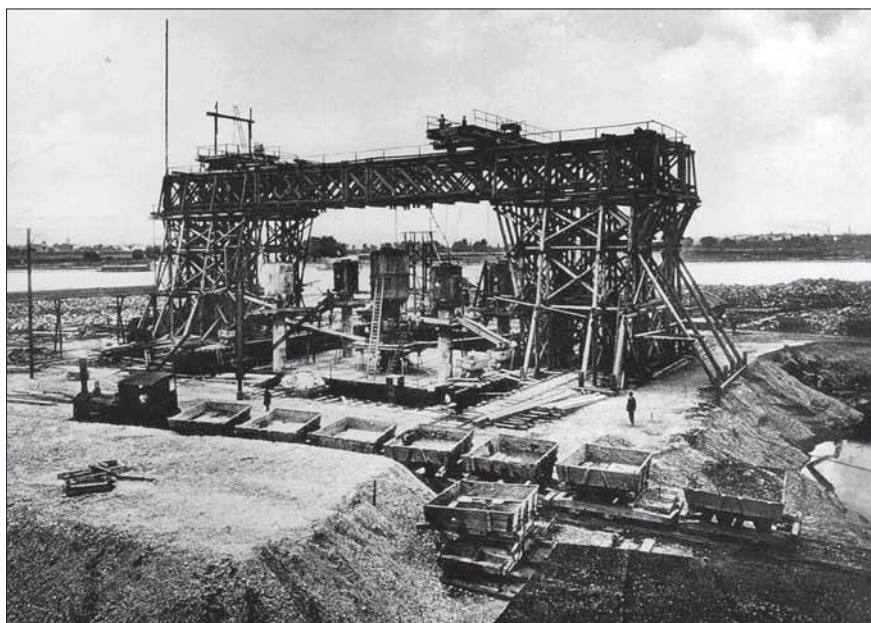
Na pozadí kopce Radobýlu sestavují z kamenných kvádrů dělníci firmy Schön a synové opěru viaduktu na trati z Lovosic do Teplíc, otevřené v roce 1898

Horní Cerekví a Tábořem. Později přizval do firmy své dva syny a společně stavěli dráhy Nejdek–Potůčky či Skalice n. Svit.–Boskovice a budovali i druhou kolej u Stránčic na trati Praha–Benešov. Jeden ze synů, Wilhelm, zahynul později v Osvětimi s dalšími členy rodiny.

Také inženýr **Bohumil Bořkovec** (1863–1935) se až do roku 1910 věnoval převážně stavbám nových drah, často ve spojení se staviteli O. Dvořákem či A. Brousílem. Projektovale mosty a jako stavitel vešel ve známost účastí na rekonstrukci Lublaně po zemětřesení. Postavil například dráhy

Vlašim–Dolní Kralovice, Domažlice–Tachov či část tratě z Rakovníku do Loun. K větší vodní stavbě se dostal až v roce 1909 v souvislosti s budováním pražské vodárny v Káraném, kde pokládal potrubí a upravoval tok Labe. Jeho syn Jan později založil vlastní stavební podnikatelství, druhý syn Pavel měl zcela jiné zájmy a stal se známým hudebním skladatelem.

Po odchodu Karla Wesselyho ze společné firmy v roce 1890 založil **Franz Schön** nové podnikatelství se svými syny Franzem Josefem (1856–1925) a Hubertem (1864–1935). Firma Schön a synové se i v 90. letech dále věnovala výstavbě drah, jako například České Budějovice–Želnavá, Rudná u Prahy–Beroun, Řetenice–Lovosice či Litoňovice–Křižany s odbočkou do Jablonného v Podještědí. Po odchodu zakladatele z firmy v roce 1901 se „mladí“ Schönové rychle přeorientovali na vodní stavitelství. Kromě jiného postavili přehradu Mšeno u Jablonce nad Nisou a prohloubili přístav v Praze-Holešovicích. Ještě před první světovou válkou začali složitou stavbu soustavy komor a jezů mezi Karlovým a dnešním Jiráskovým mostem, již se podařilo dokončit až v roce 1922. Nepříjemnou až osudovou kapitolou firmy se v září 1916 stalo protržení jí postavené přehradu na Bílé Desné s tragickými následky a dlouho se



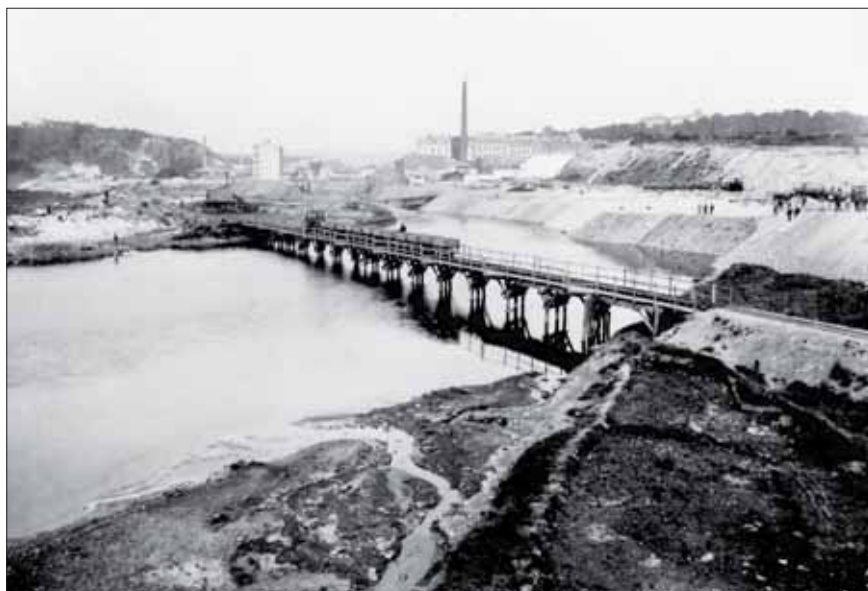
Stavba zdymadla Nussdorf u Vídně firmou Redlich – Berger v roce 1895. Keson s pěti větracími a těžními věžemi o ploše 732 m² je zatím ponořen do hloubky 2 metry, na skalní podklad mu zbývá spustit se ještě o více než 20 metrů.



Litografie H. Götzingera vznikla sice až v roce 1920, kamenný viadukt u Noviny však firma Redlich – Berger postavila na trati z České Lípy do Liberce ještě před koncem 19. století.



Inženýr Jaroslav Václav Velflík, stavitel přehrady Les království u Dvora Králové



Firma Peregrini – Calderai – Feltrinelli italských stavitelů se u nás objevila jen jednou, a to při stavbě železnice v Karlových Varech mezi místním a hlavním (tehdy „buštěhradským“) nádražím. Na krátkém úseku bylo třeba postavit nejen tunel a most přes Ohři, ale také řeku v přílehlém úseku zregulovat, takže tu stavitelé potřebovali bagrovací a dopravní techniku.

vlekoucími soudními spory. Hubert Schön se po smrti bratra v roce 1925 během novostaveb železnic dostal do finančních problémů a firma brzy zanikla.

V Hodoníně působila v 19. století vlivná německo-židovská rodina Redlichů. Vlastnila tu cukrovar, cihelnu (s pozdější výrobou patentovaných cihelných stropů Hourdis) a další podniky, její členové působili ve funkci zdejšího starosty, ale i ministra financí ve Vídni. Inženýr **Ignaz Redlich** (1835–1891) založil ve Vídni stavební firmu Brüder Redlich & Berger, z níž později druhé jméno vypadlo. Postupně se v ní vystřídal zástupci dalších dvou generací rodiny a roku 1920 vznikla i sesterská firma Bratři Redlichové v Brně. Původní firma Redlich – Berger patřila k nejvýznamnějším a nejlépe vybaveným stavebním podnikům v monarchii. K jejím výrazným dílům patřila část taurské dráhy s tunelem

o délce 8,5 km či dráha přes Gorizii (Nova Gorica) do Terstu s nejdelším kamenným mostním obloukem na světě (86 m), za první světové války bohužel zničeným. U nás firma vybudovala například most přes Vltavu u Červené, tehdy největší železniční viadukt v Rakousko-Uhersku, labský železniční most u Lovosic nebo 820 metrů dlouhý tunel mezi Křižany a Novinou s nedalekým krásným kamenným viaduktem na dráze z Liberce do České Lípy.

Ještě před první světovou válkou postavila také Labskou přehradu u Špindlerova Mlýna. Podnikatelství získalo v 19. století zakázky na regulaci některých úseků Dunaje včetně stavby zdymadla v Nussdorfu u Vídně, které kromě plavby lodí mělo posloužit i ochraně hlavního města před povodněmi. Kesony o ploše až 732 m² tu bylo nutné zapouštět až do hloubky přes 25 metrů pod

úroveň hladiny. V meziválečné době se Bratři Redlichové podíleli na mnoha velkých železničních i vodních stavbách v Československu. Jejich výhodou bylo spojení s vídeňskou firmou, odkud mohli snadno získávat především velký strojní inventář. V roce 1938 po „anšlusu“ Rakouska předali brněnskou filiálku včetně zakázek svému dosavadnímu pracovníku Ing. Feyrerovi, takže jejich vlastní firma zanikla.

Jedním z mála velkých podnikatelů, kteří se téměř nevěnovali železničním stavbám, byl inženýr **Jaroslav Václav Velflík** (1858–1926), bratr profesora pražské Techniky Alberta Vojtěcha Velflíka. Jaroslav se sice zaučil také „na kolejičkách“ u stavitelů Životského a Kovářika, když ale začátkem 90. let 19. stol. založil vlastní firmu, získal zakázky na vodní úpravy. Pracoval na Vejrovce v Poděbradech, ale hlavně na Berounce a Litavce a po válce i na Tiché Orlici. Mezitím však v roce 1914 dobovoval naši nejkrásnější zděnou přehradu Les království na Labi. O co přišel on sám na počátku existence firmy, vynahradil jeho syn Ing. Jiří Velflík, který převzal firmu po otcově smrti: postavil totiž v Československu řadu úseků nových železničních tratí. Mezi ně vložil i jiná díla, jako například železobetonový silniční most u Pastvin přes nádrž přehrady na Divoké Orlici.

I když ještě na počátku 20. století ovládala úpravy našich velkých řek firma Lanna, také ostatní podnikatelství, věnující se dosud především železnicím, si už v té době našla nějakou stavbu „u vody“. Nejprve to byly vedle tradičních mostů třeba vodovody či kanalizace, ale nově také zděné přehrady. Jak vidět, voda se postupně stávala stále větším „mecenášem“ stavebních firem, což se potvrdí v příštím pokračování seriálu.

Zdeněk Bauer

PUBLIKACE RIZIKA PRACÍ SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB PŘI PAŽENÍ STAVEBNÍCH JAM A JEJICH VLIV NA OKOLNÍ ZÁSTAVBU, AUTOŘI: DOC. ING. JAN MASOPUST, CSc., A KOLEKTIV

Na této straně přinášíme zhodnocení nedávno vydané publikace autorského kolektivu pod vedením Doc. Ing. Jana Masopusta, CSc., která naplňuje dlouhodobou potřebu příslušné části odborné technické veřejnosti po shrnutí, vyjasnění a strukturování problematiky speciálního zakládání při pažení stavebních jam převážně v městské zástavbě.

Při budování hlubokých stavebních jam uprostřed městské zástavby dochází k poměrně rychlému odstranění obrovské hmotnosti zeminy, což má vždy za následek vznik celého souboru vlivů na okolní prostředí a obtížných situací. Pro jejich zvládnutí a řešení je nezbytná spolupráce informovaných, tedy kompetentních partnerů. V tomto smyslu zde autorský kolektiv pod vedením doc. Ing. Jana Masopusta, CSc., odvedl záslužnou práci a vyčerpávajícím způsobem zachytil komplex souvislostí rizik oblasti speciálního zakládání stavebních jam v úplnosti jeho šíře i hloubky. Téma knihy je rozděleno do čtyř částí. V první je nejprve podrobně popsán účel stavebních jam a jejich druhy, včetně způsobů rozpírání nebo kotvení. Detailně jsou zde popsány používané metody a technologie.

Druhá část je věnována navrhování stavebních jam. Rozebírá důležitost a význam jednotlivých skupin podkladů – geotechnických, stavebních, pasportizace přilehlých objektů a inženýrských sítí.

Upozorňuje i na nutnost posuzovat dočasné i trvalé konstrukce stejně. Poskytuje přehled o stanovení velikosti zatížení pažicích konstrukcí a metod pro posouzení jejich návrhu včetně příkladů. Samostatná kapitola je věnována observační metodě. Pro projektanty jsou tyto poměrně podrobné kapitoly o aplikaci různých přístupů ke statickým návrhům a komentáře k jejich výhodám, nevýhodám či omezením mimořádně důležité. Shrnují současné dlouholeté zkušenosti předních pracovníků z této oblasti.

Ve třetí kapitole je souhrnně popsán nezbytný monitoring. Vzhledem k dobré dostupnosti jiných publikací popisujících podrobně tuto speciální tematiku je tato část knihy oprávněně relativně stručná.

Hlavním skupinám rizik a jejich projevům je věnována poslední, čtvrtá část. V ní je uvedena řada aktuálních informací a kritických komentářů k současným nedostatkům praxe v tomto oboru.

Představovaná kniha je díky konkrétnímu popisu moderních metod i s příklady řešení cenná pro specialisty oboru a současně, vzhledem k přehlednému uvedení souvislostí uváděných problémů, rovněž cennou pomůckou pro zástupce investora a další účastníky procesu výstavby. Pro jeho řízení jsou takové informace nezbytně nutné, neboť při aplikaci metod speciálního zakládání hrozí poměrně velká rizika. Není stále dostatečné množství odborníků, kteří tuto oblast plnohodnotně ovládají. V této souvislosti není bez zajímavosti zmínit skutečnost, že zatímco náklady na speciální zakládání většinou nepřesahují 10 % nákladů celé stavby, rizika soustředěná v této oblasti přesahují 20 % z celkového úhrnu rizik, a ohrožují tak celou stavbu. To je



zřejmě i v veřejně publikovaných zprávách o těžkých nehodách na stavbách, které se často odehrávají v náročných podmínkách městských center, z nichž některé případy jsou zmíněny i v této příručce. Nejde však pouze o otázky bezpečnosti díla, důležité je samozřejmě i hledisko hospodárnosti. Zde příručka poskytuje bohaté zdroje pro pochopení specifických postupů navrhování a volby metod či technologií tohoto oboru, který je více než jiné obory stavebnictví závislý na zkušenosti s jejich používáním v praxi. Obsáhlé odstavce jsou tak záměrně věnovány vysvětlení původu a souvislosti rizik, takže všichni účastníci výstavby – od přípravařů stavebního záměru přes zpracovatele geotechnických průzkumů, projektanty, dodavatele, pracovníky stavebních úřadů, ale i stavební dozory až po ostatní pracovníky všech kontrolních institucí – si po jejich prostudování mohou plně uvědomit svou roli, vliv a spoluodpovědnost za konečný výsledek.

Česká republika je sice v samotné oblasti praktického provádění metod speciálního zakládání na relativně vysoké evropské úrovni, zbývá však ještě dosti prostoru pro zlepšování v mnoha směrech; jak se ukazuje z porovnání vnímání rizik s jinými vyspělými zeměmi, uvedeného i v popisované publikaci, je třeba dosáhnout komplexní, plně profesionální úrovně celého oboru, tedy i ve všech souvisejících činnostech procesu výstavby, u všech odborníků spolupracujících na výstavbě díla. Pro ně pro všechny je tato příručka výbornou studijní pomůckou a autorskému kolektivu pod vedením doc. Masopusta za její vznik patří dík.

Ing. Jindřich Řičica, předseda Asociace dodavatelů speciálního zakládání staveb (ADSZS)

**Publication „Risks of Special Foundation Engineering works and their influence on surrounding buildings during sheeting works in foundation pits“
(written by Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., and co-authors)**

On this page you can find a review of the recently published book written by a group of authors lead by Doc. Ing. Jan Masopust CSc. It has finally met a long-term urge of specialised professionals for summarised, clarified and structured presentation of the special foundation engineering expertise used for sheeting foundation pits, mainly in the areas of urban development.

NUMERICKÁ ANALÝZA PODZEMNÍ STĚNY

Článek se zabývá numerickou analýzou chování lamely podzemní stěny během hloubení stavební jámy. Jedná se o typickou kotvenou lamelu tloušťky 60 cm, navrženou pro pažení stavební jámy do hloubky kolem 20 metrů. Cílem analýzy je získat představu o namáhání podzemní stěny v průběhu její výstavby a předat jistá doporučení zejména ohledně vyztužení stěny.

Úvod

Podzemní stěny jsou zpravidla monolitické železobetonové konstrukce prováděné v hlubokých stavebních jámách pod hladinou podzemní vody do hloubky až kolem 35 m (TC Brno 34,5 m). Tloušťka stěn je nejčastěji 600, 800, 1000 a 1200 mm. Kromě pažicí funkce plní podzemní stěny nejčastěji také funkci konstrukční (jsou zároveň nosnými stěnami) nebo vodonepropustnou (jsou součástí tzv. bílé vany). Stěny se skládají z jednotlivých částí – lamel, které jsou napojeny profilovanými zámky, těsněnými pomocí gumového těsnicího pásu. Výstavba jedné lamely probíhá ve čtyřech fázích. Nejdříve je pomocí drápku nebo hydrofrézy vyhloubena rýha těžená pod ochranou pažicí suspenze. Ve druhé fázi se do rýhy po vyčištění pažicí suspenze osadí koutové pažnice, které vymezují šířku lamely a určují profil budoucího zámku pro napojení sousední lamely. Po cca 24 hodinách od dokončení betonáže lamely jsou pak tyto pažnice obtíženy v rámci hloubení záběru navazující lamely. Ve třetí fázi je do rýhy vsazena vyztuž lamely ve formě tuhého armokoše a zapuštěny sypákové roury o průměru cca 250 mm. V poslední fázi je prováděna betonáž lamely odspodu, při které je vytlačována a odčerpávána pažicí suspenze. S postupem betonáže vzhůru jsou sypákové roury zkracovány tak, aby byly po celou dobu ponořeny minimálně 2 m v čerstvé betonové směsi. Betonáž probíhá v optimálním případě rychlostí cca 20 m³ za hodinu. Pro výstavbu podzemních stěn se používá vodotěsný a snadno hutnitelný beton, který je vhodný pro ukládání litím. V současnosti se technologie podzemních stěn používá například při zakládání velkých administrativních budov pod hladinou podzemní vody, na liniových dopravních stavbách, při stavbě protipovodňových opatření apod.

Tento článek shrnuje výsledky počítačové analýzy napjatosti a vyztužení jedné lamely kotvené podzemní stěny. Jedná se o typickou lamelu podzemní stěny tloušťky 60 cm, výšky 16 m a šířky 6 m, umístěnou



Obr. 1a: Pohled na armokoš s průchodkami pro kotvy a příčnou vyztuží

do typických základových podmínek odpovídajících území Prahy a zajištěnou kotvami s maximální předpínací silou 800 kN. Analýza využívá současné poznatky z numerického modelování stavebních konstrukcí a chování stavebních materiálů, zejména betonu.

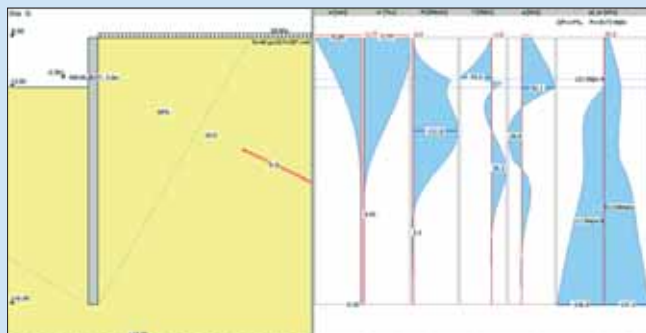
Cílem studie je získat představu o namáhání podzemní stěny v průběhu její výstavby a poskytnout jistá doporučení, zejména ohledně vyztužení. Ze zkušeností výrobce podzemních stěn vyplývá, že množství a umístění betonářské vyztuže v armokoši do značné míry ovlivňuje proces výstavby podzemních stěn. Obecnou snahou projektantů je vkládat do železobetonových konstrukcí větší počet prvků vyztuže, než vychází z jejich návrhu dle platných norem. Již na základě předpokladů, které jsou obsaženy v normách, vede návrh konstrukce k velkému množství prvků vyztuže. U podzemních stěn



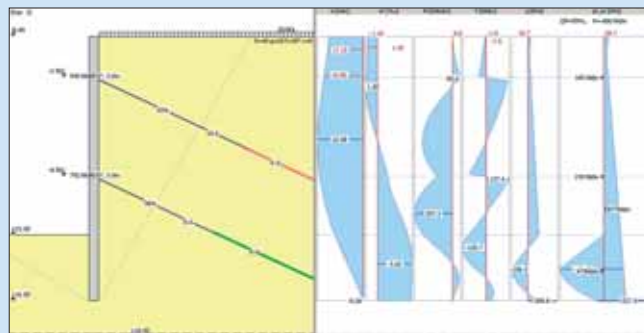
Obr. 1b: Čelní pohled na armokoš před jeho osazením

může být nadměrně vyztužen, např. příčnými prvky, překážkou ke kvalitnímu probetonování stěny. V místech zhuštěných vyztužných prvků (obr. 1) se mohou zachytávat nečistoty vynášené ukládanou betonovou směsí, někdy se dokonce mohou objevit větší póry až kaverny. Tento fakt může v některých případech výrazně ovlivnit požadované vlastnosti konstrukce, jako jsou nepropustnost, trvanlivost a spolehlivost. Naopak nadměrná redukce vyztuže může vést ke snížení únosnosti stěny. Výsledky numerické analýzy by měly být určitým vodítkem k nalezení optimálního návrhu armokoše lamely podzemní stěny.

Numerický model kotvené podzemní stěny je rozdělen na dvě části. První část tvoří 2D analýza napjatosti stěny a zeminy. Těžištěm této studie je navazující druhá část – 3D analýza napjatosti a poškození stěny.



Obr. 2: Zatěžovací stav č. 2 – řez stěnou a vypočtené zatížení a vnitřní síly (zdroj – FG Consult, s. r. o.)



Obr. 3: Zatěžovací stav č. 5 – řez stěnou a vypočtené zatížení a vnitřní síly (zdroj – FG Consult, s. r. o.)

2D model stěny

Smyslem 2D analýzy podzemní stěny je stanovení napjatosti v kotvené stěně a v okolní zemině. Výsledkem jsou průběhy vnitřních sil, posunutí a zemních tlaků, které jsou vstupem do následného detailního 3D výpočtu. Model zatížení od okolní zemině a přítížení na terénu sleduje postupné hloubení stavební jámy a je rozdělen do pěti zatěžovacích stavů. Každý zatěžovací stav reprezentuje jak hloubení stavební jámy do předepsaných úrovní, tak předpínání kotvě. Na obrázku 2 a 3 je pro ilustraci znázorněn 2. a 5. zatěžovací stav s vypočtenými hodnotami posunutí, vnitřních sil a zemních tlaků.

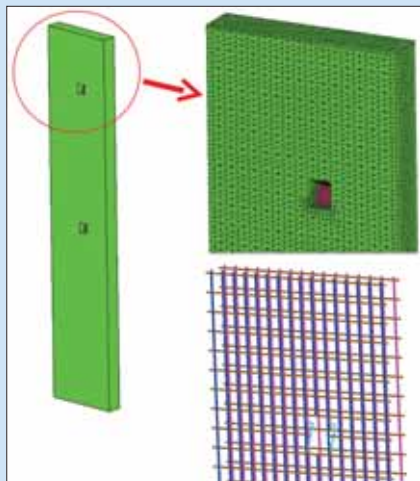
3D model stěny

Lamela podzemní stěny je modelována čtyřstěnnými konečnými prvky s lineárními aproximačními funkcemi pro pole posunutí. Výztuž je diskretizována jednorozměrnými tyčovými prvky s lineárními aproximačními funkcemi. Vzhledem k náročnosti výpočtu byla modelována pouze jedna polovina lamely – po výšce symetrická část. Model obsahuje 506 854 prvků a 92 487 uzlů. Podepření konstrukce odpovídá okrajovým podmínkám lamely a podmínkám symetrie konstrukce.

Zatížení 3D modelu stěny

Lamela podzemní stěny je zatížena především zemními tlaky a silami od kotvě. V numerickém modelu jsou zemní tlaky modelovány vodorovnými uzlovými silami směrem do konstrukce na straně aktivního zemního tlaku. Na straně pasivního zemního tlaku je zatížení nahrazeno vodorovnými reakcemi v ekvivalentních pružných podporách. Tuhosti pruin jsou vypočítány z posunutí v příslušné úrovni a hodnoty pasivního zemního tlaku (obr. 2 a 3). Síly od kotvě jsou uvažovány jako uzlové síly na vnější povrch modelovaného kotevního plechu. Ve výpočtu je brána v úvahu pouze vodorovná složka kotevní síly.

Ve 3D numerické analýze byl každý zatěžovací stav nejdříve posuzován samostatně. Poté byl proveden výpočet, ve kterém na sebe jednotlivé zatěžovací stavy navazují. To bylo dosaženo řízeným zatěžováním a odtěžováním v jednotlivých stavech. Tento předpoklad, který zavádí nulovou napjatost v konstrukci přenášenou do dalšího zatěžovacího stavu, vnáší do výpočtu jisté



Obr. 4: 3D model lamely podzemní stěny, detail sítě konečných prvků a armokoše

zjednodušení. Nicméně při stanovení zatížení stěny byly zvaženy veškeré změny napjatosti v zemině. Rozvoj mikrotrhlin, které snižují tuhost konstrukce, je do dalších stavů přenášen prostřednictvím parametru poškození.

Program SIFEL

Pro počítačovou analýzu byl použit softwarový balík SIFEL (Simple Finite Elements), který je vyvíjen na katedře mechaniky Fakulty stavební ČVUT v Praze již 10 let. Program byl původně vytvořen v rámci evropského projektu MAECENAS, který byl zaměřen na studium chování betonu za vysokých teplot. Do projektu byly zapojeny kromě Fakulty stavební ČVUT i univerzity v Padově (Itálie), Nantes (Francie), Sheffieldu a Glasgow (Velká Británie). Vedle univerzitních pracovišť byla do projektu zapojena i britská firma British Energy, pro niž byla programem SIFEL úspěšně počítána studie životnosti jaderné elektrárny Hinkley v jihozápadní Anglii. Program je dále vyvíjen a úspěšně použit pro řešení řady praktických i teoretických problémů. Mezi nejvýznamnější řešené úlohy patří například analýza ochranných obálek obou bloků JE Temelín, stabilita skalního srázu v Chotkově ulici v Praze, řešení vodonepropustnosti tlustých základových desek komerčního centra v Praze na Těšnově aj. Program je určen k řešení úloh nelineární mechaniky, transportních procesů a sdružených úloh pomocí metody konečných prvků. Je psán v jazyce C++ a od počátku byl koncipován jako volně dostupný pod licencí GNU včetně zdrojových kódů. Program je vyvíjen jako multiplatformní, tj. nezávislý na použitém operačním systému, a také na použitém překladači jazyka C++. Program byl úspěšně přeložen a provozován na operačních systémech Windows (PC) i Linux (PC, IBM SP2). Založen je na promyšlené modulární koncepci, ve které členění programu na jednotlivé části odpovídá jednotlivým typům řešených problémů. Webové stránky věnované programu SIFEL se nacházejí na adrese <http://mech.fsv.cvut.cz/~sifel/>.

Materiálové vztahy

Model podzemní stěny byl řešen jako nelineární mechanická úloha. Pro popis mechanického chování modelu bylo použito celkem tři materiálových vztahů.

Model se skládá jednak z betonu a jednak z tzv. měkké ocelové výztuže. Chování betonu bylo modelováno pomocí modelu poškození betonu mikrotrhlinami. Vliv dotvarování nebyl do výpočtu zahrnut. Model skalárního izotropního poškození byl uvažován lokální verzí.

Alternativně byl použit i model ortotropního poškození. Výztuž byla modelována pomocí tyčových prvků. Chování oceli je možné celkem výstižně popsat modelem plasticity s podmínkou J2, někdy též označované jako Huber-Mises-Henckyho podmínka:

$$\sqrt{J_2} - \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 0$$

Lokální varianta modelu izotropního poškození betonu mikrotrhlinami

Pro modelování poškození betonu byla vytvořena celá řada materiálových modelů. Mezi nejjednodušší patří použitý skalární izotropní model poškození. Podobně jako u ostatních materiálových modelů, jejichž pracov-

diagram obsahuje změkčující část, je jeho odezva závislá na velikosti jednotlivých prvků sítě. Pro různou hustotu sítě prvků se pak disipuje různé množství energie. Proto byl tento model přepracován a byla použita technika proměnlivého modulu změkčení, která částečně odstraňuje tento problém. Metodu pro zjednodušení popíšeme pro 1D případ. Spočívá v tom, že velikost deformace vlivem poškození (damage) se uvažuje jako

$$\varepsilon_d = \varepsilon - \varepsilon_e = \frac{w}{h},$$

kde w je velikost rozevření trhliny a h je charakteristická velikost prvku a ε je celková deformace. Napětí σ při poškozování se poté vyjádří v závislosti na rozevření trhliny w ve tvaru

$$\sigma(w) = f_t \exp\left(\frac{w}{w_f}\right),$$

kde f_t je tahová pevnost betonu a w_f je počáteční rozevření trhliny. Napětí lze pro skalární izotropní poškození vyjádřit jako

$$\sigma = (1 - D)E\varepsilon,$$

kde D je parametr poškození, který se pohybuje v intervalu hodnot $(0, 1)$. Hodnota parametru rovna 0 znamená, že materiál je bez poškození a hodnota 1 charakterizuje zcela poškozený materiál s plně rozvinutou trhlinou.

Spojením předchozích rovnic a uvažováním ε_e jako

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma}{E}$$

dostaneme výslednou nelineární rovnici pro parametr poškození D :

$$(1 - D)E\varepsilon = f_t \exp\left(-\frac{Dh\varepsilon}{w_f}\right).$$

Tento vztah je odvozen za předpokladu jednoosé napjatosti, pro ostatní případy je třeba nahradit deformaci ε ekvivalentní deformací ε_{eq} . Pro beton se používá tzv. Mazarsova norma ekvivalentní deformace, která je dána vztahem

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum_{\alpha=1}^III \langle \varepsilon_{\alpha} \rangle \langle \varepsilon_{\alpha} \rangle},$$

kde symbol $\langle \varepsilon_{\alpha} \rangle$ značí výběr pouze kladných složek hlavní deformace. Nelineární rovnici lze řešit například pomocí Newtonovy metody tečen. Výsledné napětí pro model skalárního poškození se vypočítá ze vztahu

$$\sigma = (1 - D)\mathbf{D}_{el}\boldsymbol{\varepsilon},$$

kde \mathbf{D}_{el} je matice elastické tuhosti materiálu a $\boldsymbol{\varepsilon}$ je celková deformace.

Model ortotropního poškození betonu mikrotrhlinami

V případě použití modelu skalárního izotropního poškození dochází během vzniku poškození v jednom směru k redukcí materiálové tuhosti ve všech směrech bez ohledu na to, zda ve zbývajících směrech by k poškození došlo či nikoliv. Tento nedostatek se negativně projevuje v případě neproporcionálního zatěžování, ke kterému dochází například v důsledku nerovnoměrného ohřívání konstrukce (zatížením teplotou – vývinem hydratačního tepla a vlivem klimatických podmínek),



Tubusy tunelu Blanka zhotovené technologií podzemních stěn tzv. systémem „cut-and-cover“



Stavební jáma technologického centra Královopolských tunelů v Brně hluboká až 29,9 m pažená podzemními stěnami

ale také postupnou výstavbou konstrukce. Dále se projevuje v případě skutečné 3D napjatosti. Pro účely 3D modelování bylo zapotřebí použít pokročilejší model poškození betonu. Pro zjednodušení výpočtů, zejména s ohledem na množství vstupních parametrů, byl použit model ortotropního poškození. Jednotlivé složky hlavních napětí se počítají podle vztahu

$$\sigma_\alpha = (1 - H(\varepsilon_\alpha)D'_\alpha - H(-\varepsilon_\alpha)D''_\alpha)[(3K - 2G)\varepsilon_v + 2G\varepsilon_\alpha]$$

V tomto vztahu je použito následující označení:

K – objemový modul pružnosti,

G – modul pružnosti ve smyku,

ε_v – objemová deformace,

D'_α – parametr poškození v tahu ve směru kladné hlavní deformace,

D''_α – parametr poškození v tlaku ve směru záporné hlavní deformace,

$H()$ – Heavisideova funkce.

K dispozici je evoluční rovnice pro parametry poškození D , která byla původně použita v modelu anizotropním

$$f = (1 - D) \left[1 + A(|\varepsilon_\alpha| - \varepsilon_0)^\beta \right] - 1 = 0.$$

V rovnici vystupují materiálové parametry A a B , které řídí výslednou velikost maximálního napětí a tvar sešupné větve pracovního diagramu. Parametr poškození D se rozvíjí pouze v případě, že hodnota ε_α překročí prahovou hodnotu ε_0 , která je dalším materiálovým parametrem.

S ohledem na předchozí dobré zkušenosti byla implementace rozšířena o evoluční rovnici používanou ve skalárním izotropním modelu, která zároveň obsahuje závislost na velikosti prvků použité sítě. Tato rovnice je dána

$$(1 - D_\alpha^\beta) E |\varepsilon_\alpha| = f_\beta \exp\left(-\frac{D_\alpha^\beta h |\varepsilon_\alpha|}{w_f^\beta}\right),$$

kde β je index t nebo c .

Uvedený model ortotropního poškození uvažuje směry hlavních deformací neměnné, což s ohledem na způsob zatížení počítaných konstrukcí nemusí být vždy splněno. V případě podzemní stěny však převládá ohybové namáhání, a tudíž se hlavní směry deformací v jednotlivých zatěžovacích stavech téměř nemění.

Materiálové parametry použité ve výpočtu

Jak zatížení, tak materiálové parametry jsou v počítačové simulaci podzemní stěny reprezentovány průměrnými a středními hodnotami.

Parametry pro beton:	
Beton C25/30	
pevnost v tlaku:	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
pevnost v tahu:	$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$
modul pružnosti:	$E_{cm} = 30\,500 \text{ MPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,15$
Lomová energie:	$G = 150 \text{ N/m}$

Parametry pro výztuž:	
Ocel 10S05 (R)	
mez kluzu:	$f_{yk} = 490 \text{ MPa}$
modul pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,3$

Ocel 10216 (E)	
mez kluzu:	$f_{yk} = 206 \text{ MPa}$
modul pružnosti:	$E_s = 200 \text{ GPa}$
Poissonovo číslo:	$\nu = 0,3$

Armokoš tvoří výztuž podélná svislá $\emptyset R25$ na líci a $\emptyset R20$ na rubu stěny v rozteči 194 mm, dále výztuž podélná vodorovná $\emptyset R16$ při obou površích v rozteči 300 mm. V místě kotvy jsou navíc přidavné prvky – ohyby 2 ks $\emptyset R20$ a přidavné prvky rovné 2 ks $\emptyset R20$. Všechny prvky jsou z oceli 10S05 (R). Navíc jsou oblasti kolem kotev vyztuženy příčnými sponami –14 ks na průřechu $\emptyset E10$ ocel 10216 (E). Armokoš ještě obsahuje tzv. zavětrovací prvky, sloužící ke spolehlivé manipulaci s armokošem.

Výsledky provedené analýzy

Prvním krokem 3D numerické analýzy bylo nastavení a ověření zatížení konstrukce za předpokladu pouze lineárního chování betonu i oceli. Výsledná posunutí ve všech zatěžovacích stavech se téměř shodují s posunutími z 2D výpočtu, ze kterého bylo zatížení odvozeno. Rovněž byla provedena kontrola ohybových momentů a posouvajících sil ve vybraných úrovních (řezech) 3D modelu.

V dalším kroku následovaly samostatné výpočty jednotlivých zatěžovacích stavů, nejdříve pro izotropní model poškození betonu, pak pro vylepšený ortotropní model poškození betonu. Tyto výpočty byly zaměřeny na případnou redukci příčné výztuže a sjednocení profilů výztuže podélné svislé a podélné vodorovné. Postupně bylo dosaženo následující redukce výztuže:

a) Výztuž příčná byla z numerického modelu zcela vypuštěna, protože hodnoty napětí se zde pohybovaly v řádech desetin MPa. To znamená, že nebyla ve výpočtu dále uvažována žádná příčná výztuž ani přidání spony kolem kotevních míst.

b) Výztuž podélná vodorovná byla sjednocena při obou površích na průměr 16 mm v rozteči 300 mm.

c) Výztuž podélná svislá při rubu stěny byla sjednocena na průměr 25 mm a při líci na průměr pouze 20 mm v předepsané rozteči. Přídavné prvky – ohyby v místě kotvy zůstaly nezměněny. Průchodka pro kotvu nebyla ve výpočtu uvažována vzhledem k její malé tloušťce. Kotevní deska nebyla rovněž v modelu zahrnuta. Byl modelován pouze kotevní plech, který byl zatížen vodorovnými složkami kotevních sil.

Ve třetím kroku byl proveden hlavní výpočet s navazujícími zatěžovacími stavy s uvažováním redukované výztuže z předchozího kroku a ortotropního modelu poškození betonu. Materiálové parametry a výsledky byly předávány z předchozího do dalšího zatěžovacího stavu. Poznatky získané z rozboru výsledků je možné shrnout do několika bodů:

- Lamela podzemní stěny je namáhána především ohybem. Samostatné výpočty pro jednotlivé zatěžovací stavy a výpočet se stavy navazujícími dávají podobné výsledky.
- V místech maximálních ohybových momentů na straně tahových napětí vznikají v betonu trhlinky. Hodnota parametru poškození se zde pohybuje do 0,9. Tahová napětí v těchto místech přenáší výztuž.
- Maximální tahová napětí v podélné svislé výztuži nepřesahují hodnotu 61 MPa. Maximální tlaková napětí jsou do hodnoty 30 MPa. Ve výztuži podélné vodorovné je napětí max. 16 MPa. Maximální tlakové napětí v betonu dosahuje hodnoty 18,6 MPa.



Obr. 5: Detail parametru poškození ve výklenku pod kotevním plechem. Pohled do výklenku – modrá barva znázorňuje parametr poškození blízký se hodnotě 1,0 (šířka trhliny $2 \cdot 10^{-5}$ m), odstíny červené barvy vyznačují oblasti nepoškozené.

- Trhlinky v betonu se vyskytují v oblastech tahových napětí zejména při obou površích. Jsou důsledkem ohybového namáhání a nezasahují hlouběji do konstrukce. Maximální šířka trhlin je $2 \cdot 10^{-5}$ m.
- Nikde v konstrukci se neobjevuje místo, ve kterém se výrazně koncentruje napětí nebo roste parametr poškození. Obávaný efekt poškození protlačněním (propíchnutím) v blízkosti kotevních míst nenastává. Pouze ve výklenku pro kotvu pod kotevní roznášecí deskou a kolem ní se objevuje velmi úzká oblast (obr. 5), ve které se koncentruje parametr poškození a rozvíjí se trhlinky (maximální hodnota parametru poškození je 0,93; tomu odpovídá šířka trhliny $2 \cdot 10^{-5}$ m). Toto místo je namáháno výrazným tlakem a příčný tah zde způsobuje rozvoj trhlinek. Tohoto lze předejít vložením přídatné výztuže.

Závěr a doporučení

Numerická analýza lamely podzemní stěny dává velmi dobrou představu o jejím chování během výstavby a hloubení stavební jámy. Je nutné poznamenat, že počítačová simulace vystihuje provozní namáhání konstrukce.

Z důkladného rozboru výsledků počítačové analýzy je možné odvodit následující závěry:

- Podzemní stěna je namáhána především ohybem. Neobjevují se zde žádná problémová místa s výraznou koncentrací napětí nebo rozvojem poškození. V oblastech maximálních ohybových momentů vznikají trhlinky, které se lokalizují při povrchu a nezasahují hlouběji dovnitř stěny. Jejich velikost je zanedbatelná. Trhlinky nesnižují nijak výrazně únosnost a funkci stěny. V místech lokalizace trhlin přenáší tahová napětí výztuž.
- Navržená výztuž není nijak výrazně namáhána. Hodnoty napětí zdaleka nedosahují úrovně meze kluzu oceli. Významnou část zatížení přenáší beton. V tažené oblasti je to do pevnosti betonu v tahu, na rozdíl od předpokladu uvedeného v normě.
- Počty navržených prutů dle normy jsou dostačující. To se týká zejména výztuže příčné, která je možnou překážkou pro snadnou betonáž stěny. Právě u příčné výztuže lze doporučit její redukci až na úroveň minimálního stupně vyztužení nebo na úroveň minimálního počtu prutů potřebných k bezpečné manipulaci s armokošem.

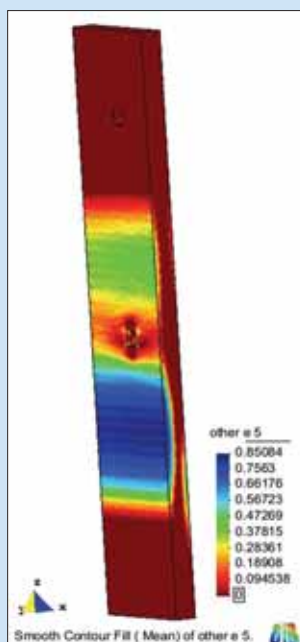
- Jediným problémovým místem stěny je vrstva betonu pod kotevním roznášecí deskou a kolem ní, kde vznikají vlivem výrazných tlakových napětí příčná tahová napětí, která mohou způsobit poškození betonu. Pro zajištění tahových napětí je vhodné umístit kolem kotevního plechu doplňující přídatnou vodorovnou výztuž.

Hlavním přínosem počítačové analýzy je využití nelineárního modelu chování betonu na reálné stavební konstrukci. Cílem této analýzy bylo ověřit způsob vyztužení podzemní stěny. Výpočet na základě mechaniky poškození prokázal, že původní návrh výztuže na základě Eurokódu 2 zajišťuje potřebnou spolehlivost konstrukce. Výpočet dále ukazuje na možnost redukce zejména příčné výztuže, která je největší překážkou kvalitního probetonování stěny.

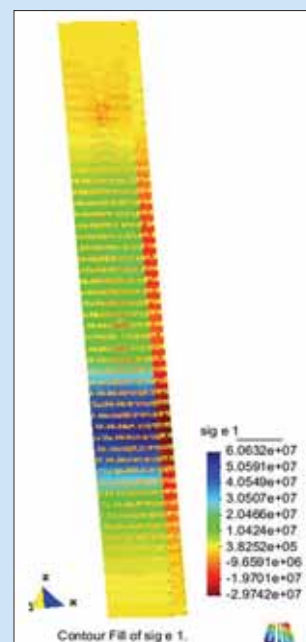
Poděkování: Tento výsledek byl dosažen za finanční podpory GAČR, projekt č. 103/08/1119, a Ministerstva školství, mládeže a tělovýchovy České republiky, projekt č. 1M 0579, v rámci činnosti výzkumného centra CIDEAS.

Literatura

- [1] Pijaudier-Cabot, G. – Jason, L.: Continuum damage modeling and some computational issues, RFGC – 6/2002, Numerical Modelling in Geomechanics, p. 991–1017, 2002.
- [2] Cividink, A. – Taliercio, A. – Sacclfi, G. – Bellotti, R. – Ferrara, G. – Rossi, P.: Materials & Structures, 25 (1992) 490.
- [3] Taliercio, A. – Gobbi, E.: Mag. Concr. Res., 48 (1996) 157.
- [4] Taliercio, A. – Gobbi, E.: Mag. Concr. Res., 49 (1997).
- [5] Papa, E. – Taliercio, A. – Gobbi, E.: Materials & Structures, (1997).
- [6] E. Papa and A. Taliercio, Proc. XII Natl. Conf. of the Italian Assoc. of Theoretical and Applied Mechanics (1995), V, 141.
- [7] Papa, E. – Taliercio, A.: Anisotropic damage model for the multiaxial static and fatigue



Obr. 6: Pohled na líc stěny. Modrá barva znázorňuje parametr poškození blízký se hodnotě 1,0 (šířka trhliny $2 \cdot 10^{-5}$ m), červené barvě odpovídá nepoškozený beton.



Obr. 7: Napětí ve svislé výztuži – pohled na líc stěny

behaviour of plain concrete, Engng. Frac. Mech., 55 (1996) 163.

[8] La Borderie, C. – Berthaud, Y. – Pijaudier-Cabot, G.: Proc. 2nd Int. Conf. on Computer aided analysis and design of concrete structures, Zell am See (Austria), (1990) 975.

[9] Lemaitre, J. – Chaboche, J. L.: Mécanique des matériaux solides, Dunod-Bordas, Paris, 1985.

[10] Aubertin, M. – Gill, D. E. – Ladanyi, B.: Mechanics of Materials, 11 (1991) 63.

[11] Jirásek, M.: Numerical Modeling of Deformation and Failure of Material. Czech Technical University, Prague, 1998.

Ing. Tomáš Krejčí, Ph.D.,

krejci@cml.fsv.cvut.cz,

Prof. Ing. Jiří Šejnoha, DrSc.,

sejnoha@fsv.cvut.cz,

Ing. Tomáš Koudelka, Ph.D.,

koudelka@cml.fsv.cvut.cz,

(CIDEAS, Fakulta stavební ČVUT v Praze),

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

Ing. Karel Staněk, FG Consult, s. r. o.

Foto: Zakládání staveb, a. s.

Numerical analysis of Diaphragm Wall

The paper deals with a numerical analysis of the response of a diaphragm wall during the excavation of deep ditches. The thickness of the diaphragm wall is 600 mm and its depth is 20 m. The aim of presented analysis is to obtain a notion of the response of diaphragm walls during a construction process and to propose some recommendations for the reinforcement of the wall.



MALÁ VODNÍ ELEKTRÁRNA LITOMĚŘICE – ZAJIŠTĚNÍ STAVEBNÍ JÁMY V PROSTŘEDÍ ARTÉSKÝCH TLAKOVÝCH VOD

Na pravém břehu Labe na jezu České Kopisty vzniká v současnosti MVE Litoměřice, která bude svým výkonem 7,2 MW jednou největších nízkospádových MVE v ČR. Zajištění stavební jámy elektrárny bylo navrženo obvyklými technologiemi speciálního zakládání jako jsou podzemní, štětové a pilotové stěny. Během provádění podzemních stěn však byla zastižena tlaková artéská voda s výtlačnou výškou zhruba 2–3 m nad terén. Tato skutečnost zásadně ovlivnila následný průběh stavebních prací založení spodní stavby; provádění navržených technologií muselo být upraveno, stabilita dna stavební jámy proti prolomení tlakovou vodou byla posílena injektáží horninového masivu a odlehčovacemi vrty.

Aktuálně probíhající stavba nové malé vodní elektrárny Litoměřice na pravém břehu Labe na jezu České Kopisty, která byla zahájena na počátku roku 2010, představuje završení mnohaletého úsilí o hydroenergetické využití tohoto plavebního stupně. Hydrostatický sektorový jez je součástí vodního díla České Kopisty, které je tvořeno pohyblivým jezem o třech polích, plavebními kanály a plavebními komorami. Dosavadními účely VD bylo především zajištění potřebných plavebních hloubek vody pro plavbu, odběrů vody a rekreace. Stavba MVE Litoměřice je zajímavá z několika důvodů. Jednak je to skutečnost, že během prací na založení stavby zde byla zastižena tlaková artéská voda, jejíž přítomnost výrazně ovlivnila následný průběh stavebních prací. Založit takto velkou a hlubokou stavbu v prostředí artéských tlakových vod bylo technicky náročným a novým úkolem, který v tak velkém rozsahu nebyl v rámci ČR dosud realizován.

Instalovaný výkon elektrárny 7,2 MW a očekávaná průměrná roční výroba elektrické energie přes 30 GWh řadí MVE Litoměřice k největším nízkospádovým MVE v ČR. Právě objemem roční výroby se elektrárna zařadí na druhé místo v kategorii MVE v rámci ČR za vysokospádovou malou vodní elektrárnu Vydra. Vysokého výkonu elektrárny je dosaženo návrhem 2 ks velkých Kaplanových turbín o průměru oběžného kola $D_{ok} = 5100$ mm. Maximální celková hltnost obou turbín bude $Q_t = 340$ m³.s⁻¹, maximální využitelný spád zdymdadla České Kopisty činí $H_{max} = 3$ m. V rámci ČR lze tuto vodní elektrárnu srovnat s obdobnými MVE stejného typu – např. s MVE Libčice nad Vltavou o instalovaném výkonu $P_t = 4,78$ MW a Kaplanovými turbínami o $D_{ok} = 3,35$ m při max. hltnosti VE 160 m³.s⁻¹ nebo MVE Obříství na Labi o instalovaném výkonu $P_t = 3,36$ MW s Kaplanovými turbínami

o $D_{ok} = 3,21$ m a max. hltností 120 m³.s⁻¹. Parametry těchto nízkospádových elektráren však MVE Litoměřice vysoce překračuje, a to především velikostí hltnosti turbín. Celá stavba MVE vč. vtokového a výtokového objektu má délku více než 300 m a šířku cca 70 m.

Samotný objekt elektrárny má půdorysné rozměry 55x30,2 m, základová spára je v nehlubších partiích umístěna téměř 18 m pod úrovní původního terénu. Stavba za téměř 1 miliardu Kč bude dokončena na podzim roku 2012.

Historie vodního díla České Kopisty

Plavební stupeň České Kopisty byl vybudován v rámci splavňování Vltavy a Labe v letech 1909–1913. V té době se jednalo o čtvrtý plavební stupeň na dolním Labi. Stavba vodního díla byla zajišťována *Komísí pro kanalizování řek Vltavy a Labe v Čechách*, která byla zřízena c. k. místodržitelstvím království Českého ze září 1896. Generální návrh stavby, která byla spojena s výstavbou městského silničního mostu přes Labe v Litoměřicích, vypracovala technická kancelář *Komise* a stavbu provádělo Pražské podnikatelství staveb A. Lanna.

Pohyblivý členěný jez v té době poněkud modernějšího typu měl tři jezová pole šířky 46,70 m (levé) a 47,60 m (střední a pravé). Levé pole bylo hrazeno členěnými stavidly se slupicemi s osovou vzdáleností 3,9 m typu Schwarzer a ostatní pole byla hrazena hradly (celkem 668 voraček a 130 bokovnic) s osovou vzdáleností slupic 2,95 m

(každé pole po 15 ks). Pro skladování stavidel a hradel byly na obou stranách jezu zřízeny kamenné objekty „magacínů“. Průměrný spád jezu byl 2,6 m. Před zimním obdobím a před povodněmi byly hradicí prvky vyjímány a slupice sklápěny do vody. Při větších průtocích se vyhrazovalo levé jezové pole a sloužilo jako plavební. Jez byl při pravém běhu pro splavňování vorů a dřeva vybaven vorovou propustí šířky 12 m a délky cca 330 m. Výstavbou jezu byl zaslepen pravobřežní vtok do náhonu na mlýn v Litoměřicích; nový byl pak zřízen asi 1000 m po proudu. Plavební část, tj. plavební komory, plavební kanály a rejdy, jsou umístěny vlevo od jezu a od řeky jsou odděleny naspanou hrází délky 850 m. Celé dílo bylo uvedeno do provozu v květnu 1914.

Původní jez byl v rámci rekonstrukce a modernizace nahrazen v letech 1969–1971 hydrostatickým sektorovým jezem. Jeho železobetonová spodní stavba je situována při patě starého jezu. Ocelová konstrukce sektorů umožňuje hradit na výšku 3,10 m. Postupně byly dále rekonstruovány obě plavební komory. Rekonstrukce velké komory proběhla v letech 2002 až 2004.

Již z této doby pocházejí první úvahy o energetickém využití jezu. V rámci renesance využívání malých hydroenergetických zdrojů a MVE v 80. letech 20. století se pak stavba MVE České Kopisty dostala do programu realizace výstavby MVE v rámci 8. pětiletky (1986–1990). Elektrárna byla tehdy navržena na využití průtoku cca $200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ se čtyřmi turbínami

o průměru oběžného kola 3000 mm a celkovém výkonu 3,56 MW. Stavba MVE se tehdy nakonec nerealizovala. V září a říjnu 1987 byl však na ploše zamýšleného staveniště proveden geologický průzkum. Celkem zde bylo vyhloubeno devět vrtů, z nichž čtyři měly max. hloubku 15 m a byla jimi dosažena úroveň 131,86–132,52 m n. m. Ještě předtím v 60. letech (1963, 1966) byly v prostoru staveniště provedeny dva měřicí vrty; průzkum provedla Stavební geologie Praha, p. Hrouda. Tyto průzkumné práce byly dále v budoucnu až do zahájení stavby elektrárny v roce 2010 jedinými geologickými podklady, ze kterých se vycházelo při dalších návrzích stavby.

Koncepce stavby se dvěma velkými přímoproudými Kaplanovými PIT turbínami byla navržena až v polovině 90. let. (Investorem stavby měla být tehdy akciová společnost Hydročez.) Právě tato změna koncepce ve spojení s požadavky na umístění objektu elektrárny co nejdál od pravého jezového pilíře při současném zachování odstupu od slepého říčního ramene vedly k návrhu užší a hlubší spodní stavby elektrárny. Na toto řešení byly postupně vypracovány jednotlivé stupně projektu, stavební povolení k vodním dílům bylo vydáno v září 2007 a stavba byla zahájena počátkem roku 2010.

Technické řešení MVE

Koncepce MVE byla navržena s cílem optimálně využít hydroenergetický potenciál VD České Kopisty pro výrobu čisté elektrické energie. Jedná se

o klasickou příjezovou průtočnou MVE, ve které budou osazeny 2 přímoproudé horizontální Kaplanovy turbíny v provedení PIT s čelními převodovkami a synchronními generátory.

Průměrný dlouhodobý průtok řeky Labe v profilu jezu je $Q_g = 254 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Průtok 90ti denní vody, všeobecně považovaný za optimální pro ekonomické využití hydroenergetického potenciálu lokality, činí $Q_{90} = 311 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

MVE Litoměřice bude schopna zpracovat průtok ještě mírně vyšší, který odpovídá cca 75-ti denní vodě. Je škoda, že některé připravované nebo i realizované MVE na ostatních plavebních stupních na dolním Labi jsou navrhovány na průtoky nižší.

Objekt MVE je situován na pravém břehu těsně vedle jezu, v prostoru dnes již nevyužívané vorové propusti a přilehlých dnes nevyužívaných pozemků. Součástí stavby jsou tyto stavební objekty:

- vtokový objekt s usměrňovacími křídly,
- strojovna MVE – spodní a horní stavba,
- výtokový objekt,
- rybochod,
- kabelová přípojka VN 22 kV pro vyvedení výkonu do distribuční sítě,
- příjezdová komunikace,
- venkovní úpravy.

Základní technické parametry vodní elektrárny:

Typ elektrárny: jezová, nízkošpádová, průběžně průtočná

Počet soustrojí: $n = 2$

Typ turbín: Kaplanova přímoproudá typu PIT

Průměr oběžného kola turbíny: $D_{ok} = 5100 \text{ mm}$

Maximální hltnost turbíny: $Q_{tmax} = 170 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Návrhová hltnost turbíny: $Q_n = 150 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Celková hltnost MVE: $Q_{tmax} = 340 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Provozní hladina H.V.: 146,60 m n. m. (Bpv)

Návrhový spád: $H_n = 2,6 \text{ m}$

Pracovní rozsah spádů: $H_t = 1,1\text{--}3 \text{ m}$

Maximální výkon turbíny: $P_{tmax} = 3,6 \text{ MW}$

Typ generátorů: synchronní, vysokonapěťové 6,3 kV

Instalovaný výkon generátoru: $P_i = 3,6 \text{ MW}$ (3,8 MVA)

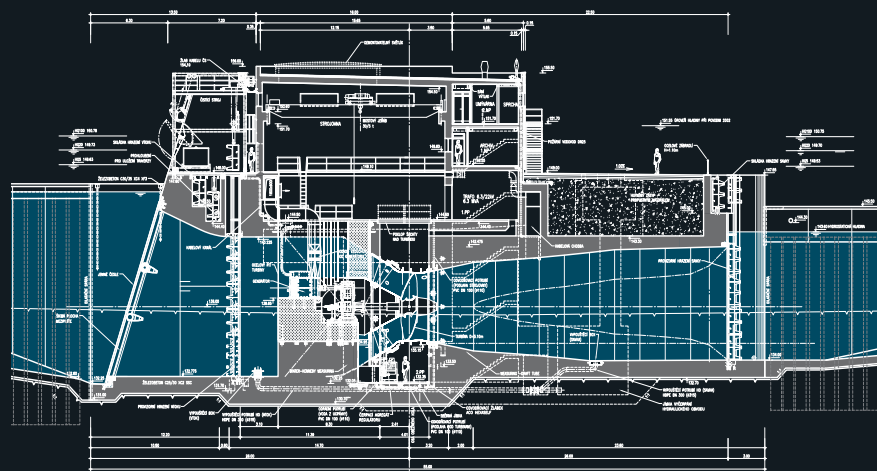
Celkový dosažitelný výkon MVE: $P_{VE} = 5,5\text{--}6 \text{ MW}$

Předpokládaná roční výroba elektrické

energie: $E_e = 30\text{--}33 \text{ GWh/rok}$

Ing. Oldřich Neumayer, CSc.,

Pöyry Environment, a. s.



Podélný řez budoucím objektem elektrárny

Geologické poměry

Geologické poměry na lokalitě byly popsány rešerší podkladů z roku 1987 provedenou v roce 2006. Jak již bylo uvedeno výše, průzkumné vrty dosahovaly tehdy hloubky cca 15 m, tedy na úroveň 132,00 m n. m. – to byla současně úroveň základové spáry podle původního projektu MVE. Posléze byl však projekt MVE pozměněn a základová spára byla posunuta o 2 m hlouběji na úroveň 130,00 m n. m. Tato změna se později ukázala jako klíčová pro vývoj stavby, protože základová spára se dostala svou výškovou úrovní do prostředí rozpukaného slínovce, které bylo synceno z nižších geologických vrstev tlakovou artéskou vodou. Tuto

okolnost však původní průzkum nezachytil. Problém artéské vody, který značně ovlivnil provádění prací spodní stavby a samozřejmě i harmonogram stavby, bude podrobně rozebrán v příslušných kapitolách. Geologická skladba se dle původního průzkumu jevila jako poměrně jednoduchá. Kvartérní zeminy jsou zastoupeny výhradně fluvialními sedimenty Labe. Nejsvrchnějším členem souvrství, pod humózní vrstvou – písčitou hlínou mocnosti 0,2–0,4 m, jsou soudržné povodňové písčité hlíny tuhé až pevné konzistence, jejichž mocnost dosahuje 0,6–1,8 m a které tvoří v území souvislou vrstvu. V jejich podloží jsou rozšířeny polohy jemnozrnné ulehleho písku v mocnostech 0,8–1,4 m, pod

kterými je neprůběžně uložena poloha silně písčitého jílu až jílovitých písků s možnou příměsí organických látek, které jsou nižších geotechnických kvalit. Mocnost vrstvy kolísá v rozmezí 0,0–0,9 m. Pleistocenní fluvialní sedimenty labské terasy reprezentují proměnlivě zahlněné písky, písky šterkovité (do 30 % příměsí valounů) a drobné až hrubé písčité šterky; v profilech vrtů byly zastíženy ve dvou úrovních – v nadloží šterků v mocnosti 1,0–2,6 m a při bázi fluvialního souvrství v mocnosti 2,2–3,7 m. Zrnitostně odlišné jsou drobné až ulehle hrubé šterky s mocností 1,0–3,3 m. Předkvartérní podloží zájmového území tvoří sedimentární horniny lužické litofaciální oblasti svrchní



Horní štětová jímka



Štětová stěna podél budoucího objektu MVE s budovaným rybochodem

křídý české křídové pánve. Ty se objevují od hloubky cca 9,5 m pod terémem (137,50 m n. m.). Jde o šedé, prachovité až jemnozrnné písčité slínovce, které jsou horizontálně uložené, tenké až tlustě deskovitě odlučné, silně rozpukané systémem kolmých, vesměs vertikálních, smršťovacích a tektonických trhlin. Ve svrchní vrstvě mocnosti do 1 m jsou zvětřalé, charakteru šedého, jemnozrnné písčitého jílu tuhé až pevné konzistence. Směrem do podloží přecházejí plynule v navětřalé, střípkovitě až destičkovitě rozpadavé skalní horniny. Hladina podzemní vody byla prezentována jako mírně napjatá, respektující hladinu vody v řece.

Návrh zajištění stavební jámy

Stavba MVE je dělena na vtokový objekt, objekt vlastní MVE a výtokový objekt. Pro zajištění stavební jámy, která zahrnovala tyto objekty, bylo nutno zahradit prostor o půdorysných rozměrech cca 300x50 m. Hloubka jámy se pohybuje od max 18 m u objektu MVE po cca 4 m na konci vtokového a výtokového objektu (bráno od terénu). Ochrana jámy proti povodni byla navržena na průtok Q2, tzn. do úrovně 147,80 m n. m. na horní vodě, resp. 147,50 m n. m. na dolní vodě. Zajištění stavební jámy bylo navrženo kombinací technologií podzemních, pilotových a štětových stěn. Břehovou stranu stavební jámy kompletně zajišťují podzemní stěny. Návodní strana jámy je pak zajištěna a nepropustně ochráněna štětovou stěnou, která je provedena dle úseku jámy v různých statických variantách. Mezi štětovou stěnou a budoucím objektem MVE zůstává prostor šířky cca 15 m, který bude v definitivním stavu tvořit jakýsi „ostrov“ a bylo nutné ho ze strany jámy také zajistit; pro tento účel zde byla navržena pilotová stěna, která pažila

výkop, nebylo však nutné ji navrhovat jako těsnicí, protože ochranu proti spodní vodě již tvoří štětová stěna. Jednotlivé technologie zajištění stavební jámy budou dále jednotlivě popsány.

Štětové stěny

Štětové stěny na stavbě lze rozdělit dle jejich statického systému do tří úseků: stěny na horní jímce, stěny podél budoucího objektu MVE a stěny hradící prostor výtoku.

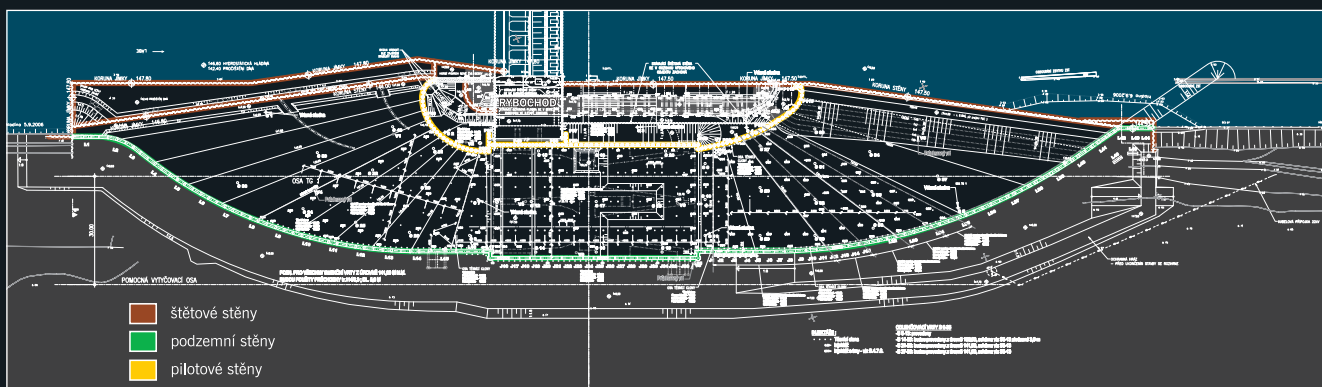
Horní štětová jímka, hradící prostor mezi koncem podzemní stěny na vtoku a pravým břehovým pilířem jezů, je navržena jako modifikovaná dvojitá jímka s ochranou na úrovni 147,80 m n. m. Tvar jímky byl přizpůsoben potřebě využití části jímky jako přístavu. Hlavní návodní štětová stěna byla beraněna z lodě. Tvořena je štětovnicemi VL 604 délky 12 m beraněnými až do nepropustného podloží slínovců. Tato stěna je pomocí šikmých rozpěr (VL 604) vzepřena do druhé štětové stěny, beraněné již ze břehu v 5 m vzdálenosti. Koruna této pomocné stěny byla oproti hlavní stěně snížena o 3,8 m. Po dokončení stavby bude hlavní stěna vytažena a pomocná stěna bude seříznuta u hrany betonového prahu vtokového objektu a bude tvořit jeho ochranu. U jezového pilíře bylo uspořádání jímky atypické; zde nebyla druhá pomocná stěna a hlavní štětovnice byly rozpírány do stávající kamenné zdi vorové propusti. Na jezový pilíř byla štětová stěna nasazena a dotěsněna kombinací sloupů tryskové injektáže a jílocementových vaků. Protože před zahájením prací panovaly obavy z vlivu beranících prací na pohyb pilíře, byl vypracován speciální předpis pro beranění, který rozlišoval dovolené metody beranění v závislosti na vzdálenosti od pilíře, a jeho případný pohyb byl průběžně monitorován. V těsné blízkosti pilíře muselo být

použito nízkofrekvenční beranidlo. Tato metodika byla využita i na dolní vodě, kde štětová stěna přiléhá těsně k čelní straně pilíře přes těsnicí komůrku, která je utěsněna opět kombinací tryskové injektáže a jílocementového vaku. Koruna stěny je zde na úrovni 147,50 m n. m. a štětovnice VL 604 délek 13 m jsou zaberaněny opět až do nepropustné vrstvy slínovců.

Před zahájením prací na dolní vodě bylo nutné rozebrat stávající konstrukci vorové propusti, která neumožňovala beranění štětovnic.

Podél budoucího objektu MVE je štětová stěna vedena rovnoběžně a navržena je jako trvalá. V definitivním stavu bude její koruna snížena a bude opatřena hlavovým žb. trámem. Statický systém zajištění stěny je tvořen soustavou ocelových rozpěr a táhel, které byly uchyceny do dvou řad zaberaněných kotevnic trojic štětovnic VL 604. Oba prvky, tahové i rozpěrné, zde byly navrženy proto, že stěna musí přenést zatížení od řeky do jámy i opačně – v definitivním stavu bude totiž rub stěny zasypán do úrovně snížené koruny. Dispozici prvků zajištění ovlivnil také objekt nově budovaného rybochodu, který probíhá rovnoběžně se stěnou ve vzdálenosti 3,5 m. Všechny prvky zajištění stěny musí plnit svoji funkci i v definitivním stavu po zasypání prostoru mezi stěnou a rybochodem. Z tohoto důvodu musely být provedeny v dostatečné kvalitě a byly opatřeny dvojitým antikoročním nátěrem Antikon.

Trvalá štětová stěna, vedoucí od jezového pilíře po proud, plynule přechází **ve štětovou stěnu hradící prostor výtoku** mezi koncem podzemní stěny a koncem pilotové stěny. Štětová stěna zde má stejné uspořádání jako v úseku podél MVE, ale liší se systémem zajištění: až do prohloubení výkopu za



Půdorys stavební jámy MVE s vyznačením hlavních konstrukcí použitých pro její zajištění



Artéská voda vytékající nad úrovní terénu ze zasnované lamely podzemní stěny

stěnou na definitivní úroveň je opřena o ponechanou zemní lavici. To znamená, že výkop nemohl být proveden až těsně ke stěně. To mohlo být provedeno až po vybetonování ŽB desky dna výtoku a přerozeptření štětové stěny do desky pomocí ocelových vzpěr z dvojice profilů VL 604. Poté mohla být odtěžena zemní lavice a dno výtoku vybetonováno až ke štětové stěně. V definitivním stavu budou rozpěry demontovány a stěna bude seříznuta zároveň s horní hranou ŽB desky.

Celková plocha štětových stěn beraněných na stavbě MVE dosáhla 5400 m².

Podzemní stěny

Před zahájením prací na lamelách podzemních stěn bylo nutné zvýšit navážkou pracovní úroveň až na kótu 148,0 m n. m.; navážka současně chránila břehovou část proti povodni. Protože podzemní stěna zajišťuje celou břehovou stranu jámy, bylo pro tuto navážku třeba získat poměrně velké množství materiálu, který však v místě stavby nebyl v dostatečném množství k dispozici. Problém byl vyřešen vhodnou organizací stavby a přesunem zemního materiálu z dolní vody na horní.

Lamely podzemních stěn tl. 800 mm byly navrženy jako třízáběrové, délky 7,5 m, s korunou v úrovni pouze na 146,80 m n. m. na horní, resp.

144,50 m n. m. na dolní vodě. Díky velkým nadspotřebám betonu, který unikal do kaveren kvartérních sedimentů, bylo nutné některé lamely vyprojektovat znovu a následně provést jako jednozáběrové, což nadspotřebu omezilo. U vtokového a výtokového objektu byla podzemní stěna navržena jako trvalá konstrukce; na lamely podzemní stěny zde byl dobetonován železobetonový trám, který tvoří pohledové zakončení stěny nad úrovní hladiny vody v řece. Ve střední části jámy kolem budoucího objektu MVE byla podzemní stěna navržena pouze jako dočasná, protože v definitivním stavu převezme účinky zemního tlaku objekt MVE. Dle hloubky výkopu byly lamely kotveny 6pramenovými zemními kotvami Lp 15,7 mm délek od 14,0 do 20,0 m v jedné až max. třech kotveních úrovních. Kotvy byly navrženy jako dočasné a trvalé dle funkce konstrukce PS z pohledu její životnosti.

Při těžbě podzemních stěn se bohužel ukázalo, že rýha pro PS zasahuje do zvodně artéské vody. Od úrovně cca 131,00 m n. m. byla pažicí suspenze touto artéskou vodou infiltrována a následně pronikala až k vodicím zídčím a začala přes ně přetékat. Po tomto

zjištění byla betonáž PS zrušena a bylo rozhodnuto o sanaci otevřeného záběru, což obnášelo jeho vyplnění cementovou stabilizací. Pro získání prvotních informací o napjatosti hladiny artéské zvodně byla na dno záběru před sanací osazena plastová trubka. Hladina artéské vody se ustálila na kótě cca 151,00 m n. m., což představovalo výtlač 3 m nad pracovní úroveň pro provádění podzemních stěn! Za těchto podmínek byla realizace PS zasahujících svojí hloubkou pod úroveň 131,00 m n. m. zastavena. Do rýhy pro PS propojené s artéskou zvodní nebylo možné lamely PS provádět.

Jako vhodné ochranné opatření pro vyloučení nežádoucích účinků artéské vody (degradace pažicí suspenze, vypadávání horniny ze stěn rýhy, rozplavování čerstvého betonu) byla v úrovni zastížených zvodně provedena horninová injektáž na výšku cca 5,0 m. Injekční vrty byly umístěny těsně za rubovou vodicí zídčou v rozteči á 1,5 m. Horninová injektáž splnila svůj účel – zastavila pronikání artéské vody do rýhy a práce na realizaci PS zasahujících do úrovně 131,00 m n. m. a více mohly být obnoveny.

U lamel PS pažicích nejhlubší část stavební jámy byly nad úrovní jejich paty zastíženy tvrdé, těžko rozpouštělné horniny. Lamely PS zde tak byly zkráceny, což bylo potřebné rovněž i kvůli omezení otřesů na provedenou horninovou injektáž.

Kvůli absenci předepsaného vetknutí stěny pod dno výkopu tak bylo nutné přidat u stěn ještě čtvrtou kotevní úroveň, která však nebyla tvořena zemními kotvami, ale pouze ocelovými trny z betonářské výztuže délky 8,0 m. Konečná výměra všech zhotovených lamel podzemních stěn byla přibližně 4500 m².

Pilotové stěny

Pilotové stěny z pilot průměru 900 mm tvoří na návodní straně stavební jámy trvalou pažicí konstrukci vtokového a výtokového objektu a dále dočasnou konstrukci pažení v části objektu MVE. Protože zde pilotová stěna nemá těsnicí funkci, nebylo třeba použít převrtávanou pilotovou stěnu. Piloty byly navrženy v rozteči á 1,2 m, resp.

1,4 m. Mezery mezi pilotami byly zajištěny klenbičkami ze stříkaného betonu, které byly prováděny po etážích s postupem výkopu. Pilotová stěna byla kotvena v 1 až 3 úrovních 6pramenovými zemními kotvami Lp 15,7 mm délek 14,0–16,0 m. Na vtoku, kde je půdorys pilotové stěny v oblouku o malém poloměru, bylo velké množství kotev zakotveno na relativně malém prostoru – kořeny kotev by byly příliš blízko vedle sebe. Proto byla první kotevní úroveň nahrazena ocelovými táhly Dywidag, zakotvenými do beraněné stěny ze štětovnic VL 604, která kopírovala tvar rybochodu. Toto opatření umožnilo lépe rozmístit kořeny kotev na zbývajících kotevních úrovních.

Kotvení pilotové stěny bylo provedeno v horní úrovni přes železobetonovou kotevní převážku. V dolní úrovni byly použity ocelové převážky z úpalků štětovnic, které byly svisle přitrovány mezi piloty. Na vtokové a výtokové části pilotové stěny, která je trvalá, byl na koruně pilot vybetonován žb. trám obdobně jako na protější podzemní stěně. Pilotová stěna na vtoku a výtoku je navržena s pohledovou



Hloubení vrtu pro horninovou injektáž za rubem vodicích zídčů pro podzemní stěny

vrstvou stříkaného betonu tl. 20 cm, který bude tvořit hladký rovnoměrný povrch, umožňující lepší podmínky pro proudění vody dovnitř a ven z MVE. Střední dočasnou část pilotové stěny nebylo nutné opatřovat povrchovou úpravou stříkaným betonem. Koruna těchto pilot byla navržena ve dvou výškových úrovních. V části stěny situované proti jezovému pilíři bylo kvůli požadavku Povodí

Labe, s. p., nutné korunu pilot ponechat na úrovni stávajícího terénu tak, aby v těsné blízkosti jezového pilíře nemusela být snižována úroveň terénu a pilíř nebyl ohrožen účinky změny zemního tlaku. V tomto prostoru navržený výkop pro těleso rybiho přechodu se bude těžit až po dokončení stropu MVE.

V části, která již neovlivňovala statické podmínky pilíře, bylo možné korunu pilot snížit a horní část za korunou pilot svahovat k ponechané stávající štětové stěně.

Vzhledem k tomu, že část pilot zasahovala do úrovně artéské zvodně, bylo nutné upravit technologii provádění pilot. Díky těmto pilot byly ochráněny návleky z PE fólie. Dalším opatřením eliminujícím nepříznivé účinky proudící artéské vody byl systém provádění pilot. Betonovaná pilota měla v blízkém sousedství zapažen odlehčovací vrt stejného průměru jako vlastní pilota, kterým mohla artéská voda volně odtékat. Následně byl tento odlehčovací vrt použit pro betonáž další piloty. Na stavbě bylo provedeno cca 1500 m vrtaných velkoprofilových pilot.

Navržené konstrukce stavební jámy byly v maximální míře prověřeny povodní v lednu roku 2011, kdy došlo k zaplavení stavební jámy přes korunu jímky. Jáma nebyla řízeně zatopena v předstihu, ale byl ponechán přirozený průběh zatápění. To ověřilo návrhový zatěžovací stav jímky, která bez větších problémů povodeň přečkala.

Ing. Pavel Metelka, FG Consult, s. r. o.

Výskyt artéských tlakových vod

Na základě provedeného hydrogeologického průzkumu z konce 80. let 20. století bylo stavenišťe charakterizováno následovně:

„Podzemní voda je průlinového typu a je zastíže-na v mělké kvartérní zvodni, kde vytváří souvislý horizont. Je vázána na době průlinově propustná bazální klastika Labe. Je mírně hydrostaticky napjatá a v hydraulicky odlehčeném prostředí sondy se ustálí nad úroveň naražené hladiny. V průběhu roku její úroveň kolísá v závislosti na momentálních vodních stavech, tzn. že v období sucha drénuje území a opačně za vysokých vodních stavů „dotuje“ okolní území. Hradlový jez za běžných vodních stavů hladinu podzemní vody vzdouvá na kótu 146,90 m n. m. a vytváří tak umělý spád cca 3,0 m.

Orientační hodnoty K_f podle zrnitostního rozboru:

- písčité kvartérní štěrky $\times 10^{-3} \text{ m.s}^{-1}$,
- křídové slínovce zvětřalé $\times 10^{-8} \text{ m.s}^{-1}$,
- křídové jílovce slabě navětřalé $< 1 \cdot 10^{-8} \text{ m.s}^{-1}$.

Podzemní voda byla naražena v úrovni 2,8–3,3 m pod terémem na kótě 141,31–142,25 m n. m. V hydraulicky odlehčeném prostředí sondy se ustálila ve vyšší úrovni 1,36–2,8 m pod terémem na kótě 144,26–145,01 m n. m. Její úroveň je v průběhu roku ovlivňována momentálními vodními stavy na vodoteči.“

Podzemní voda ve skalním podloží tedy stavbu neměla prakticky ovlivnit. Pro návrh konstrukcí byla rozhodující kvartérní zvoďeň. Proto bylo velmi překvapivé, že při hloubení podzemních stěn v místech se dnem rýhy v úrovni blížící se kótě 131,0 m n. m. docházelo k ředění pažíci jílové suspenze a u hlubších rýh dokonce k přetoku vody přes horní hranu vodících zídek, přestože zídky byly situovány poměrně vysoko nad hladinou podzemní vody na kótě 148,0 m n. m.

Tyto potíže signalizovaly, že skalní podloží je pod horní nepropustnou vrstvou slínovců mocnosti cca 6 až 7 m v úrovni 131,0 m n. m. pravděpodobně značně rozpukané s puklinami vyplněnými tlakovou vodou s výtllačnou výškou vyšší než

150 m n. m. a poměrně značnou vydatností.

Toto zjištění mělo značný dopad nejen na technologii provádění podzemních a pilotových stěn, ale hlavně zcela změnilo pohled na stabilitu dna stavební jámy. Stávající návrh zajištění stavební jámy byl tedy z pohledu nových skutečností nedostatečný a bylo nutno jej upravit.

Pro upřesnění hydrogeologických poměrů byl objednan doplňkový průzkum. V první etapě byla provedena povrchová geofyzikální měření a ve druhé pak vrtný průzkum a karotážní měření do hloubky cca 33 m. Bylo zjištěno že:

- Nejsvrchnější část křídových sedimentů tvoří 6,5 až 7,5 m mocná vrstva, která funguje jako prakticky nepropustná deska. Úroveň dna této desky je cca 131,0 m n. m.
- Dále následuje cca 7 až 8 m mocná vrstva vápnitých a prachovitopísčitých slínovců, ve kterých se již vyskytují přítoky artéské vody.
- Pod vrstvou prachovitopísčitých slínovců se nachází z hydrogeologického hlediska velmi důležitá vrstva pískovců s jílovitou a vápnitou příměsí, jejíž pukliny jsou hlavním zdrojem tlakové vody a sytí puklinový systém vyšší vrstvy.
- Pod „nepropustným“ stropem v úrovni 131,0 m n. m. se minimálně do hloubky 114,0 m nevyskytuje žádná další nepropustná vrstva.
- Puklinové systémy jsou propojeny, vydatnost vrtů je značná a přeliv dosahuje podle nadmořské výšky ústí vrtu až 35 l.s^{-1} .
- Výtllačná výška měřená na průzkumných vrtech se pohybovala mezi 150,0 až 151,0 m n. m. Měření byla prováděna denně od 24. 8 do 2. 9. 2010 a vykazovala mírně rostoucí tendenci.
- Vzhledem k pochybnostem, zda se všechna voda jímaná vrtem dostane až k jeho ústí, byla pro návrh uvažována jednotná výtllačná výška 152,0 m n. m.

Řešení problému artéských tlakových vod

Výše uvedená fakta pak byla podkladem pro úpravu a doplnění návrhu zajištění stavební jámy. Vzhledem k tomu, že stavba již byla zahájena a část svislých konstrukcí pažení stavební jámy i provedena, bylo prakticky nemožné přijatou

koncepti zajištění měnit. Bylo tedy rozhodnuto, že svislé prvky konstrukce zajištění stavební jámy budou dokončeny v navrženém rozsahu a návrh se doplní o opatření proti „prolomení“ dna.

V první řadě bylo však nutné vyřešit, jak tyto prvky dokončit. Teoreticky by problém řešilo zvýšení pracovních plošin nad úroveň výtllačné výšky, to však z praktického hlediska nepřicházelo v úvahu. Jak již bylo uvedeno výše, u podzemních stěn se přítoky artéské vody do rýhy snížily injektáží v trase rýhy budoucí stěny. U pilot byla pouze upravena technologie provádění.

Injektční práce splnily svůj účel. Prostředí v okolí rýhy pro podzemní stěny bylo utěsněno natolik, že voda pažíci suspenzi již neředila, stěny rýhy byly stabilní a podzemní stěny bylo možno bez obav o kvalitu betonů zabetonovat. Dále se prokázalo, že injektáže je možno jako technologii použít i ve větším měřítku pro zajištění stability dna stavení jámy. Pro návrh zajištění stability dna byla stavební jáma rozdělena na tři části: na část prostřední, velikosti cca 32x58 m s kótou dna výkopů od 130,20 m n. m. až po 132,70 m n. m., která slouží pro založení vlastní elektrárny a na dvě krajní části – nátok a výtok, které jsou půdorysně rozsáhlejší, ale mělké. Dno jámy nátoky klesá z úrovně dna řeky 141,60 m n. m. na kótu 133,0 m n. m. v místě vtoku do elektrárny a dno výtoku naopak stoupá z úrovně cca 132,60 m výtoku z elektrárny na úroveň dna v podjezí na kótě cca 140,0 m n. m.

Z výše uvedeného bylo patrné, že ve střední části, v oblasti budoucí elektrárny, je svrchní nepropustná vrstva jílovců prakticky odtěžena a v navazujících úsecích nátoky a výtoku silně oslabena.

V prvních úvahách o problému byl pro posouzení stability dna stavební jámy použit nejjednodušší model, a to pouze porovnání vztaku na spodní hranu nepropustné vrstvy s vlastní hmotností zemního masivu nad touto úrovní. „Bezpečná“ úroveň výkopů provedených bez jakýchkoliv opatření byla za těchto předpokladů 141,50 m n. m., což je 10 m nad požadovanou úrovní definitivního výkopu. Bylo tedy jasné, že i přes použití velmi zjednodušeného modelu, který byl mnohými považovaný



Vrtání pozorovacího hydrovrtu č. 8 v červenci 2010



Přetok artéských vod z čerpacího hydrovrtu č. 6



Testování účinnosti odlehčovacích vrtů pro piloty v artéské zvodni (čerpací zkouška)



Provádění injektážních prací

za příliš bezpečný, bude provedení nějakých opatření nutné.

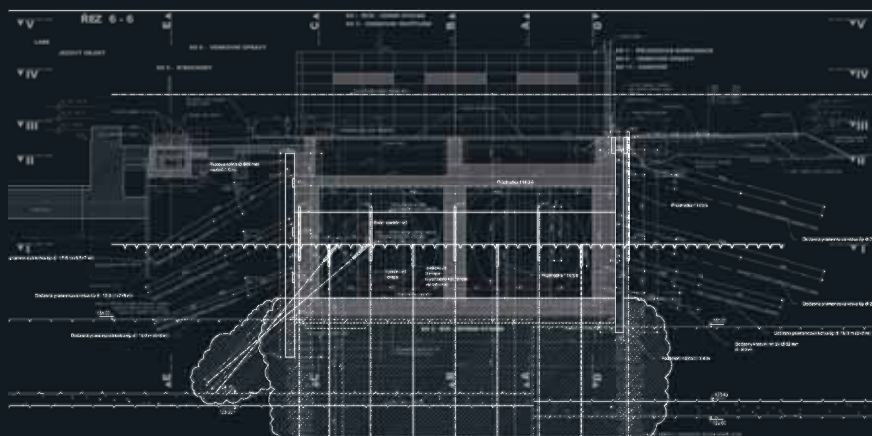
Jednou z uvažovaných metod bylo artéskou vodu čerpat. Po neúspěšných pokusech s čerpáním

vody z maloprofilových vrtů provedených v rámci hydrogeologického průzkumu byl proveden provozní čerpací pokus rovněž v jednom z vrtů pro piloty. Průměr vrtu byl 880 mm a zasahoval cca 4 m do

vrstvy propustných slínovců. Výsledek pokusu byl podobný jako u maloprofilových vrtů, zdaleka nenasvědčoval tomu, že by problém vzlaku bylo možné vyřešit pouze čerpáním.

Na základě výsledků hydrogeologického průzkumu, zkušeností z již provedených konstrukcí a neúspěšných čerpacích pokusů bylo navrženo stabilitu dna stavební jámy zajistit proinjektováním rozpukaných partií křídového masivu pode dnem stavební jámy. V místech, kde byla přirozená nepropustná vrstva při výkopech odtěžena, se jednalo prakticky o vytvoření vrstvy nové, v místech mělkých výkopů, kde byla nepropustná vrstva oslabena, se jednalo o její zesílení. Pro injektáž byla použita jílocementová suspenze s adimentem proti rozplavení.

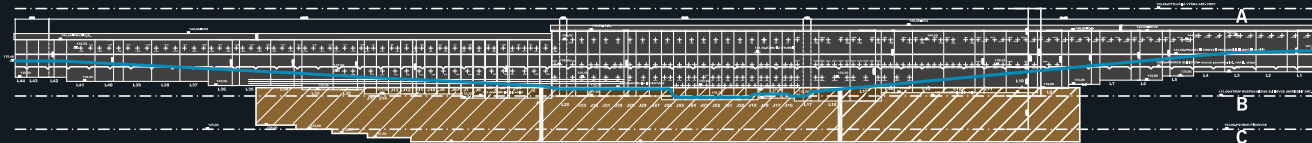
V partiích s nejhlubším výkopem na úrovni 130,50 m n. m. bylo navrženo proinjektovat rozpukaný masiv až do úrovně 120 m n. m. Teoretická mocnost nepropustné vrstvy pode dnem byla tedy v tomto případě 10,5 m. „Bezpečná“ hloubka



Příčný řez stavební jámou MVE s vyznačením injektční clony, injektčních a odlehčovacích vrtů



Dokladem účinnosti provedené injektáže pode dnem stavební jámy byla stabilní a suchá základová spára i v nejhlubším místě jámy na úrovni 130,5 m n. m.



Podélný řez stavební jámou s vyznačením proinjektovaného masivu; A – výtlačná výška artéské zvodně (152 m n. m.), B – strop rozpukaného slínovce (131 m n. m.), C – povrch pískovce (123 m n. m.), modře je vyznačena úroveň dna budoucí MVE

výkopů při použití jednoduchého, výše uvedeného stabilního modelu pak byla 136,50 m n. m. Dále byl do posouzení stability podloží zaveden klenbový účinek proinjektované vrstvy (mocnost vrstvy 10,5 m a rozpětí cca 32 m). Aby bylo možno pro porovnání stability dále používat jednoduchý stabilní model, byl vliv klenbového účinku přepočten na snížení výtlačné výšky. Započtení klenbového účinku odpovídalo snížení výtlačné výšky o cca 5 m. I poté však byla bezpečná hloubka výkopů pouze na úrovni 133,5 m n. m. Nabízela se rovněž možnost zavést do výpočtu stability redukcí vodního tlaku a uvažovat s tlakem pouze v místech, kde může proudit podzemní voda. Tato redukce ovšem předpokládala detailní znalosti o puklinatosti masivu a hlavně o propojení puklin

a ty jsme neměli. Návrhy typu „počítejte s 50% vztlakem“ nám proto připadaly neodůvodněné a do posouzení redukce tlaků zavedeny nebyly. Pro dosažení rovnováhy tedy zbývalo již pouze snížení vztlaku. Aby bylo provedení výkopů na úroveň 130,50 m n. m. bezpečné, bylo nutné výtlačnou výšku snížit o 6 m, tedy na kótu 146,0 m n. m. Snížení bylo navrženo pomocí odlehčovacích vrtů přetokem; v oblasti elektrárny tak bylo provedeno celkem 15 odlehčovacích vrtů, rovnoměrně rozdělených po půdoryse stavební jámy. Pata vrtů byla situována do vrstvy rozpukaných pískovců 4 m pod dolní hranu proinjektovaného masivu. Nutné snížení výtlačné výšky bylo stanoveno pro každou úroveň výkopů a bylo pravidelně kontrolováno.

Odlehčovací vrty byly postupně s výkopy zkracovány. Zpočátku však snižování vztlaku probíhalo pomaleji, než se očekávalo. Bylo to hlavně proto, že vrty byly velmi často s ohledem na postup výstavby zavírány. Až po zkrácení na úroveň 134,5 m n. m. (poslední úroveň před zahájením výkopů na definitivní kótu), kdy vrty dostaly šanci odlehčovat bez přerušení po delší dobu, se výtlačná výška snížila výrazněji a pohybovala se v jednotlivých odlehčovacích vrtech prakticky od 141,0 do 145,0 m n. m. Výtlačnou výšku se tedy podařilo přetokem z odlehčovacích vrtů snížit o 7 až 10 m a návrh splnil očekávání. V oblasti vtokového a výtokového objektu se postupovalo obdobným způsobem.



Stavební jáma během betonáže konstrukcí elektrárny; v popředí jsou zachyceny odlehčovací vrty, vlevo probíhá tréžování povrchu PS.

Ing. Karel Staněk, FG Consult, s. r. o.

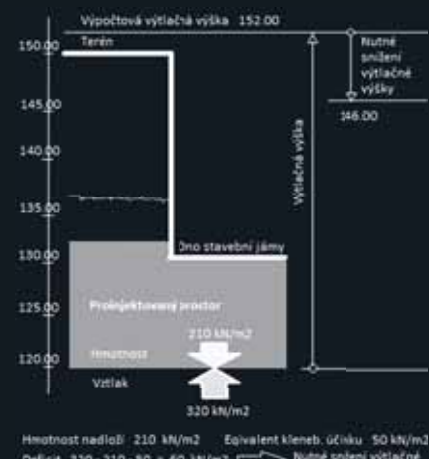


Schéma tlakových poměrů v oblasti staveniště

Realizace stavby, povodně

Staveniště MVE se nachází na ostrově mezi jezem a slepým ramenem. Jediná přístupová cesta v době zahájení stavby byla ze strany Litoměřic po asfaltové cyklostezce se čtyřmi pravoúhlými zatáčkami, která neumožňuje příjezd těžké techniky. Navíc v podstatné délce trasy má cyklostezka nízkou niveletu, takže je zaplavována již při průtocích v Labi cca $Q = 750 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a vyšších. Vzhledem k těmto složitějším přístupovým podmínkám byla stavba v lednu 2010 zahájena „vyložením“ na pravém břehu jezů České Kopisty a stavební stroje byly tedy dopraveny loděmi. V lednu byla beraněním štětových stěn z lodí „Hanka“ zahájena realizace jímky v horní vodě. V souběhu s přípravnými pracemi zajištění stavební jámy – skryvky omíčky, zřízení pracovních ploch pro podzemní stěny a piloty, bourání nábržežních zdí a konstrukcí vorové propusti – bylo nutné vyřešit příjezd těžké techniky pro vlastní zajištění stavební jámy (jeřáby Liebherr HS855, 845, beranidlo RDK 300 a vrtná souprava Bauer BG18).

Investor proto zřídil příjezdovou komunikaci podél břehu v horní vodě jezové zdře od Třeboutic. Trasa této cesty odbočuje ze státní silnice II/261 na železniční přejezd u Třeboutic a dále pokračuje po polní cestě až na pevný jez a dále podél sportovního letiště po břehu v horní vodě až na staveniště. Tato cesta řeší také problém ústupu ze stavby v případě povodní, protože její úroveň činí 147,50 m n. m. zajišťuje, že není zaplavovaná cca do průtoku $Q_1 = 1240 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Právě přechod přes pevný jez na začátku slepého ramene řeky byl asi nejproblematičtějším místem tohoto příjezdu na staveniště. Těleso pevného jezů (hráze) tvaru lichoběžníka bylo nasypáno ze štěrkokopísků a obloženo kamennou dlažbou, v té době značně poškozenou a neumožňující přejezd těžké techniky. Proto byla koruna jezů šířky cca 5 m a délky asi 55 m po obou stranách zajištěna beraněnými 6metrovými ocelovými štětovicemi, vzájemně spráženými ocelovými táhly R16. A koruna jezů byla zvýšena z původní kóty 146,60 o 90 cm zásypem mezi

štětovými stěnami makadadem. Veškeré tyto práce byly provedeny v únoru a březnu 2010 v souběhu s realizací cesty podél letiště. Dále byly na příjezdových cestách opraveny železniční přejezdy a na cyklostezce rozšířeny zatáčky. Veškerá opatření na příjezdových cestách se již v průběhu roku 2010 ukázala jako velmi potřebná. Během prvního roku stavby nastaly celkem čtyři povodňové situace, kdy byla zaplavena cyklostezka od Litoměřic; největšího kulminačního průtoku v roce 2010 relativně bohatém na srážky bylo dosaženo 9. srpna cca $Q_{\text{max}} = 1200 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Největší povodeň ale přišla v důsledku dešťů, oblevy a tání sněhu v lednu 2011. Řeka kulminovala při průtoku $Q_{\text{max}} = 1580 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ 17. 1. 2011. Evakuace staveniště byla vyhlášena v pátek 14. 1. dopoledne a do večerních hodin se podařilo vyklidit stavební jámu, dosypat obvodovou ochrannou hráz stavby v profilu průjezdu k buňkovišti a dolnímu příjezdu a odvézt veškerou techniku na zvýšenou mezidponii pro zpětné zásypy nebo mimo staveniště.

V době přerušení prací z důvodu této evakuace byla stavební jáma elektrárny vykopána cca do poloviny hloubky, tj. na úroveň 138,0–139,0 m n. m., a byly v ní prováděny práce na těsnící skalní injektáží podloží, kotvení podzemních stěn, výkopové práce a přípravné práce pro železobetonový kotvení trám na snížené části pilotové stěny. V sobotu 15. 1. ráno již bylo staveniště nepříístupné suchou nohou a asi 60–70 cm pod vodou byla i horní cesta přes pevný jez a podél letiště. V dopoledních hodinách dosáhla stále stoupající hladina vody v řece koruny štětovnicové jámy v dolní vodě a jáma se začala zaplavovat také přepadem vody přes jámku. Ve večerních hodinách došlo k vyrovnání hladin ve stavební jámě a v řece a voda dále stoupala až do úrovně cca 147,95 m n. m., tj. téměř do úrovně koruny ochranné hráze stavby v horní vodě. S postupným odchodem povodně a klesáním hladiny v řece po její kulminaci ale nastal problém se štětovými jámkami stavby, kdy byly vodou namáhány opačně, než na jaký stav byly navrženy. Tento stav byl nebezpečný hlavně na výtoku, kde štětová stěna působí jako konzola. Na vtoku, kde je štětová stěna směrem do jámy vzepřena, pomáhaly vzpěry pouze v místech, kde byly schopné částečně přenášet i tah, na který však nebyly dimenzovány. Proto bylo nutné zahájit čerpání vody z jámy tak, aby hladina v jámě a vně byla pokud možno vyrovnána a případný rozdíl hladin uvnitř a vně bylo nutné udržet na max. rozdílu 0,75–1 m. Toto se společným úsilím všech účastníků stavby a investora podařilo dosáhnout a stavební jáma byla rychle vyčerpána, především díky zapůjčení vysoce výkonných čerpadel Flyght od Povodí Labe a Vltavy, s. p. Stavební jáma byla v důsledku této povodně zaplavena jen necelých 8 dní a v pondělí 24. 1. již mohly být stavební práce v jámě obnoveny (vrtání kotev 1. KÚ na vtoku, injektáže podloží a čištění po povodni).



Přepad vody přes dolní štětovnou jámku během povodně v lednu 2011

Pohled investora na realizaci stavby

Pro investora stavby byl největším překvapením a problémem při realizaci stavební jámy výskyt a fenomén artéských tlakových vod v podloží stavby. Jak již bylo zmíněno v úvodu, založení stavby v těchto obtížných hydrogeologických podmínkách představovalo technicky značně náročný a nečekaný úkol. Z počátku, na podzim roku 2010 po provedení doplňkového geologického a karotážního průzkumu a neúspěšných čerpacích zkouškách, se dokonce zdálo, že se tento úkol nepodaří vyřešit a na straně investora byla diskutována varianta ukončení stavby a uvedení staveniště do původního stavu. Způsob řešení problému prováděním těsnících skalních injektáží křídového podloží v kombinaci s odlehčováním tlakových vod se nakonec ukázal jako správný a úspěšný, ale měl značné dopady do časového harmonogramu a rozpočtu stavby. Stavba byla zpožděna o více než půl roku – podkladní betony pro objekt elektrárny byly dokončeny až v květnu 2011 a stavební připravenost pro zabetonované části turbín se posunula na konec července. Mnoho technologických dodávek, zajišťovaných přímo investorem, bylo proto nutné pozdržet a odložit. Také rozpočet na zajištění stavební jámy bylo třeba navýšit a zajistit jeho profinancování. Všechny tyto negativní dopady se nakonec podařilo vyřešit. Dnes, po úspěšném dokončení stavební jámy, musíme jako investor poděkovat

všem, kteří se na ní dosud podíleli. Především však pracovníkům společnosti Zakládání staveb, a. s., ale také projektantům ze společností FG Consult, s. r. o., a Poyry Enviroment, a. s., – bez jejich zvýšeného úsilí a snahy vyřešit nečekané překážky by stavba nového významného hydrotechnického díla nikdy nevznikla.

Ing. Miroslav Stuchlý,

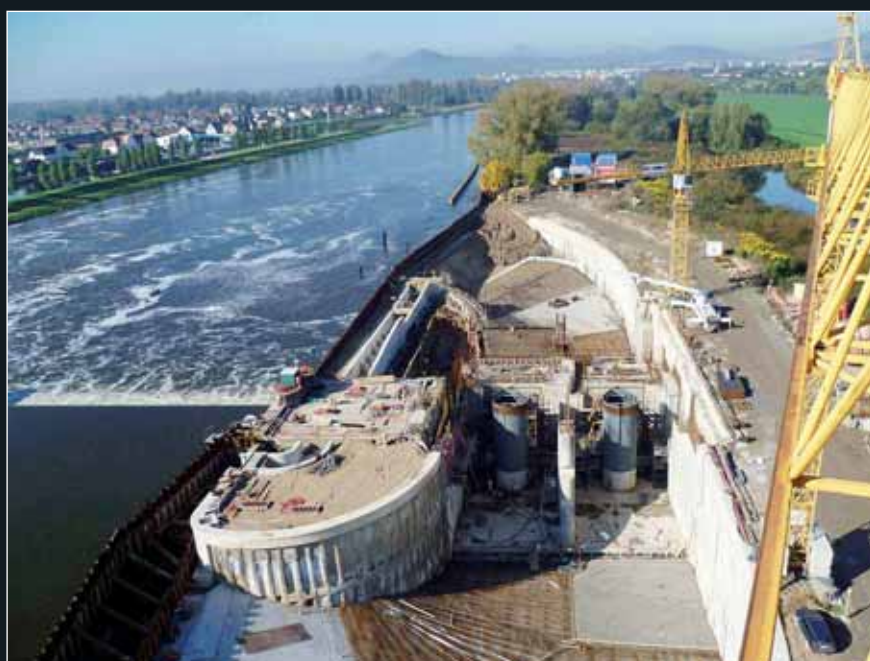
Dolnolabské elektrárny, a. s.

Foto: archiv investora, Libor Štěrba,
Ing. Jan Šperger

Investor: Dolnolabské elektrárny, a. s.
Generální dodavatel:
Dolnolabské elektrárny servis, s. r. o.
Gen. projektant: Poyry Enviroment, a. s.
Projekt zajištění stavební jámy:
FG Consult, s. r. o.
Dodavatel stavební části: Metrostav, a. s., divize 6
Založení stavební jámy a sanační injektáže:
Zakládání staveb, a. s.
Dodavatelé technologické části: Voith Hydro, GmbH,
Montážní a výrobní sdružení, spol. s r. o.,
P&S, a. s., a další

Small Hydro Plant Litoměřice – securing a foundation pit in the Artesian pressure water environment

A new Small Hydro Plant Litoměřice on the Labe River is currently under construction on the right riverbank of the weir in České Kopisty. With its planned output of 7,2 MW it should become one of the largest low-head small hydro plants in the Czech Republic. Securing the plant foundation pit was designed with the use of common special foundation technologies, such as diaphragms, sheet piles and pile walls. However, in course of carrying out the diaphragm walls Artesian water pressure of a delivery head of approx. 2–3 m above the ground was encountered and this situation had a major influence on further development of foundation works on the lower structure. The modifications also concerned carrying out the already designed technologies and the foundation pit bottom stability had to be strengthened by grouting in the rock massif as well as relief boring to prevent pressure water breakthrough.



Pohled na stavbu MVE během betonáže vrchní části savky TG1, říjen 2011



VD Křímov, vrtné práce byly prováděny z injekční štolý vrtnou soupravou MSV 741/20

REKONSTRUKCE A DOPLNĚNÍ INJEKČNÍCH CLON V PODLOŽÍ PŘEHRAD KŘÍMOV A ŽLUTICE

V dále uvedených textech přinášíme podrobný popis rekonstrukce a doplnění injekčních clon vodních děl Křímov a Žlutice, které prováděla v nedávné době společnost Zakládání staveb, a. s.

Vzdouvací objekt vodního díla Křímov ve správě státního podniku Povodí Ohře tvoří betonová gravitační hráz. Naproti tomu vzdouvací objekt vodního díla Žlutice je ve správě státního podniku Povodí Vltavy a tvoří ho zemní sypaná hráz. I když obě hráze jsou zásadně rozdílného typu, problematika těsnění podloží je v mnohém obdobná a společná.

Injekční clony v podloží přehrad se budují zpravidla ze dvou zásadních důvodů:

- pro účinné snížení vztaku vody prosakující položí a tím pro zvýšení stability hráze;
- pro omezení průsaků vody z nádrže, ať už k zamezení ztrát vody nebo k zamezení nepříznivých účinků prosakující vody (vyplavování atp.).

Obě vodní díla byla vybudována v době, kdy provádění injektáží podloží pro snížení průsaků a vztlaků na těleso hráze bylo již běžnou praxí přehradního stavitelství. Po svém vybudování na obou vodních dílech vyhovělo provedení injekčních clon představám a požadavkům projektanta (kritéria přípustné propustnosti).

Vodní dílo Křímov je již více jak 50 let a vodní dílo Žlutice více jak 40 let v provozu. Je pochopitelné, že konstrukce vodních děl podléhají přirozeným procesům stárnutí materiálů i technologických celků. Výjimkou nejsou ani injekční clony, u nichž může docházet k postupným změnám jejich původních parametrů a zvyšování celkové propustnosti horninového prostředí s nepříznivým důsledkem ve formě zvyšování průsaků a nárůstů vztlaků. Účinnost injekčních clon je ověřována měřením vztlaků a průsaků, zařazeným do provádění

systematického technickobezpečnostního dohledu (TBD) nad daným vodním dílem. Právě zhoršující se výsledky měření TBD poukázaly na postupné snižování stability a bezpečnosti hrází a byly podnětem k provedení rekonstrukce a doplnění injekčních clon.

Stručný popis vodního díla Křímov

Vodní dílo Křímov bylo postaveno v letech 1953 až 1959 pod soutokem Křimovského a Menhartického potoka. Je součástí vodohospodářské soustavy (přečerpávací stanice Celná, úprava vody III. mlýn, vodní dílo Kamenička) zásobující oblast Severočeské uhelné pánve – dodávka vody do skupinového vodovodu Chomutov–Kadaň a zároveň snižuje povodňové průtoky na Křimovském potoce a částečně chrání území pod hrází před povodněmi. Z hlediska technickobezpečnostního dohledu je vodní dílo zařazeno do II. kategorie (kategorizace podle zákona č. 254/2001 Sb., o vodách).

Vodní dílo Křímov je tvořeno gravitační betonovou hrází, rozdělenou dilatačními spárami na 22 hrázových bloků. Z toho jsou dva bloky přelivné (bloky č. 10 a 12) a jeden blok je výpustný (blok č. 11).

Parametry VD Křímov:	
Kóta koruny hráze	569,00 m n. m.
Výška hráze nad základovou spárou	46,5 m
Šířka hráze v koruně	4,0 m
Délka hráze v koruně	201,2 m
Sklon návodního líce	1 : 0,03
Sklon vzdušního líce	1 : 0,72
Objem tělesa hráze	101 000 m ³
Max. objem nádrže	1 480 000 m ³

Podloží hráze i zátopy jsou tvořeny rohovou rulou, lavicovitě uloženou, velmi hustě rozpukavou. Na levém břehu je hornina břidličnatá se sklonem vrstev 30–70 ° do údolí rovnoběžně se svahem. Na pravém břehu pak vrstvy zapadají do svahu ve sklonu 30–80 °. V profilu hráze byla v základech bloků 13 až 15 zjištěna i poruchová zóna. V těchto místech se vyskytuje erlanovitá hornina šedozelené barvy s deskovitou odlučností. Těsnicím prvkem v podloží je injekční clona, která byla budována současně s výstavbou přehrad. Clona je jednořadá (o třech pořadích) v ose injekční chodby hráze. Vzájemná vzdálenost injekčních vrtů je 2,0 m (vrty 1. pořadí byly provedeny ve vzdálenosti 8,0 m od sebe, vrty 2. pořadí v poloviční vzdálenosti a po zainjektování byly provedeny ještě vrty 3. řádu). Vrty 1. řádu jsou hluboké 30,0 m, vrty 2. a 3. řádu 25,0 m. Injektáž byla prováděna vzestupným způsobem, délky jednotlivých etáží byly 3,0 m. Na každé etáži byla provedena vodní tlaková zkouška (VTZ). Jako injekční směs bylo použito cementové mléko v poměru ředění 1 : 5–1 : 1. Vodní tlaková zkouška clony byla prováděna v kontrolních vrtech při dodržení kritéria 0,1 až 0,5 l/min/m/ při 0,3 MPa.

Projevy stárnutí injekční clony na VD Křímov

Pro stabilitu gravitační hráze je významným faktorem rozložení vztlaků na základové spáře. Proto sledování vztlakových poměrů a následné hodnocení účinků injekční clony patří na vodním díle Křímov k hlavním úkolům TBD.

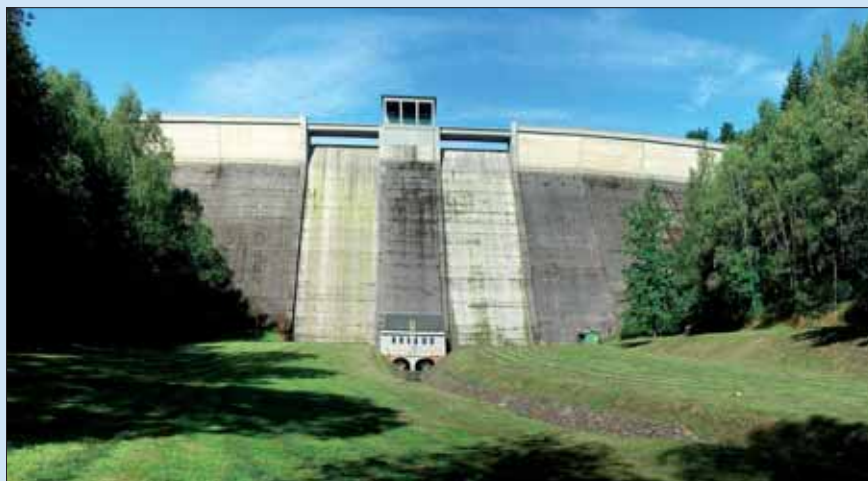
Z výsledků měření TBD bylo patrné postupné zvyšování vztaku s časem ve vrtech za injekční

clonou. K nejvýraznějšímu trendovému nárůstu docházelo ve středních hrázových blocích č. 12 až 16. Zde byly zaznamenány nárůsty vztlakové úrovně od 0,7 až do 2,32 m vodního sloupce za 18 let. Sledované skutečnosti dokladovaly postupné stárnutí injekční clony. Již v průběhu provozu vodního díla bylo při výkonu TBD provedeno několik průzkumných prací a šetření v souvislosti se zvyšující se vztlakovou úrovní za injekční clonou ve vybraných blocích. Po nadále zhoršující se situaci byl v roce 2008 proveden soubor prací, který spočíval v průzkumu injekční clony a doplnění vztlakoměrných vrtů. Přitom byly provedeny průzkumné vrty, vodní tlakové zkoušky (VTZ) a následné zainjektování vrtů při průzkumné injektáži.

Průzkum injekční clony

Pro průzkum injekční clony byly zřízeny tři průzkumné vrty označené P1 až P 3. Vrty jsou umístěny v ose injekční clony (v podélné ose injekční chodby) v blocích 13, 14 a 17. Jsou vedeny jako kolmé z podlahy chodby. Hloubka každého vrtu je přibližně 30 m. Ve všech vrtech byla zastížena tmavě šedá až černá rula, zatříděná podle ČSN 73 1001 do třídy R2 (skála s vysokou pevností, pevnost 50–150 MPa). Na jádrových vývrtech se našlo překvapivě poměrně malé množství zbytků cementu po injekčních pracích původní clony. Pukliny byly většinou volné.

Již v průběhu vrtných prací byly prováděny VTZ v sestupném uspořádání. Zkoušky byly realizovány přímo v průběhu vrtných prací vždy po cca 3 m. Zjištěné spotřeby vody byly komparativně vyhodnocovány podle Jáhdeho kritéria (spotřeba vody v l/m/min při tlaku 0,3 MPa). V celku můžeme říci, že podloží v ose injekční clony do zkoušené hloubky 30 m bylo velice propustné. Žádná z testovaných etáží nevyhověla Jáhdeho kritériu (méně jak 0,5 l/min/m při tlaku 0,3 MPa). Maximální naměřené spotřeby 9,0 l/min/m ve vrtu P1 v etáži 27,0–30,0 m převyšovaly Jáhdeho kritérium téměř 20x,



VD Křimov, pohled na vzdušnou stranu hráze

což bylo dokladem stárnutí injekční clony. V průběhu provozu VD docházelo tedy pravděpodobně k proplachování puklin vyplněných jílovou výplní nebo cementem injekční clony.

Po provedení VTZ a zhodnocení vrtných prací projektantem a geologem byly vrty P1 až P3 zainjektovány. Nešlo však o pouhé zaslepení vrtů. Situace byla využita k průzkumné injektáži, jejímž cílem bylo shromáždit základní údaje pro návrh případného dotěsnění injekční clony.

Na vrtech byla provedena zkušební vzestupná injektáž po 3 m. Tlaky v jednotlivých etážích odpovídaly nejvyšším dosaženým při VTZ a hloubce vrtu (nejvíce 0,48 MPa). Injektáž byla provedena ve třech stupních s rozdílnou hustotou jílocementové směsi.

Maximální dosažené množství injektované řídké směsi jednoho stupně bylo 280 l, injektáž celé etáže 27–30 m u vrtu P1 dosáhla 515 l, ostatní maximální spotřeby se pohybovaly kolem 100 l. Dále byly vybudovány čtyři doplňující vztlakoměrné vrty k dokreslení průběhu vztlakového obrazce v blocích se zaznamenaným nárůstem vztlaku.

Zejména v bloku 13 se prokázala výrazně vyšší

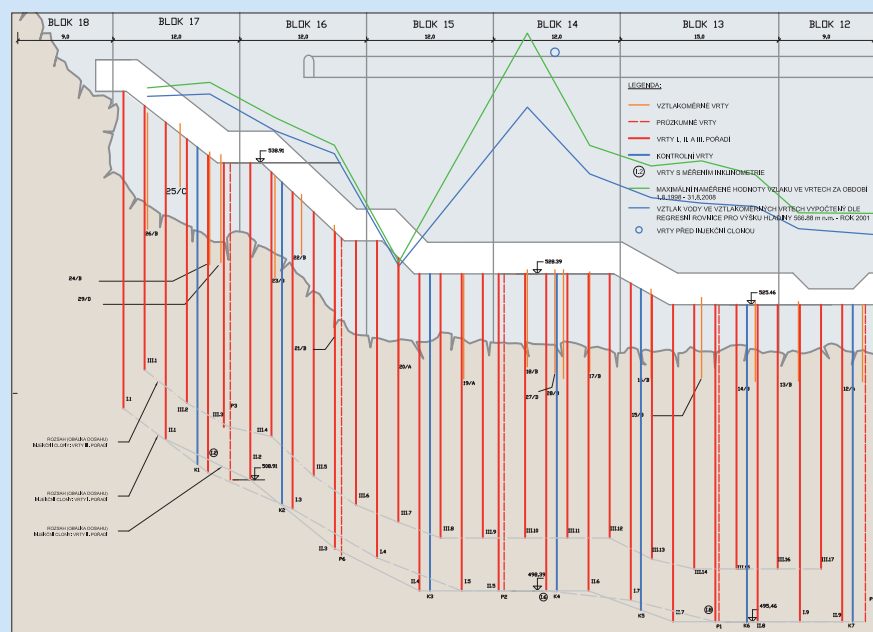
úroveň vztlaku i v partiích dále od injekční clony směrem ke vzdušnému líci.

Z rozboru výsledků průzkumné injektáže při srovnání s údaji o původní injektáži vyplynulo, že po téměř 50 letech provozu bude potřeba pro obnovu injekční clony v oblasti zkoušených bloků 12 až 17 do podloží nainjektovat možná i poloviční množství injekční směsi jako při výstavbě původní clony. To znamenalo provést významné celkové a systematické doplnění clony, tedy její celkovou rekonstrukci.

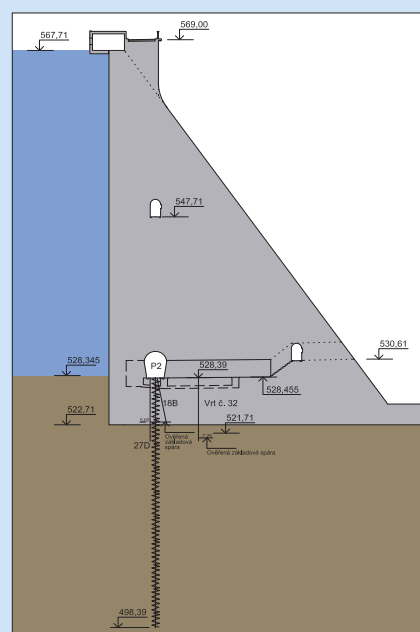
VD Křimov bylo až do provedení této rekonstrukce v běžném provozu, i když s určitým omezením. Při zvyšující se vztlaku v podloží byla ohrožena stabilita a bezpečnost hráze a vodního díla (dokladováno stabilitními výpočty v souhrnných etapových zprávách o výsledcích TBD). Zvýšení stability a bezpečnosti vodního díla bylo navrženo provést snížením vztlaku pod hrází rekonstrukcí a doplněním injekční clony a zřízením drenážních vrtů.

Rekonstrukce a doplnění injekční clony VD Křimov

Rekonstrukce a doplnění injekční clony byly navrženy v blocích 12 až 17. Projekt zpracovala



VD Křimov, podélný řez v ose injekční clony, schéma injekčních vrtů jednotlivých pořadí



VD Křimov, příčný řez blokem 14, schéma injekční clony

společnost VODNÍ DÍLA – TBD, a. s. Linie obnovy procházela původní clonou v ose injekční chodby. Clona byla navržena jako jednořadá o vrtech tří pořadí. Injekční vrty prvního a druhého pořadí byly navrženy do hloubky 30 m. Vrty třetího pořadí do hloubky 25 m. Vzájemná vzdálenost vrtů všech pořadí po jejich provedení je 2 m. Vrty průměru 56 mm byly hloubeny jádrovým vrtáním. Pro injektáž byla použita jílocementová suspenze. Za osou injekční clony byly provedeny drenážní vrty k posílení její účinnosti při snížení vztlaku. Dále byly provedeny vztlakoměrné vrty jako náhrada některých, injekčními pracemi zničených stávajících vrtů.

Realizace

Práce na rekonstrukci a doplnění injekční clony byly rozděleny na tři samostatné stavební objekty:

- SO 01 – Injekční clona,
- SO 02 – Drenážní vrty,
- SO 03 – Vztlakoměrné vrty.

Injekční clona byla projektantem navržena jako jednořadá o vrtech tří pořadí.

Vrty I. pořadí byly hloubeny jádrovým vrtáním o průměru 56 mm do hloubky 30 m ve vzájemné vzdálenosti 8 m. Vrty II. pořadí byly hloubeny stejným nástrojem do hloubky 30 m ve vzájemné vzdálenosti 8 m a situovány byly v polovině vzdálenosti vrtů I. pořadí. Vrty III. pořadí byly ve vzájemné vzdálenosti 4 m a zahušňovaly vrty I. a II. pořadí. Hloubka těchto vrtů byla 25 m a hloubeny byly ploščelbovým rotačním způsobem na vodní výplach. Při vrtání byla projektem požadována přesnost vrtání s max. přípustnou odchylkou od svislice 1,5 % z délky vrtu (tj. pro vrt délky 30 m odchylka do 45 cm). Na třech vrtech byla přesnost vrtání ověřena inklinometrickým měřením. Veškeré měřené vrty splňovaly podmínku projektu, nejvyšší naměřená hodnota odchylky od svisle byla 38 cm u vrtu dlouhého 30 m. U vrtů I. a II. pořadí byl sledován výnos jádra, jádro bylo ukládáno do jádrovnic a po dokončení celého vrtu bylo zdokumentováno geologem.

Celkem bylo odvrtno:

- 9 ks vrtů I. pořadí, celkem 270 m,
- 9 ks vrtů II. pořadí, celkem 270 m,
- 17 ks vrtů III. pořadí, celkem 425 m,
- 7 ks kontrolních vrtů, celkem 210 m (viz dále v textu).

Práce byly zahájeny v říjnu roku 2010. Do štol byly nastěhovány vrtné soupravy a stupně schodiště byly opatřeny ochranným bedněním pro stěhování strojních souprav. Na vhodná místa ve štolách byla namontována kotevní oka pro zajištění stability strojních souprav lanovými táhly a možností je přesunovat na jednotlivé vrty. Vrtné práce byly prováděny vrtnými soupravami MSV elektro, veškeré vrty I. pořadí byly hloubeny jádrovým způsobem, pro kvalitnější výnos jádra byla použita dvojitá jádrovnice.

Oprava byla realizována za plného provozu vodního díla. Pouze v určitých fázích provádění stavebních prací byla omezena zásobní funkce nádrže snížením úrovně hladiny vody v nádrži.

Při rekonstrukci injekční clony byl zajištěn výkon technickobezpečnostního dohledu (TBD) podle zákona č. 254/2001 Sb., o vodách (vodní zákon) a vyhlášky č. 471/2001 Sb., o technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly. Dále bylo doplněno kontrolní zařízení TBD, zvýšeny četnosti měření po dobu stavby a realizována mimořádná šetření a průzkumy související se změnou zatížení během stavby.

Během hloubení vrtů byly vždy po 3metrových etážích prováděny sestupným způsobem **vodní tlakové zkoušky (VTZ)**. Ty byly jednostupňové, tzn. měřila se spotřeba vody při konstantní tlaku 0,3 MPa po dobu 10 minut a následně byla přepočtena na l/mb/min.

V místech, kde RQD bylo menší než 10 % a vrty byly nestabilní, což bylo především na levé straně injekční clony, byly vrty zainjektovány sestupným způsobem injekční směsí o objemové hmotnosti 1,65 kg/l a následně převrtány. Tento postup se u některých vrtů opakoval několikrát. Po dovrtní na stanovenou hloubku byl vrt zainjektován cementovou injekční směsí vzestupným způsobem o objemové hmotnosti 1,45 kg/l. Injekční tlak byl stanoven do 2 MPa.

Po dokončení veškerých prací na vrtech I. pořadí se stejným způsobem začaly provádět vrty II. pořadí. Při provádění VTZ (po 3m etážích) se naměřené hodnoty zásadně nelišily od hodnot naměřených u vrtů I. pořadí. Proto i injekční práce a zvolené injekční směsi byly podobné jako u vrtů předchozích.

Po dokončení vrtů II. pořadí se začaly provádět vrty III. pořadí. Tyto vrty byly hloubeny valivým dlátem s roubíky, VTZ byly opět prováděny sestupně po 3m etážích, pouze poslední etáž byla 4 m (21–25 m). VTZ na těchto vrtech již vykazovaly nižší hodnoty než u vrtů I. a II. pořadí, a proto byla v některých místech použita injekční směs z velmi jemně mletého portlandského mikrocementu RHEOCEM 800. Ostatní parametry injektáže zůstaly stejné jako u vrtů předchozích pořadí.



Průběh injektáže jednoho z vrtů vzestupným způsobem

Kontrola prací a ověřovací provoz

Pro kontrolu parametrů nově doplněné injekční clony byly navrženy kontrolní vrty, kde byly prováděny VTZ v sestupném uspořádání. Pro další kontrolou sloužily vztlakoměrné vrty. Pro komplexní ověření provedených prací byl projektantem navržen tříměsíční ověřovací provoz. Během něho se potvrdilo, že provedené těsnící práce měly žádoucí efekt a velice příznivý vliv na snížení vztlaků za injekční clonou. Jako velice přínosné se ukázalo i použití drenážních vrtů za injekční clonou jakožto sekundární opatření ke snížení vztlaku.

Ing. David Richtr, VODNÍ DÍLA – TBD, a. s.

Veškeré práce na rekonstrukci a doplnění injekční clony probíhaly v souladu s harmonogramem, vrty III. pořadí se navíc podařilo dokončit s časovým předstihem. Bylo to především proto, že vrty tohoto pořadí byly již stabilní a nebylo je nutné během hloubení injektovat. Bylo tedy možné vrtat rovnou na předepsanou hloubku a poté injektovat vzestupně.

Po dokončení injektáže byly zahájeny práce na **kontrolních vrtech**. Ty byly hloubeny jádrovým způsobem po 3m etážích; pro lepší výnos jádra byla použita dvojitá jádrovnice, jádro bylo ukládáno do bedýnek a po dokončení vrtu vyhodnoceno geologem stejně jako vrty I. a II. pořadí. Kontrolní VTZ na těchto vrtech byly prováděny sestupně. Stanovena byla u nich kritéria připustné propustnosti – 0,5 l/mb/min u etáží do hloubky 15 m při tlaku 0,3 MPa a 1 l/bm/min u etáží od 15 do 30 m. Z provedených 70 kontrolních VTZ byla pouze u 15 VTZ mírně překročena kritéria propustnosti – předepsaná kritéria tak byla dosažena v 90 % veškerých případech. Veškeré kontrolní vrty byly následně zainjektovány vzestupným způsobem.

Pro ověření funkčnosti injekční clony byly obnoveny **vztlakoměrné vrty**, které byly při injekčních pracích zničeny. Celkem tedy bylo obnoveno 5 ks vztlakoměrných vrtů, které byly hloubeny jádrovým způsobem nástrojem o průměru 100 mm a následně vystrojeny trubkou z polypropylenu, která je v oblasti jímání perforovaná. Záhlaví vrtu bylo opatřeno manometrem a kulovým uzávěrem s odzdušněním v nerezovém provedení.

Drenážní vrty byly provedeny za osou injekční clony. Jejich účelem je posílit účinnost injekční clony částečným odvedením tlakové vody, která se dostane za rovinu injekční clony. Celkem bylo provedeno 7 ks drenážních vrtů, z toho 4 vrty z vývaru směrem k návodnímu líci a 3 vrty z injekční štol pod různými úhly šikmo dolů do podloží.

Vrtné a injekční práce na rekonstrukci a doplnění injekční clony včetně kontrolních vrtů byly ukončeny v prosinci 2010, vztlakoměrné a drenážní vrty byly provedeny v dubnu 2011.

Tomáš Průša, Zakládání staveb, a. s.

VD Žlutice – reinjektáž těsnicí clony

Vodní dílo Žlutice se nachází v Karlovarském kraji ve stejnojmenné obci na říčce Střele. Vodní dílo zajišťuje tyto funkce v pořadí podle důležitosti:

- odběr surové vody z nádrže pro úpravu vody Žlutice ve smyslu povolení nakládání s vodami v maximální hodnotě 200 l.s⁻¹;
- minimální asanační průtok Q330 v hodnotě 0,22 m³.s⁻¹ v profilu pod hrází;
- využití hydroenergetického potenciálu v malé vodní elektrárně, která je součástí vodního díla;
- částečné snížení velkých vod na Střele a částečnou ochranu území pod vodním dílem před účinky povodní;
- další doplňkové funkce.

Vzdouvací objekt vodního díla tvoří hráz vybudovaná v letech 1965–1968. Hráz je přímá, sypaná ze svorových rul. Tělo hráze je tvořeno ze dvou částí – stabilizační a těsnicí. Návodní zemní těsnění je ze sprašových hlín kryté štěrkopískovými filtry. Stabilizační částí hráze jsou z navětrávaných svorových rul, zhutňovaných vibračními válci. Založení hráze v údolí je na úrovni hlinitých písků a štěrků. V místě patního drénu a injekční štoly dosahuje základová spára úroveň skalního podloží. Skalní podloží v přehradním místě tvoří převážně biotitické svorové ruly.

Původní návrh injekční clony vycházel z inženýrsko-geologického průzkumu z roku 1962, provedeného Ing. Antonínem Svatošem (Geologický průzkum, n. p., Praha, závod Stavební geologie). Na jeho základě a na základě ostatních měření byla navržena svislá injekční clona z cementové suspenze, která byla prováděna z injekční štoly současně s nasypáváním hráze. Injekční štola byla zahlabena až do navětrávaných svorových rul. Výhodou tohoto řešení byla možnost doplnění sítě injekčních vrtů i za provozu nádrže.

Při injektážních pracích vznikaly problémy, a to zejména s odklonem vrtů od vertikály a s velkým výskytem značně propustných puklin, který nevykazoval směrem do hloubky klesající tendenci. Clona byla provedena ve čtyřech etapách injektážních vrtů. Nejhlubší vrty v rozestupu 24 m zasahují do hloubky 60 m, další v rozestupu 6 m zasahují do hloubky 30–35 m, další v rozestupu 3 m zasahují do hloubky 25–30 m a poslední zahuštění bylo provedeno linií vrtů v rozestupu 1,5 m do hloubky 10–25 m. V jednom z problematických intervalů (5L–6L) bylo pak provedeno ještě další zahuštění, a to s rozstupem 0,75 m do hloubky 20 m.

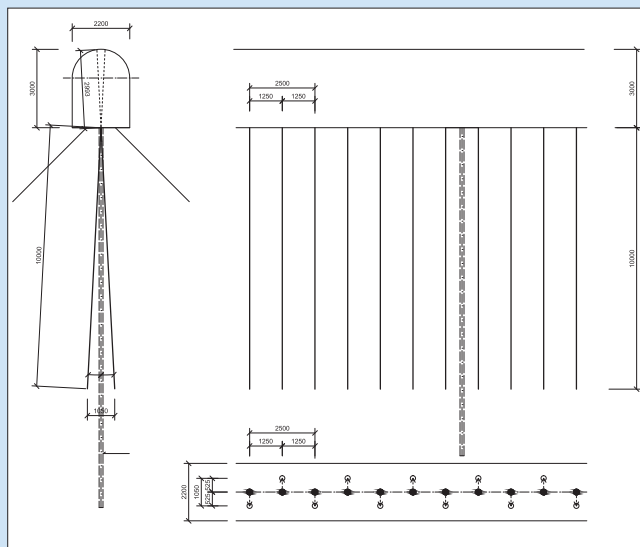
Pro možnost kontroly účinnosti těsnicí clony bylo v druhé polovině roku 1968 před a za těsnicí clonou provedeno deset dvojic vztakoměrných vrtů, které jsou odkloněny od svislice o 30 ° a vrtány do hloubky cca 7,5 m.

Z dlouhodobého pozorování (1987 až 2004) vyplývalo zhoršení účinnosti těsnicí clony v některých pasech. Výsledky však nebyly alarmující. V listopadu 2009 byla firmou HG partner, s. r. o., zpracována komplexní studie „VD Žlutice – zvýšení bezpečnosti vodního díla“, která řešila více problémů včetně obnovy funkce injekční clony. Ve studii byl nejdříve navržen doplňující inženýrsko-geologický průzkum k zjištění dostupných podkladů. Studie dále navrhovala vlastní reinjektování clony ve třech pořadích, a to v prvním pořadí do hloubky 48 m v rozteči vrtů 6 m, v druhém pořadí do hloubky 42 m s roztečí 6 m (umístění uprostřed roztečí vrtů prvního pořadí) a třetí pořadí do hloubky 36 m s roztečí 3 m. Výsledná rozteč vrtů by pak byla 1,5 m.

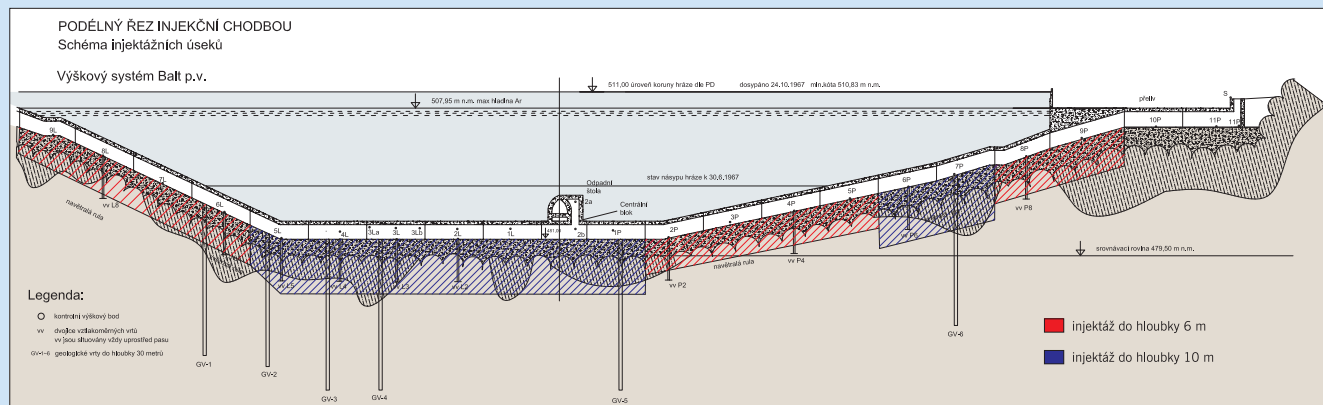
Investor se pak po konzultaci s autorem projektové dokumentace pro zadání stavby dohodl na provedení reinjektáže těsnicí clony bez realizace doplňujícího inženýrsko-geologického a hydrogeologického průzkumu. Rozhodnutí o vynechání doplňujícího IG průzkumu bylo učiněno především z důvodů složité dopravy vrtných strojů do injekční štoly (doprava strojů nejdříve pro průzkum a pak znovu pro vlastní injektáž) a pravděpodobnosti nejednoznačných výsledků průzkumu. Projektovou dokumentaci pro zadání stavby „VD Žlutice – reinjektáž těsnicí clony“ zpracovala firma Arcadis Geotechnika, a. s., v červnu 2010.



VD Žlutice, pohled na vzdušnou stranu hráze



VD Žlutice, příčný řez injekční clonou, nový stav



VD Žlutice, podélný řez injekční chodbou s vyznačením injektáží do hloubky 6, resp. 10 m



VD Žlutice, provádění VTZ sestupným způsobem před zahájením injektáže

V dokumentaci bylo navrženo provedení vrtů ve dvou řadách (vzdálených od sebe 1 m) podél osy injekční chodby a do hloubky 6 m, resp. 10 m



VD Žlutice, provádění injekčních prací vrtnou soupravou MSV 741/20

v místech předpokládaného většího narušení podloží. Rozteč vrtů byla u 10m vrtů 2,5 m a u 6m vrtů 3 m. V průmětu vrtů do podélného

řezu osou injekční chodby vykazují rozteče vrtů 1,25 m, resp. 1,5 m. Celkem bylo navrženo 1388 m vrtů plnočelbově vrtných. Předpokládaná spotřeba injekční směsi byla 150 m³ cementové suspenze a 16,4 m³ chemického média (předpoklad proudící vody). Dále bylo počítáno s provedením šesti 30 m dlouhých průzkumných vrtů s vytažením jádra. Postup provádění injektáže byl navržen jako sestupný s průběžnou kontrolou vodní tlakovou zkouškou.

Vlastní reinjektáž injekční clony na vodním díle začala dne 18. 11. 2010 předáním staveniště společnosti Zakládání staveb, a. s. Byl vyhotoven technologický postup a realizační dokumentace, které již obsahovaly některé změny oproti DVZ, především záměnu chemické injekční směsi za směs z velmi jemně mletého cementu (důvodem byly zjištěné poměry v injektované hornině, které po odvrtní vrtů nevykázaly předpokládanou proudící vodu a injektovaná polyuretanová směs by nedokázala dostatečně proniknout do horniny). Injektáž byla navržena jako vzestupná (z důvodu složitosti a pracného přesouvání vrtných souprav), situování vrtů bylo pozměněno v šikmých částech štoly do osy injekční štoly a odklonu od svislé osy o 3° (6m vrtů), resp. 5° (10m vrtů).

Ing. Jan Šimůnek, Povodí Vltavy, státní podnik

Realizace

Práce na reinjektáži těsnicí clony byly zahájeny v prosinci roku 2010. Pro spuštění vrtných souprav MSV (elektro) musel být rozebrán panelový strop štoly v koruně hráze a vzniklým otvorem pak mohly být vrtné soupravy spuštěny do injekční štoly.

Vlastní injekční clona byla realizována ve dvou řadách se šachovnicovým uspořádáním vrtů. V úsecích schodiště byly vrty hluboké 10 m odkloněny od svislé osy o úhel $\pm 3^\circ$, vrty hluboké 6 m pak o úhel $\pm 5^\circ$. Tento úhel byl v rovině kolmé na osu štoly a byl v rozteči 1,25 m „vystřídán“. Vrty byly hloubeny plnočelbovým způsobem valivým dlátem s roubíky o průměru 72 mm po předepsaných etážích. Ihned po dovrtní dané etáže byla provedena jednostupňová vodní tlaková zkouška (VTZ), při níž se sledovala spotřeba vody za 10 minut při konstantním tlaku 0,3 MPa. Tato hodnota byla následně přepočítána na spotřebu vody l/mb/min a podle ní byla použita v další fázi i odpovídající injekční směs. Tento způsob provádění vrtných prací zajistil splnění podmínky dané projektem, a sice provádět VTZ sestupným způsobem. Následná injektáž se pak prováděla vzestupným způsobem.

Vzhledem k tomu, že žádná VTZ nepřesáhla kritickou hodnotu 5 l/mb/min, nebylo nutné použít chemickou injektáž, která byla v projektu při těchto spotřebách navržena. Naopak v místech, kde byly VTZ s nižší hodnotou než 1 l/mb/min, byly použity směsi z velmi jemně mletých portlandských cementů.

Pro injektáž byly tedy dle výsledků VTZ použity následující injekční směsi:

- VTZ nad 3 l/mb/min – jílocementové směsi o objemové hmotnosti 1,45 kg/l,
- VTZ 1–3 l/mb/min – příměs plastifikátoru Rheomac,
- VTZ 0,5–1 l/mb/min – cementová směs z velmi jemně mletého portlandského mikrocementu Rheocem 650 o objemové hmotnosti 1,51 kg/l.

Kritérium pro dokončení injektáže na jednotlivých etážích bylo definováno těmito parametry:

- a) předepsaný injekční tlak musí být držen 10 minut při vypnutém čerpadle,
- b) při nedosažení stanoveného injekčního tlaku přerušit injektáž po dosažení spotřeby injekční směsi 500 l/etáž.

Vlastní práce na hloubení vrtů a injektáži probíhaly vcelku bez problémů, a to až do 14. ledna 2011, kdy vlivem oblevy začala prudce stoupat voda v přehradní nádrži. Tento den jsme museli na základě pokynů z dispečinku povodí Vltavy evakuovat veškeré zařízení stavby a materiál (cement a bentonit); vrtné soupravy byly vytaženy do bezpečné úrovně na schodišti v injekční štole. 15. ledna hladina z nádrže začala přetékat přes bezpečnostní přepad a veškeré prostory zařízení staveniště byly zaplaveny včetně injekční štoly. Po opadnutí vody jsme zpět nastěhovali zařízení a po odčerpání vody z injekční štoly jsme pokračovali v provádění prací. Vrty, které nebyly před povodní zainjektovány, jsme museli před injektáží řádně propláchnout.

Po dokončení 90 ks 6m vrtů a 85 ks 10m vrtů bylo provedeno 6 ks jádrových **průzkumných geologických vrtů** průměru 56 mm a délky 30 m. Současně byla překontrolována funkčnost **vztlakoměrných vrtů**; nefunkční vrty byly obnoveny, tzn. byly vyvrtány nové vrty o průměru 100 mm a vystrojeny dle požadavků TBD.

Po ukončení veškerých injekčních prací navrhl projektant na základě VTZ a spotřeb injekčních směsí při realizaci těsnicí clony dalších 20 ks **kontrolních vrtů**. Při kontrolních vodních tlakových zkouškách na těchto kontrolních vrtech bylo na 46 z 49 etáží dodrženo kritérium do 0,3 l/mb/min a skalní prostředí tak lze považovat za nepropustné. Pouze u 3 etáží byly VTZ vyšší v rozmezí 0,3–0,5 l/mb/min, což je kritérium účinnosti provedení těsnicí injektáže. Provedené práce tak lze považovat za úspěšné a těsnicí clona hráze má dobré předpoklady plnit dlouhodobě svoji funkci.

Tomáš Průša, Zakládání staveb, a. s.

Foto na str. 24–28: Libor Štěrbá, Ing. David Richtř, foto.mapy.cz

Reconstruction and adding grout screens into the Křimov and Žlutice dams subsoil

The following texts provide a detailed description of reconstruction works carried out by the Zakládání staveb Co. on the Křimov and Žlutice dams including adding grout screens.