

# ZAKLÁDÁNÍ

časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

1/2017

ročník XXIX



- STABILIZAČNÍ OPATŘENÍ SANACE SESUVU STAVBY 0805 LOVOSICE-ŘEHLOVICE NA DÁLNICI D8
- STABILIZAČNÍ OPATŘENÍ NA ZÁRUBNÍ ZDI STAVBY 0805 PŘED PRAŽSKÝM PORTÁLEM TUNELU PRACKOVICE
- PROBLEMATIKA ZALOŽENÍ BYTOVÉHO KOMPLEXU KAROLINA PLAZZA V PRAZE 8-KARLÍNĚ
- OPRAVA SEVERNÍ STĚNY BAROKNÍHO BASTIONU XXXI V PRAZE 2 NA ALBERTOVĚ





# OBSAH

## Časopis ZAKLÁDÁNÍ

vydává:

**Zakládání staveb, a. s.**

K Jezu 1, P. S. 21

143 01 Praha 4 - Modřany

tel.: 244 004 111

fax: 241 773 713

E-mail: [propagace@zakladani.cz](mailto:propagace@zakladani.cz)

<http://www.zakladani.cz>

<http://www.zakladani.com>

### Redakční rada:

#### vedoucí redakční rady:

Ing. Libor Štěřba

#### členové redakční rady:

RNDr. Ivan Beneš

Ing. Martin Čejka

Ing. Jan Masopust, CSc.

Ing. Jiří Mühl

Ing. Petr Nosek

Ing. Michael Remeš

Ing. Jan Šperger

### Redakce:

Ing. Libor Štěřba

### Jazyková korektura:

Mgr. Antonín Gottwald

### Foto na titulní straně:

k článku na str. 10, Libor Štěřba

### Překlady anotací:

RNDr. Ivan Beneš a autoři

### Design & Layout:

Jan Kadoun a Ing. Jan Bradovka

### Tisk:

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

### Ročník XXIX

1/2017

Vyšlo 13. 6. 2017

MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711

### Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2017 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,

balného a poštovného.

### Objednávky předplatného:

#### ALL PRODUCTION, s. r. o.

Areal VGP

Ve Žlíbku 1800/77 - Hala A7

193 00 Praha 9-Horní Počernice

tel.: 234 092 811,

E-mail: [obchod@allpro.cz](mailto:obchod@allpro.cz)

<http://allpro.cz/>

<http://predplatne.cz/>

### Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98

## SERIÁL

### Historie speciálního zakládání staveb – 15. část

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

2

## TEORIE A PRAXE

### Revizní protokol pro ověření dostatečnosti geotechnického průzkumu

Doc. Ing. Jan Masopust, CSc., ČVUT, Fakulta stavební, Praha

6

## ZE ZAHRANIČNÍCH ČASOPISŮ

### Muzeum umění v Berkeley: Přestavba historické budovy

RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s., podle Deep Foundation May/Juni 2016

7

## DOPRAVNÍ STAVBY

### Statické prvky zhotovené technologií podzemních stěn

– jedno ze stabilizačních opatření sanace sesuvu na stavbě

#### 0805 dálnice D8 nad obcí Litochovice

Ing. Lukáš Grünwald, Satra, spol. s r. o.

10

### Zabezpečovací a stabilizační opatření na zárubní zdi stavby

0805 Lovosice–Řehlovice dálnice D8 před pražským portálem

#### tunelu Prackovice

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

21

## OBČANSKÉ STAVBY

### Problematika založení objektu bytového komplexu Karolina Piazza 1 v Praze 8-Karlíně

Ing. Miroslav Dušek, FG Consult, s. r. o., s příspěvím Ing. Jakub Jíra, Terracon, a. s.

24

### Celková oprava severní stěny barokního Bastionu XXXI na Albertově v Praze 2

Ing. Petr Bican, Ing. Vlastimil Bárta, Subterra, a. s.

30

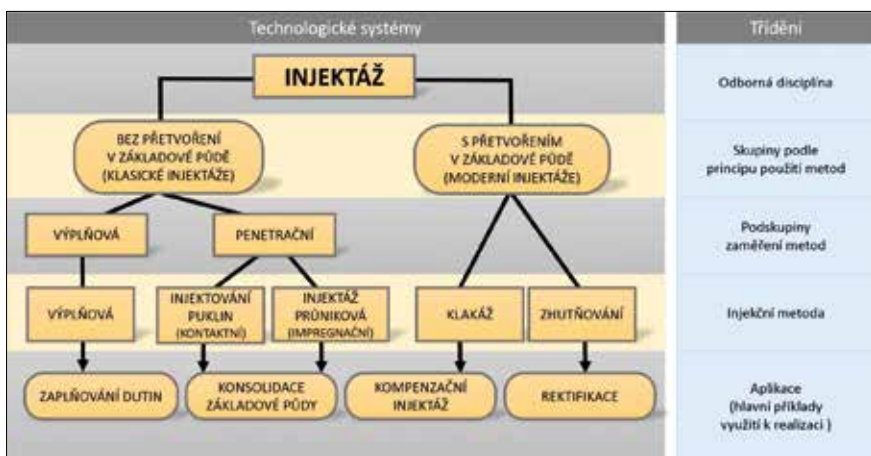
### Poznámky k provedení trvalých horninových kotev

Vladimír Malý, Zakládání staveb, a. s.

33

# HISTORIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ STAVEB – 15. ČÁST

V této části vstupuje náš seriál do velmi členité oblasti činností zlepšování základových půd injektážemi s metodami poněkud odlišnými od těch doposud pojednaných v předešlých částech. Z hlediska historie mohou být ty již probrané metody injektáží nazývány klasické. Z nich se později odvinuly další aplikace a také modernější metody. Pro osvětlení rozřídění těchto metod se nadále přidržíme odborného názvosloví zavedeného v normách pro disciplínu injektáží po roce 2000. Dovede nás to až k velmi osobitým aplikacím těchto metod. Nastíníme rovněž spojení s odvozenými samostatnými metodami speciálního zakládání, v nichž hraje technologie injektáže důležitou podpurnou roli. Těmi se však budeme podrobně zabývat až v příští části.



Obr. 1: Utřídění technologických systémů v odborné disciplíně injektáží

## Účely injektáží

Injektáže, jejichž vývoj jsme doposud popsal, měly většinou za účel všeobecné zlepšení základové půdy snížením její propustnosti a jejím zpevněním či konsolidací. Technologické postupy byly založeny na konvenčním principu tlakového ukládání injekčního média do základového prostředí nainstalovanou trubicí. V průběhu času se z nich ovšem vyvinuly specifické aplikace, zaměřené

na účely výrazně odlišné. Došlo pak i k různému ovlivňování ze stran jiných metod nebo k jejich křížení. Pro účel našeho dalšího zkoumání hlavních rysů vývoje nyní potřebujeme provést určité technické rozřídění této množiny technologických systémů. Zrekapitulujeme proto krátce původní metody a naznačíme časové rozvinutí dalších aplikačních cest podle moderního názvosloví. To bylo uvedeno v platnost euronormou ČSN EN



Obr. 2: Klenbová hráz Vrchlice u Kutné Hory, vysoká 40,8 m, s provedenou kontaktní injektáží mezi železobetonovými bloky tělesa (Internet)

12715: 2001 – Provedení speciálních geotechnických prací – Injektáže, která zavedla pro třídění metod základní hledisko principu, zda dochází nebo nedochází k přetvoření v základové půdě. Pro náš výklad je toto třídění přehledněji upraveno v obrázku 1. K již popsaným klasickým metodám se podle uvedeného hlediska principu **nezpůsobujícího přetvoření** řadí následující jmenovité injektáže:

- Jedná se především o **penetrační** postupy. Jde o **injektáž puklinovou**, nahrazující vodu nebo plyn ve spárách hornin, anebo o **injektáž průnikovou** v pórech zemín. Většinou se jedná o historicky prvotní účely těsnění a zpevnění, obvykle s použitím menších injekčních tlaků, aby se zabránilo nadzvedání terénu (13. a 14. část seriálu). **Injektáž kontaktní** se provádí ve spárách stavební konstrukce nebo mezi ní a základovým prostředím. Jak jsme již dříve uvedli, byla vlastně historicky vůbec první aplikací injektáže C. Bérignyho z roku 1802, s typickým účelem opravy jezu. Časem se však tyto práce oddělily jako samostatné moderní specializace, a proto se jim dále věnujeme zvlášť. Je třeba upozornit, že klasické postupy se dříve snažily předcházet vyšším tlakům injektáže, způsobujícím hydraulické trhání horniny tzv. **klakáží**. Zhruba od 90. let minulého století však bylo s rostoucími poznatky a ve specifických podmínkách s patřičnou vyšší kontrolou průběhu využíváno k lepšímu pronikání média do prostředí i tohoto jevu. Velmi specifickým příkladem přenosu těchto zkušeností do jiného oboru je využití **intrúzní klakáže** s pískovou směsí při těžbě zemního plynu z břidlic tzv. frakováním od 90. let (2. část seriálu).
  - **Injektáže výplňové** patří také do skupiny tohoto principu, ale jsou jejich specifickou větví. Jsou zaměřeny na zaplnění dutin větších rozměrů zrnitější injekční směsí a budeme se jim rovněž samostatně věnovat.
- Druhou hlavní skupinou metod jsou modernější aplikace, zařazené podle hlediska principu **způsobujícího přetvoření** v prostředí základové půdy. Docílí se u nich záměrného přetvoření, stlačení nebo posunu horninového prostředí.
- Různými experimenty, uskutečněnými



Obr. 3: Hustá cementová injekční směs používaná pro zhutňovací injektáž od roku 1985 v Evropě (Bachy)

v rozmezí 50. až 80. let minulého století, bylo řízenými klakážemi nebo **zhuťňovací injektáží** prokázáno, že lze vyvolat značnou deformaci základové půdy. Z toho byla odvozena **rektifikační injektáž**, kterou lze provádět doteď dodatečnou korekcí nadměrného sedání staveb kontrolovaným zvedáním jejich podkladů. Později, při dostupném komplexnějším monitoringu v 90. letech, došlo také na **kompensační injektáž**, při které jsou plynule vyrovnávány deformace zapříčiněné budováním stavby. Vývoj těchto metod pojednáme podrobněji v dalším textu.

Zvláštní skupinou jsou samostatné metody speciálního zakládání odvozené z klasických injektáží:

- Principem těchto aplikací je **podpurná injektáž** pro zřízení štíhlých základových prvků, jako jsou **mikropiloty, hřebíky a kotvy**. Byly nově zaváděny zhruba od 50. let minulého století. Těmito metodami se budeme zabývat v 16. části seriálu.

Další odvozenou a velmi specifickou skupinou jsou pak aplikace založené na prolínání injektáže s několika dalšími technologiemi zlepšování základových půd.

- Jedná se především o metodu **tryskové injektáže**, která pracuje s principy a postupy odlišujícími se zásadně od konvenční technologie injektáže. Byla zaváděna až s příchodem nové techniky od 80. let a kombinuje injektáž a vmíchávání směsi do základové půdy i s jejím současným nahrazováním. Tomuto technologickému systému se budeme věnovat v příštích dílech našeho seriálu. Nyní tedy budou nově zmíněné metody popsány podrobněji.

### Kontaktní injektáž

Z klasických penetračních injektáží se časem vydělily metody injektáže puklin a trhlin ve skalních horninách nebo spár v kontaktní konstrukci či mezi konstrukcí a základovým prostředím. Tyto technologie se sice odvinuly od konvenční cementové injektáže hornin, ale postupně u nich byly vypracovány zvláštní postupy, odpovídající těmto podmínkám. Typickým příkladem zvláštní aplikace je injektáž smršťovacích spár v betonových přehradách a zejména kontaktů ostění u podzemních staveb, obzvláště tunelů. Časté použití je také pro opravy různých poruch. U nás byla kontaktní injektáž poprvé uplatněna v rozsáhlém měřítku v roce 1970 Speciálním závodem 07, o. p., Vodní stavby na stavbě klenbové hráze Vrchlice u Kutné Hory o výšce 40,8 m. Těleso hráze ze železobetonových bloků bylo při výstavbě zmonolitně injektáží spár mezi hotovými bloky cementovou směsí (obr. 2). Je jedinou přehradou tohoto typu v ČR.

### Výplňová injektáž

Zaplňování dutin obvykle velkých rozměrů, jako jsou kavery jeskynních prostor nebo opuštěná důlní díla, je také zvláštní technologickou větví, oddělenou z klasických injektáží. Vyznačuje se používáním zrnitější injekční směsi s objemnými přísadami levnějších materiálů, jako jsou například elektrárenské popílky, a obvykle i nižšími použitými tlaky. Patrně první větší použití tohoto typu injektáže představovalo vyplnění vytěžených podzemních křídových dolů v anglickém Woolwich v roce 1956. Většina prostor byla zaplněna volným tokem suspenze ze samotného popílku přes vrty do hloubky 12 m s využitím jeho hydraulických vlastností. Spotřebovalo se zde celkem 45 000 m<sup>3</sup> popílku z blízkých elektráren. Zbylé dutiny byly zainjektovány dodatečně. Jinak nezanechaly tyto práce v historii injektáží výraznou stopu kromě ojedinělých rekordních výkonů v objemech a vzdálenostech při vyplňování důlních děl. V tuzemsku bylo první velkou prací tohoto druhu vyplňování havarijních kaveren, vypláchnutých pode dnem plavební komory v Brandýse nad Labem v roce 1977. Speciální závod 07, o. p., Vodní stavby provedl



Obr. 5: Světově první průmyslově rozšířené čerpadlo cementové malty Rex Pumpcrete z konce 30. let v USA, po restaurování (RexCon)



Obr. 4: Oprava betonového chodníku pneumatickým zařízením Koehring-Mudjack s nožovým hnětačem směsi a pístovou pumpou v USA v roce 1939 (Internet)

výplňovou injektáž z vrtů skrz dno a stěny komory zvláštní jílocementovou směsí a dotěsnil ji chemickou směsí z vodního skla.

### Zhuťňovací injektáž

Je to samostatná, původně jen výhradně americká, zvláštní injekční metoda, způsobující přetvoření základového prostředí v měkké nebo kypré zemině. Jedná se o vtlačování podstatně hustšího média, směsi malty s velkým vnitřním třením, k ústí zavrtané injekční trubky (obr. 3).

Postup je vzestupný se současným povytahováním pažnice. Injektovaná malta vytváří roztlacením okolní zeminy **betonové inkluze** cibulovitého tvaru. Všeobecnou inspirací byl ve Spojených státech tradiční, již od 30. let minulého století až dodnes široce využívaný, způsob oprav betonových vozovek nazývaný „mudjacking“. Vynalezl ho v roce 1929 John Poulter v lowě při využití tehdy světově prvního patentu na čerpadlo malty (z roku 1913). Šlo o jednoduché pneumaticky poháněné zařízení, kterým se do vrtu v proláklíně desky vtlačovala malta namíchaná z místní hlíny s cementem. Tlakem vpravované směsi se výmol zvednutím desky vyrovnal (obr. 4). Pracovní tlak směsi byl však malý, jen do cca 2 MPa, a neumožňoval tak rozšíření zásahu na hlubší vrstvy.

K další inspiraci vedlo v USA průmyslové zavedení čerpadla wisconsinské firmy Chain Belt Co. pod názvem Rex Pumpcrete (obr. 5) od poloviny 30. let. Bylo ještě mechanicky poháněné, proto trpělo poruchovostí provozu při zvýšeném odporu čerpání. Také dosahovalo jen mírně vyššího tlaku – do cca 5 MPa, takže k myšlenkám na injektáž ještě nevedlo. Ale již iniciovalo využití pro důležitou inovaci ve speciálním zakládání, a sice piloty CFA firmou Intrusion Prepack v Ohio ve 40. letech (6. část seriálu). Při jejich aplikaci ve velmi měkkých zeminách se začalo diskutovat o možnosti roztláčovacího a zhuťňovacího účinku tlakové betonáže v základové půdě. Na začátku 50. let se začal kalifornský inženýr James Warner zabývat myšlenkou využít mudjacking i pro zvedání pokleslých základů a hledal silnější model čerpadla. Tehdy byly známé první prototypy hydraulických čerpadel malty s výhodnějším pracovním režimem



Obr. 6: Typická sestava vrtné soupravy a míchačky s injekční pumpou Putzmeister, používaná pro zhutňovací injektáž menšího rozsahu od roku 1986 britskou firmou Cementation (Cementation)

při nárůstu odporu čerpání. Spojil se s inovátory těchto čerpadel, bratry Bennetovými, kteří vyvinuli první hydraulické rameno pro usnadnění čerpání z automobilu na staveništi. James Warner s jejich pomocí vyvinul potřebné zařízení s vyšším tlakem směsi kolem 7 MPa, s nímž pak začal svůj nápad realizovat. V průběhu dalších třiceti let se jeho metoda injektáže osvědčila pro rektifikaci sedání mnoha menších staveb a získala věhlas pod nynějším názvem „zhutňovací injektáž“ (compaction grouting). V roce 1977 byl realizován velký a významný projekt vyztužení kyprého štěrkopískového nadloží pro kompenzaci sedání povrchu při stavbě městské rychlodráhy v Baltimoru ve státu Maryland. Injektáž byla prováděna těsně před ražbou a ihned po ražbě tunelů. Pak se tato metoda rozšířila v USA na řadu dalších aplikací, například pro zlepšení kavernozních vápenců nebo pro ochranu zemin před ztekcením při zeměměření. Přispěla k tomu i nová dostupnost daleko lepších čerpadel na beton. V roce 1985 byla metoda převzata v Evropě (obr. 6) a v roce 1990 v Japonsku.

Ukázkovým příkladem bylo využití zhutňovací injektáže firmou Soletanche pro rozsáhlý komplex budov na ploše téměř 1 ha v monackém přístavu Fontvieille v roce 1986. Bylo tak provedeno zvýšení ulehlosti podzákladí do hloubky až 20 m přes vrstvy náplavů a siltovitých písků (obr. 7). U nás však nebyla dosud z důvodu malého výskytu vhodných zemin tato metoda použita.

### Rektifikační a kompenzační injektáž

Nezávisle na americké cestě zhutňujících injektáží se na jiných místech ve světě rodila myšlenka, jak pozitivně využít zatím nepříznivě hodnoceného jevu nadzvedání terénu v průběhu některých klasických injektáží. V Evropě se to nejprve zhruba od 70. let zkoušelo při metodách následné rektifikace sedání. Využívalo se především klakáže při vyšších tlacích injektáže s konvenční jíloce-mentovou směsí, což zapříčinilo nadzvedávání nadloží. Testováno bylo rovněž vytváření plochých intruzí speciálními hustšími směsmi. Omezujícím činitelem řízení tohoto

procesu byla tehdy schopnost měřit a vyhodnocovat velmi malé reakční posuny konstrukcí v potřebné rychlosti. K dispozici byla jen pomalá i nedostatečně přesná, ručně vyhodnocovaná optická nivelace. V tuzemsku takto provedl první injektážní rektifikaci o. z. Speciální zakládání staveb v roce 1979 při sanaci poklesů tří 180 m dlouhých tunelových šamotových pecí ve Velkých Opatovicích. Sanační injektáž trhlin vysušených illitických jílu v podzákladí byla prováděna z pěti pomocných šachet klasicky jíloce-mentovou směsí (obr. 8).

Výše uvedený příklad předběžného a následného vyrovnání sedání nadloží při ražbě baltimorských tunelů v roce 1977 ještě neodpovídal pozdější definici kompenzační injektáže, kterou chápeme jako průběžné vyrovnávání deformací v reálném čase a v současné přímé reakci na probíhající budování stavby. První skutečně kompenzační akce se tedy mohly uskutečnit teprve tehdy, až bylo k dispozici přesnější a rychlejší měření pohybů konstrukcí. Tradiční optické sledování geodety s ručně vyplňovanými tabulkami ale pro tento účel nepostačovalo. Hledal se proto systém komplexního monitoringu mnoha sledovaných míst se současným vyhodnocováním deformací stavby v bezprostředním čase průběhu injektážního zásahu. Ten mohl být jedině elektronický. Od 70. let byly zkoušeny zejména ve Velké Británii, kde nebyl vývoj průmyslu zásadně omezen válkou, různé elektronické snímače posunu a zejména inklinometry. V Německu byl v té době sestrojen systém hydraulického okruhu hydrostatických vodováh s induktivními snímači posunu plováků, zapojenými do elektronické sběrné datové centrály. U nás byl tento systém použit mezi prvními světovými aplikacemi v roce 1975 při přesunu mosteckého kostela podnikem Transfera (obr. 9).

Později byl tento systém ve vylepšené verzi s počítačovým záznamem a výstupem tiskárny využíván firmou Zakládání staveb, a. s., pro různý komplexní monitoring konstrukcí. Výborně se například osvědčil při mimořádném projektu dodatečné injektážní rektifikace naklánějící se devítipodlažní obytné



Obr. 7: Hlubinné zvýšení ulehlosti podzákladí z kyprých zemin zhutňovací injektáží na stavbě obytného komplexu v monackém přístavu v roce 1986 (Soletanche)



Obr. 8: Vrtání pro injektáž z pomocné šachty k rektifikaci tunelových pecí ve Velkých Opatovicích v roce 1979 (Zakládání staveb, a. s.)

budovy z roku 1974 v Brně-Jundrově v roce 1989 (obr. 10). Po postupném nerovnoměrném sedání v důsledku promáčení spraší v podzákladí dosáhl v roce 1987 náklon domu v místě střechy 532 mm a dům musel být vystěhován. Rektifikační zásah zde měl i obecné technické rysy kompenzace deformací. Nejprve vytvořil konsolidační injektáží 16 m hluboký blok zpevněného podzákladí a zastavil tak další sedání. Poté byl dům řízeně na určených místech nadzvednut rektifikační injektáží, opřenou o tento blok. Tak byly vyrovnány nerovnoměrné poklesy, jejichž difference byla až 250 mm. Obdobné systémy sledování byly také zpočátku používány na projektech již průběžných kompenzačních injektáží. První provedla firma Keller v roce 1989 v německém Essenu při ražbě tunelů podzemní dráhy pod továrnou s citlivým zařízením. Na základě zejména této zkušenosti uspěla obdobně v roce 1995 firma Soletanche-Bachy v Londýně při ražbě linky metra Jubilee Line. Ve velmi husté zástavbě použila složitější systém s rámcově komputerovaným navrhováním a řízením injektáží. Další průlomové vylepšení monitoringu deformací pak zavedla v roce 1996 monitorovací divize této firmy Soldata s pomocí počítačem řízeného systému motorového teodolitu (obr. 11).

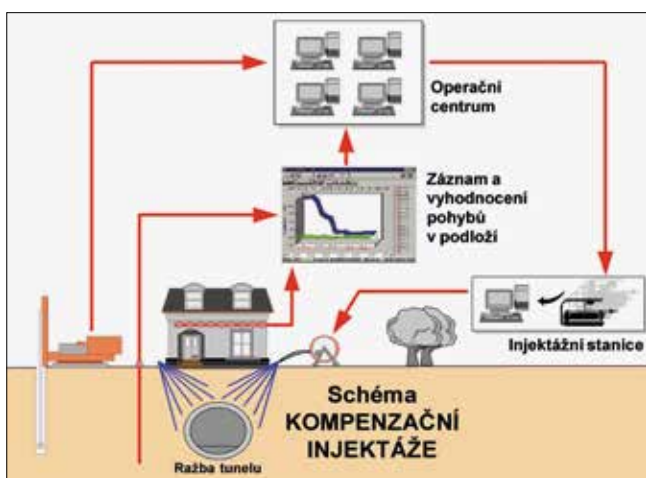
Optický princip sledování spolu s hloubkovými inklinometry se potom staly hlavními nástroji kontroly kompenzačních injektáží. Firma Soletanche-Bachy v roce 1996 vedla rozsáhlý mezinárodní projekt na optimální modelování a kompenzaci deformací základové půdy při podzemních stavbách v reálném čase (COSMUS). Na jeho základě pak principiálně sřetěžila veškeré navrhování, řízení a vyhodnocování injektáží do uzavřeného



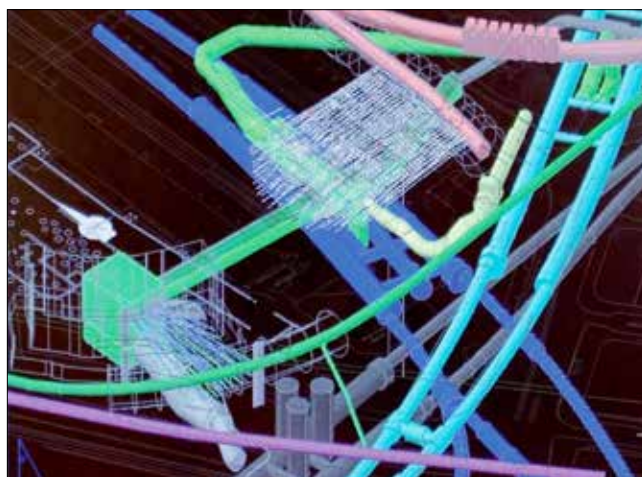
Obr. 9: Skřínky elektronicky snímané hydrostatické nivelace (zakryté folií) s okamžitým přenosem dat do centrály Hottinger na podvozcích přesunu mosteckého kostela v roce 1975 (TS Plzeň, a. s.)



Obr. 10: Dodatečná injektážní rektifikace devítipodlažního objektu v Brně-Jundrově, archiv Zakládání staveb, a. s.



Obr. 12: Znárodnění komplexního systému počítačového řízení kompenzačních injektáží z mezinárodního programu COSMUS v roce 1996 (Soletanche-Bachy)



Obr. 13: 3D projekt umístění vějířů injektážních vrtů mezi stávajícími konstrukcemi a sítěmi v podzemí pro rozšíření stanice metra King's Cross v Londýně v roce 2006 (Soletanche-Bachy)



Obr. 11: Optický systém monitoringu pohybu konstrukcí při kompenzační injektáži pomocí automatických teodolitů na stavbě metra v blízkosti katedrály Sagrada Familia v Barceloně v roce 2003 (Soldata)

auto-adaptivního cyklu počítačových programů (obr. 12). Bloky tohoto komplexu tvořily:

- předpověď sedání a definování odpovídajících programů kompenzační injektáže;
- projektování injektážních vrtů 3D (obr. 13);
- monitorování a kontrola injektážních čerpadel, záznam údajů o parametrech – tlaku, průtoku a obsahu;
- geoskopický modul umožňující analýzu naměřených dat monitoringu, automatických teodolitů a dalších senzorů;
- software na zpracování údajů a řízení prací.

Tato komplexní koncepce nastavila pro kompenzační injektáže úroveň rozvoje a směřování na další roky. Stala se i příkladem k následování pro všechny ostatní. V tuzemsku provedla první kompenzační injektáž firma Zakládání staveb, a. s., při ražbě pražského tunelu Mrázovka v roce 2001. Byly tak zajištěny obytné domy v poklesové kotlině v Ostrovského ulici.

Ing. Jindřich Řičica, ADSZS

### The history of special foundation – Part 15

Our sequel enters in this part into very diversified field of activities in soil improvement by grouting, with methods rather different from that so far dealt with in previous parts. From the point of history the yet talked over methods of grouting could be called classic. Further applications and more modern methods evolved later on from the former ones. To put light on classification of these methods we now keep with the specific terminology introduced for standards of grouting discipline after year 2000. Connection with the derived from autonomous methods of special foundation in which grouting technique plays important supporting role is outlined there as well. We shall however deal with them in more detail in next part.

# REVIZNÍ PROTOKOL PRO OVĚŘENÍ DOSTATEČNOSTI GEOTECHNICKÉHO PRŮZKUMU

*Po téměř sedmiletém úsilí se podařilo v rámci profesního informačního systému ČKAIT (České komory autorizovaných inženýrů a techniků) – Profesis – publikovat Revizní protokol pro ověření dostatečnosti geotechnického průzkumu. Tento protokolární soupis má sloužit k prověření dostatečnosti geotechnického průzkumu (GP) podle požadavků společného článku 5.1.5 evropských technologických norem pro práce speciálního zakládání staveb, vypracovaných technickou komisí CEN/TC 288 Provádění speciálních geotechnických prací, v jejich revidovaných a aktualizovaných zněních zaváděných od roku 2015.*

**K** technologickým normám v oblasti speciálního zakládání staveb se společným požadavkem na náležitý a dostatečný geotechnický průzkum patří např. ČSN EN 1536: *Vrtané piloty*, ČSN EN 1537: *Injektované horninové kotvy*, ČSN EN 1538: *Podzemní stěny*, ČSN EN 12699: *Ražené piloty*, ČSN EN 14199: *Mikropiloty*, ČSN EN 12716: *Trysková injektáž* a další, které jsou v naší praxi dokonale známy, používány a dodržování jejich ustanovení je důsledně vyžadováno. Tento dokument je založen i na ostatních požadavcích společné kapitoly 5. těchto norem nazvané Geotechnický průzkum, která v následujících citovaných člancích stanovuje:

- 5.1.1 Geotechnický průzkum musí splnit požadavky, které jsou uvedeny v ČSN EN 1997-1 a ČSN EN 1997-2.
- 5.1.2 Hloubka a rozsah geotechnického průzkumu by měly být dostatečné k identifikaci všech formací a vrstev základové půdy ovlivňujících stavbu, k určení příslušných vlastností základové půdy a k poznání podmínek základové půdy (např. při spolehnutí na únosnost v patě by mělo být prokázáno, že pod žádnou možnou geologickou vrstvou pro založení neleží bezprostředně nedostatečně únosná geologická vrstva, ve které existuje možnost porušení propíchnutím nebo nadměrnými posuny).
- 5.1.3 Při určení rozsahu průzkumu staveniště by měla být vzata do úvahy příslušná zkušenost s prováděním srovnatelných základových prací za podobných podmínek a/ nebo v blízkosti staveniště (odkaz na příslušnou zkušenost je povolen, když jsou skutečně řádné ověřovací postupy, např. pomocí penetračních, presiometrických nebo jiných zkoušek).  
*POZNÁMKA: Návod na hloubku a rozsah průzkumů je dán v ČSN EN 1997-2.*
- 5.1.4 Zpráva o geotechnickém průzkumu musí být k dispozici včas, aby umožnila spolehlivý návrh a provedení geotechnické konstrukce.
- 5.1.5 Dostatečnost geotechnického průzkumu pro návrh a provedení geotechnické konstrukce musí být prověřena.
- 5.1.6 Jestliže není geotechnický průzkum dostatečný, musí být proveden dodatečný (doplňkový) geotechnický průzkum.

Protokol je doplněn podrobným doporučením pro rozsah geotechnického průzkumu dle ČSN EN 1997-2, příloha B3, s úpravou podle tuzemských zkušeností a také informativní přílohou s návodem k zařidování do geotechnických kategorií.

Původně byl tento Protokol vytvořen v rámci Evropské federace dodavatelů speciálního zakládání staveb (EFFC), již je naše republika dlouholetým členem (ADSZS), a doporučen byl jednotlivým národním pobočkám k jeho eventuálnímu dopracování a zejména pak k používání. U nás byla snaha připojit tento dokument do Národní přílohy k návrhové normě ČSN EN 1997-1 (*Eurokód 7*), nicméně přes výrazný odpor zejména ze strany pracovníků v inženýrskogeologickém průzkumu se to nezdařilo. Tito kolegové, sdružení v ČAIG, vypracovali tzv. předběžnou normu ČSN P 731005: *Inženýrskogeologický průzkum*, která se však důsledně vyhýbá jakýmkoliv kontrolním mechanismům, na jejichž základě by mohl uživatel těchto průzkumů zhodnotit a zkontrolovat jejich dostatečnost, a tedy i míru jejich praktické použitelnosti ve vztahu k navrhované geotechnické konstrukci. Geotechnický průzkum je v našich podmínkách nejčastěji objednávan investorem a řídí se obchodním vztahem mezi objednatelem a zpracovatelem, přičemž preferovány jsou zejména ekonomické zájmy obou účastníků a vlastní účel průzkumu se potom vytrácí. Výsledkem je Závěrečná zpráva, která nesplňuje svůj účel, nepřispívá ke snížení geotechnických rizik staveniště a mnohdy je jako podklad pro návrh geotechnické konstrukce prakticky nepoužitelná.

Avizovaný Revizní protokol nechce zasahovat do práce inženýrských geologů ani jim jakkoliv radit, je spíše orientační pomůckou pro projektanty geotechnických konstrukcí, popř. přípraváře a technology, aby jim poskytl jistý návod k prověření dostatečnosti předložených geotechnických průzkumů, které tvoří jeden z rozhodujících podkladů pro projekt a následně i pro realizaci geotechnické konstrukce. Tento dokument byl nakonec připraven Aktivem geotechnika ČKAIT podle tuzemských podmínek jako pomůcka pro potřeby autorizovaných inženýrů-geotechniků a příbuzných specializací. Může tak pomoci při jednání s objednatelem ve věci doplnění chybějících

geotechnických podkladů a časem, jak doufáme, může pomoci k vytvoření optimálního stavu, kdy inženýrští geologové budou již ve stadiu příslušného průzkumu úzce spolupracovat s projektanty geotechnických konstrukcí, a nikoliv pouze se svým objednatelem.

Revizní protokol se skládá ze 4 částí:

1. Úvod,
2. Revizní protokol geotechnického průzkumu (GP),
  - 2.1 Všeobecné informace,
  - 2.2 Přehled průzkumu,
  - 2.3 Klasifikace do geotechnických kategorií (GK),
  - 2.4 Průzkum pro 1. GK,
  - 2.5 Průzkum pro 2. GK,
  - 2.6 Průzkum pro 3. GK,
3. Návod k zařidování do geotechnických kategorií,
4. Podrobná doporučení pro rozsah GP.

Aktiv Geotechnika při ČKAIT apeluje na kolegy – projektanty, přípraváře a realizátory geotechnických konstrukcí –, aby se s tímto stručným a praktickým návodem seznámili a zejména aby jej ve vlastním zájmu využívali a nebáli se upozorňovat na nedostatky inženýrskogeologických průzkumů a důsledně vyžadovali jejich nápravu. Domníváme se, že to je přinejmenším jedna z významných cest k nápravě velmi neutěšené současné situace v oblasti geotechniky.

**Doc. Ing. Jan Masopust, CSc.,**  
ČVUT, Fakulta stavební, Praha

## *Revision protocol for verifying the sufficiency of a geotechnical investigation*

*After almost seven years of effort, the Professional Information System ČKAIT (Czech Chamber of Authorized Engineers and Technicians) - Profesis - was able to publish the Revision Protocol for verifying the sufficiency of the geotechnical investigation. This protocol is intended to verify the sufficiency of the geotechnical investigation (GI) according to the requirements of Joint Article 5.1.5 of the European Technology Standards for Special Building Creation, prepared by Technical Committee CEN / TC 288 Implementation of Special Geotechnical Works in their revised and updated versions introduced since 2015.*





# STATICKÉ PRVKY ZHOTOVENÉ TECHNOLOGIÍ PODZEMNÍCH STĚN – JEDNO ZE STABILIZAČNÍCH OPATŘENÍ SANACE SESUVU NA STAVBĚ 0805 DÁLNICE D8 NAD OBCÍ LITOCHOVICE

*Článek popisuje návrh a realizaci dílčího sanačního opatření – 13 statických prvků pro stabilizaci rozsáhlého sesuvu z června 2013, který postihl stavbu dálnice D8 v úseku Lovosice-Řehlovice nad obcí Litochovice. Statické prvky byly zhotoveny technologií monolitických podzemních stěn tloušťky 1000 mm v uspořádání trvale kotvených H-profilů. Toto řešení bylo vzhledem ke své tuhosti a hloubkovému dosahu vyhodnoceno jako optimální a obtížně zaměnitelné. Návrh statických prvků byl náročným a postupným procesem, který musel zohledňovat geotechnickou složitost území a značné zatížení statických prvků na smykových plochách. Statické prvky byly součástí souboru souvisejících sanačních opatření zajišťujících trvalou stabilizaci dotčeného území dálnice a součástí výstavby hlavní trasy stavby 0805 dálnice D8.*

**S**tavba D8 0805 Lovosice-Řehlovice je částí uceleného dálničního tahu dálnice D8 Praha – st. hranice ČR/SRN. Začíná na mimoúrovňové křižovatce se silnicí I/15, resp. I/30 (MÚK Lovosice), kde navazuje na stavbu 0804, a končí na MÚK Řehlovice, kde navazuje na stavbu 0806. Celková délka stavby 0805 je 16,412 km. Hlavní trasa je navržena v kategorii D 27,5/120. Součástí stavby jsou tři mimoúrovňové křižovatky (Lovosice, Bílinka a Řehlovice), tunely Pracovice a Radejčín a 16 dálničních mostů. V období 27. 5. až 7. 6. 2013 došlo po déletrvajících deštích k aktivaci rozsáhlého sesuvu o rozměrech cca 500x200 m a objemu asi 500 tisíc metrů krychlových zeminy s odlišnou hranou v prostoru hrany lomu Dobkovičky. Sesuv svou akumulací postihl nejen železniční trať Lovosice-Teplice, ale i níže budované těleso dálnice D8 v km cca 56,300–56,500 nad obcí Litochovice. Při sesuvu došlo k proudovému posunu o cca 40–60 m. Mocnost posunutých zemin dosáhla 5–10 m.

*Letecké foto sesuvu, stav 06/2013*

## Geologické poměry

Zájmové území leží na severovýchodním okraji Českého středohoří – v jedné z nejrozsáhlejších sesuvných oblastí v ČR. Podrobnému popisu geologických poměrů zde věnujeme záměrně velký prostor, aby bylo zřejmé, s jakými riziky se stavby v takovém území musejí vypořádat. Dálnice ve staničení km 55,500–58,280 zasahuje do severovýchodního úbočí svahu vulkanického vrchu Kubačka (542 m n. m.), vypínajícího se vysoko nad labskou soutěskou (Labe 150 m n. m.). Morfologicky se jedná o stupňovitý svah, na jehož povrchu jsou zřetelné akumulace dílčích čel fosilních sesuvů, včetně recentního sesuvu z roku 2013. Oblast je historicky známa výskytem dokumentovaných svahových deformací různého typu a stáří, a to od fosilních blokových deformací o mocnostech až 40 m přes starší dočasně uklidněné sesuvy různých tvarů až po mladé aktivní sesuvy. Sesuvné projevy

přímo v místě řešeného sesuvu byly zmapovány v roce 1972. Průzkumné práce uskutečněné po sesuvné události ověřily mocnější sesuvné akumulace s hloubkou smykové plochy 13–17 m pod čelem aktuálního sesuvu.

## Předkvartérní podklad

Větší část předkvartérního podkladu zájmového území je tvořena svrchnokřídovými prachovitými slínovci březenského souvrství. Křídové slínovce přípovrchové vrstvy jsou do cca 10–14 m silně rozpadavé, s nevýraznou vrstevnatostí a s výrazným rozpadem podle puklinových směrů. Jedná se většinou o horniny poloskalní třídy R5–R6 až s přechodem do zemin třídy F7–F8 (dle ČSN 73 6133). Slínovce jsou často podrcené a proklouzané podle subhorizontálně uložených vrstevních partií často sklony svahu (úklon do 10–15° k SV do údolí Labe). Hornina je prachovitá až





Ohlasy na smykové ploše



Obnažená smyková plocha během přípravných zemních prací



Lokální svahová destabilita během odtěžování tělesa dálnice, již pod zajištěním stat. prvky. V oblasti smykové plochy jsou výrazné vrstvy uhlénoho detritu.

jílovitá se zřetelným střídáním kompaktnějších a měkčích poloh, má až charakter flyše. Pevnější polohy o mocnosti do 0,3 m bývají více rozpukané a jsou vhodným prostředím pro pohyb podzemní vody. Jemnozrnnější plastické polohy se v masivu chovají jako izolátory. Jedná se většinou o horniny poloskalní třídy R5, místně až R4. Křídové slínovce jsou místně proraženy tělesy terciérních intruzí čedičů, fonolitů, trachytů, trachyandezitů, andezitů a brekcí, které tvoří pravé žíly, ústí sopouchů a lávové proudy vycházející až na povrch terénu, kde tvoří dílčí rozlivy. Takový čedičový proud tvoří i vrchol Kubačky, který je v současnosti těžen lomem Dobkovičky. Vlivem rozpukání vulkanitů a působením gravitace postupně docházelo na hraně lávového proudu k odlamování bloků z okrajů proudu a k jejich opakovanému sjíždění po plastičtějších podložních slínovcích do labského údolí. Ve výplních svahových depresí na úbočích svahů se místně zachovaly reliktu terciérních pyroklastik – tufů až tuftů. Tvoří polohy o mocnosti 1–4 m a na bázi bývají většinou zvodnělé. V části území byly zastíženy i reliktu terciérních jezerních pánevních sedimentů charakteru šedých jílu až jílovců, které prstovitě pronikaly do depresí tektonicky porušeného křídového podkladu. Po ukončení křídové sedimentace a během průběhu hlavní vulkanické fáze byly tyto deprese zaplavovány jezery, která posléze, po výzdvihu oblasti, opět postupně zanikala. Charakteristická je zde příměs organogenního materiálu s drobnými polohami prouhelněných šedočerných organických jílu, které mohou v nejhlubších částech místních depresí tvořit tenké 0,1–1 m mocné, slabě zvodnělé polohy. Slínovce v přípovrchové zóně byly opakovaně postiženy svahovými pohyby již od pleistocénu. Jedná se převážně o plížení svrchní horninové vrstvy zvětralínové zóny, která může predisponovat a tvořit až tzv. fosilní sesuvy. Mocnost takto porušené svrchní olivově šedé vrstvy slínovců dosahuje do cca 10–14 m sostrým přechodem do podložních modrošedých slínovcových poloh. Starší svahové pohyby jsou vázány na posuny tektonicky

vyzdvižených a zakleslých ker křídových slínovců, rozbitých průniky vulkanických hornin. Z archivních údajů byl zjištěn fosilní sesuv v celé ploše předpolí recentního sesuvu Dobkovičky v místech, kde mezi dvěma pevnějšími vulkanickými žilami jsou dokumentovány zakleslé kry křídových slínovců. Podložní křídové horniny tímto korytem pomalu a dlouhodobě sjíždějí do labského údolí (pohyby typu creep) a tyto pohyby se promítají i do nestability nadložních soliflukčně přemístěných slínovců a kvartérních suťových akumulací. Vznikají tak vhodné podmínky pro opakované svahové pohyby, které mohou být eskalovány klimatickými podmínkami v období normálních srážek.

#### Kvartérní sedimenty

Pokryvné útvary zkoumaného území jsou tvořeny převážně kvartérními deluviálními sedimenty (svahové uložení a hlinitokamenité sutě ukládané vlivem gravitace) o mocnosti do max. 10–12 m. Místně byly zastíženy i reliktu eolických sedimentů typů spraš o mocnosti do 1 m a v oblasti Litochovic, při patě svahu, i reliktu vyšších šterkopískových teras řeky Labe, pravděpodobně pleistocenního stáří, o mocnosti do 4–6 m.

#### Tektonika

Zájmové území je postiženo tektonikou. Krozpukání, poklesu a výzdvihu jednotlivých ker slínovce došlo v terciéru, kdy vlivem průniku intruzí vulkanitů byly křídové sedimenty vyzdviženy a rozlámány na dílčí kry, které se pak vlivem gravitace snadněji rozpohybovaly. Původní mírný úklon vrstevních ploch, dosahující max. do 5° s úklonem k V až SV, se vyzdvižením při průniku vulkanitů v okolí vulkanických intruzí zvětšil, čímž byly místně překročeny hodnoty smykové pevnosti především přípovrchové polohy zvětralínového pláště. Zvýšený úklon vrstevních ploch spolu s jejich porušením následně umožnil větší vsakování srážkové vody a její rychlejší proudění, čímž došlo i ke zvýšené náchyllosti svahů k poruchám stability a následně k sesouvání.

#### Hydrogeologické poměry

Zájmové území jenamnožství podzemní vody poměrně chudé, podzemní voda je vázána ve třech úrovních:

1. Báze kvartérních sutí s polohami terciérních sedimentů (tufů, uhlénohých proplátek) s mělkým oběhem podzemní vody. Infiltrační oblast zahrnuje velkou plochu zalesněných svahů úbočí Kubačky. Propustnost sutí je průlinová ( $10^{-3}$  až  $10^{-4}$  l/s). Tato zvědeň může v případě dlouhodobého srážkového deficitu dočasně i úplně vyschnout. Dalším lokálním kolektorem jsou reliktu terciérních sedimentů. Veškerá podzemní voda tohoto obzoru je soustředěna do poloh tenkých uhlénohých proplátek, které vykazují měkkou až kašovitou konzistenci. Tvoří tak plochy predisponující možné usmyknutí nadložních hornin. Tento kolektor je většinou přímo propojený s kvartérní zvodň, ze které je i sycený.
2. Rozhraní mezi skalním povrchem modrošedých zdravých a olivově šedých zvětralých slínovců. Oblast zvětralých a rozložených slínovců je z hydrogeologického hlediska méně propustná, má spíše charakter izolátoru. Její propustnost se pohybuje v řádu cca  $10^{-6}$ – $10^{-7}$  l/s, kolísá v závislosti na srážkách, míře rozpukání a hloubkovém dosahu puklin. Vlivem kapilárního vztlínání vody mohou pak v tomto typu hornin vznikat takzvané zavěšené zvodně, negativně ovlivňující konzistenci zemin.
3. Hlubší rozpukané partie modrošedých křídových slínovců. Zde je zvodnění vázané především na puklinový systém a na propustnější vrstvy pevnějších poloh slínovce, závisí na mocnosti a míře rozpukání (propustnost cca  $10^{-7}$ – $10^{-11}$  l/s). Úroveň ustálené hladiny a kapilární vztlínavost podléhá ročním variacím, které v tomto prostředí mohou činit rozdíl řádově i v metrech. Kolísání ustálené HPV v poloze navětralého slínovce i při malých přítékajících množstvích je tak pravděpodobnou příčinou aktivace různých oblastí vrstevních ploch v průběhu roku.

Výsledky vrtných prací realizovaných v oblasti pod tělesem sesuvu potvrdily, že v užší

zájmovém území pod stabilizačními prvky je zvodnění rozšířeno ve dvou hlavních místních depresích, vázaných na tektonické porušení křídových hornin. Jedná se o systém puklin a poruch ve slínovcích. Aktuální hydrogeologické poměry jsou závislé na intenzitě momentálně působících faktorů, jakými jsou například srážky a jejich infiltrace, jež jsou proměnlivé v čase. Stav hladiny podzemní vody podléhá ročním variacím, stejně jako vliv kapilární vztlávnosti, který u typu zemin a hornin zastoupených v zájmovém území může vzhledem k jejich senzitivitě hrát velkou roli. Stabilnější nejméně citlivější je v tomto případě kontakt báze kvartérních sutí a poloh zvětralého křídového slínovce.

Chemismus podzemních vod zastižených na lokalitě lze kvalitativně rozlišit na:

1. Podzemní vodu křídové zvodně: je slabě alkalická až alkalická, tvrdá až dosti tvrdá a vykazuje slabou agresivitu na beton v úrovni XA1 (síraný).
2. Podzemní vodu kvartérní s významnou příměsí vody z terciérní zvodně: je slabě alkalická až alkalická, tvrdá a vykazuje střední agresivitu na beton v úrovni XA2 (síraný).
3. Vodu z kvartérní zvodně: tento typ vody byl zastižen na výtok z pod čela sesuvu, byl hodnocený jako tvrdý, neutrální, neagresivní.

### Členění sanačních prací

Provedený způsob sanace sesuvu vychází ze zpracovaných studií proveditelnosti, které ve variantách posuzovaly možné způsoby stabilizace území. Sanace sesuvu byla dělena na dvě etapy a byla realizována v letech 2015–2016.

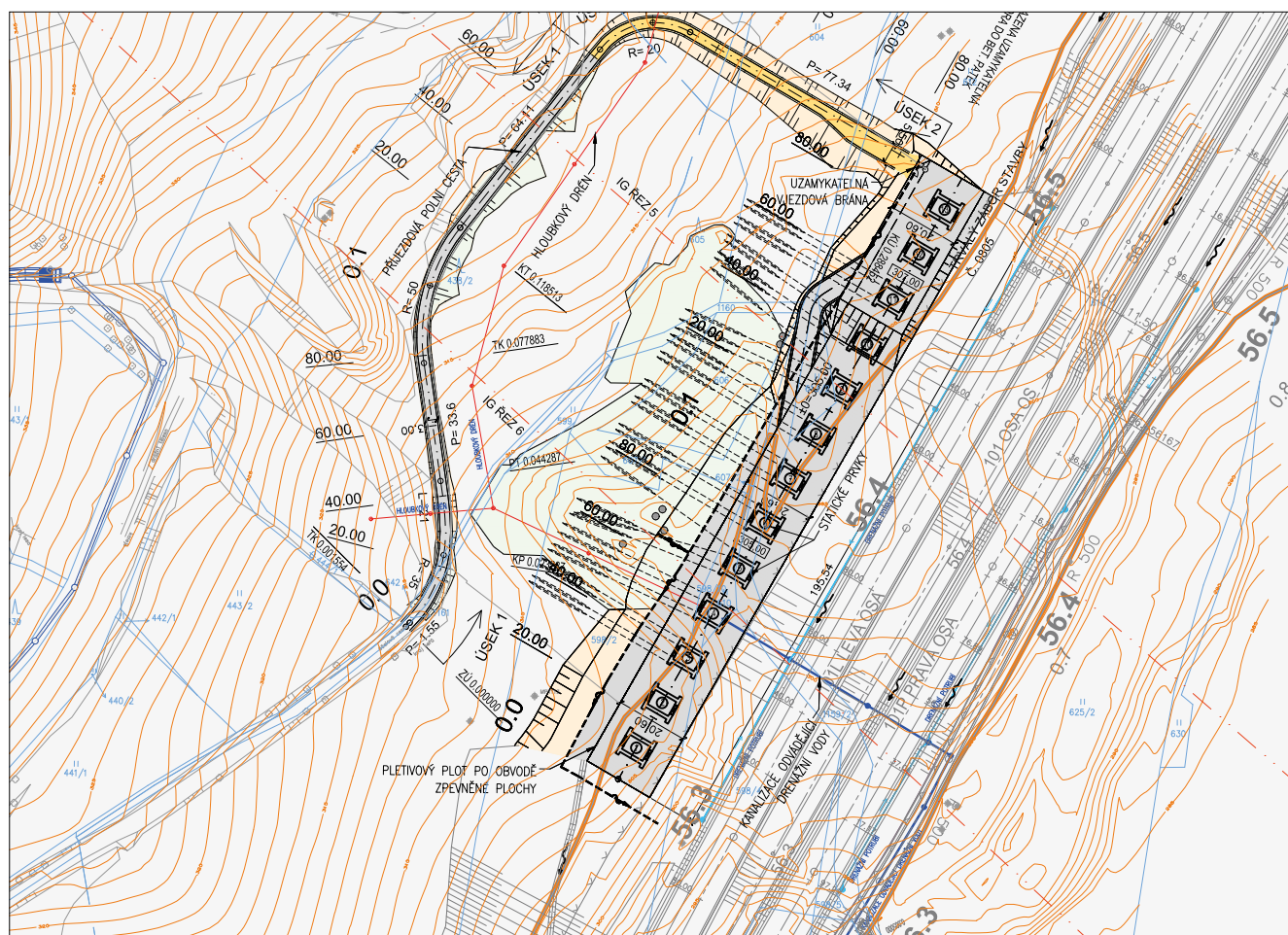
**I. etapa** spočívala v **odtěžení cca sedmdesáti tisíc kubíků odvalu a kameniva z horní části sesuvného území a vytvoření povrchového odvodňovacího příkopu sbírajícího vodu**, která při přívalových srážkách stéká i z prostoru přilehlého lomu. Etapa byla realizována v souladu § 177 zákona č. 183/2006 Sb., o územním plánování a stavebním řádu (tzv. stavební zákon) jako mimořádný postup a stavebně byla dokončena na přelomu let 2015 a 2016. Výsledné řešení **II. etapy** sanace vychází ze zvolené varianty technické studie proveditelnosti II. etapy sanace sesuvu na D8 v km 56,300–56,500 (AZ Consult, spol. s r. o., 01/2015), modifikované podle požadavků objednatele. Řešení spočívá v realizaci **kotvených statických prvků realizovaných technologií podzemních stěn v prostoru nad dálničním tělesem, odvodnění území nad tělesem dálnice pomocí hloubkového drénu a odvedení drenážních vod do stávající vodoteče** údolí V Ječkách a jí dále přes obec Litochovice do Labe.

II. etapa je dělena na další tři podetapy – A, B, C –, přičemž etapy A a B zahrnují rovněž

postup v souladu § 177 stavebního zákona, viz výše. Jejich náplní jsou stabilizační opatření v rozsahu záboru stavby 0805. Část C je pak připravována v rámci standardního stavebního řízení a zahrnuje vodo hospodářské stavby a opatření zajišťující odvedení drenážních vod ze sesuvného území vodotečí údolí V Ječkách přes obec Litochovice do Labe. Realizace statických prvků je dílčím sanačním opatřením, prvky se nacházejí v záboru stavby 0805 a realizovaly se jako její součást. Podstatným aspektem řešení, který je třeba zmínit, byla nutnost **odtěžení celého prostoru tělesa dálnice zasaženého sesuvem až na úroveň smykové plochy sesuvu**. Zhotovitel v tomto případě nemohl garantovat dostatečnou kvalitu nasunutých hmot pro podložní vrstvu tělesa dálnice, a muselo proto dojít k jejich kompletní výměně. Odtěžení prostoru dálnice bylo řešeno v rámci hlavní trasy dálnice.

### Stabilita území ve vztahu k návrhu statických prvků

Stabilita území jako celku je úzce spjata s jeho vodním režimem, resp. s úrovní hladiny podzemní vody především v kvartérní zvodni. Po sesuvu v roce 2013 se území postižené sesuvem dostalo do dočasně uklidněného stavu způsobeného především suchým obdobím, které bylo reprezentováno zakleslou hladinou



Situace části A II. etapy sanace

podzemní vody přibližně do úrovně smykové plochy proběhlého sesuvu. Provedené výpočetní analýzy v rámci projekční přípravy však prokázaly, že pokud by došlo k opakovanému zvýšení HPV např. v důsledku vydatných dešťů, dojde opět k poklesu stability. Pokles stability až na kritickou hranici a opakovaný vznik dalších svahových nestabilit před provedením sanačních opatření tak nebylo možné vyloučit. Senzitivita území byla prokázána i během vlastních stavebních prací II. etapy sanace; během terénních úprav v severovýchodní části území před realizací statických prvků (č. 11–13) a také při odtěžování tělesa dálnice pod již zajištěnými statickými prvky docházelo při obnažení smykové plochy k dílčím lokálním svahovým pohybům. Srážková aktivita tyto jevy vždy umocňovala. Zajištění stability celého území postiženého sesuvem vč. kompletního odvodnění svahu je náplní celé sanace sesuvu Dobkovičky, tj. I. a II. etapy sanace sesuvu. Realizace statických prvků je pouze dílčí částí celého souboru opatření, která zajistí trvalou stabilizaci sesuvem postiženého území. Vybudování statických prvků se pak omezuje na zajištění stability prostoru trasy dálnice na predikované smykové ploše, po které sesuv v červnu 2013 proběhl. Zásadní návrhovou a dimenzační situací byla v tomto ohledu fáze odtěžení prostoru dálničního tělesa spolu s nastoupaním HPV v území nad tělesem dálnice. Zvolený stavební postup totiž vycházel z časové souslednosti výstavby dálnice, jejíž součástí byly i statické prvky. Nebylo možné vyloučit, že k odtěžení prostoru dálnice dojde ještě před realizací hloubkového odvodnění výše položeného svahu. Nastoupaní hladiny podzemní vody destabilizující území během otevření zářezu dálnice tedy muselo být v návrhu bráno v úvahu. Statické prvky nacházející se v těsné blízkosti dálnice zároveň fungovaly během jejího odtěžení jako jakési zajištění jámy. Z výsledků provedených průzkumných prací vyplývalo, že níže po svahu směrem k dálnici

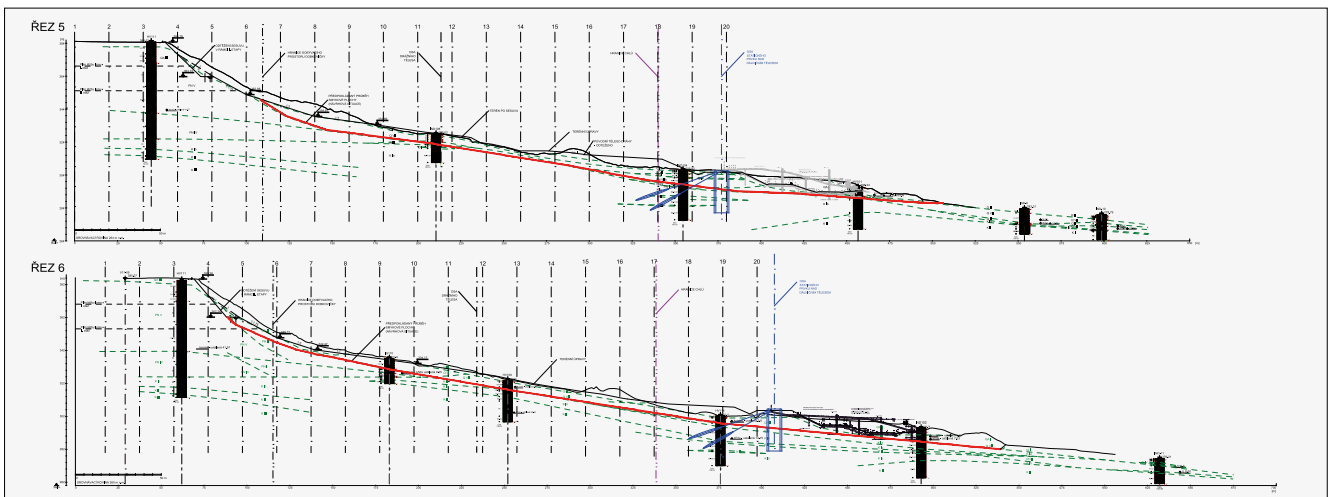


Pohled do údolí Labe během provádění statických prvků z PS, v pozadí obec Litochovice n. L.

podíl hrubě balvanité složky v akumulaci sesuvu klesá, proto umístění statických prvků poblíž tělesa dálnice rovněž snižovalo riziko zastižení balvanů velkých rozměrů, které by komplikovaly těžbu podzemních stěn. V návrhu statických prvků byla uvažována smyková plocha v hloubce 10 metrů pod úrovní terénu po proběhlém sesuvu. Na tuto úroveň bylo rovněž v návrhu uvažováno s odtěžením tělesa dálnice. Zásadními faktory pro návrh prvku byly nutná vzdorující síla, kterou každý prvek musí být schopen vyvolat v reakci na síly aktivující sesuv, hloubka odtěžení (obnažení líce prvku) a kvalita horninového prostředí, do něhož byl prvek vetknut, stanovená dle podrobného GTP. Tyto vstupní podmínky vedly ke stanovení konečného tvaru a dimenzí prvků, dále jejich počtu, rozteče a hloubky. Během odtěžení tělesa dálnice byla odebrána část pasivního přitížení působícího na vetknutou část prvku do podloží na straně od dálnice. S ohledem na statické působení prvků byl tento stav vysoce nepříznivý a vyvolal potřebu jejich kotvení. Úbytek pasivního přitížení je tedy kompenzován trvalými pramencovými

kotvami umístěnými v úrovni povrchu terénu do ztužující převázky statického prvku z podzemních stěn. Zároveň však toto řešení usnadnilo realizaci podzemních stěn v technologicky obtížných podmínkách, omezilo rozsah zemních prací v souvislosti s odtěžením prostoru dálnice a urychlilo postup výstavby s cílem zprovoznit dálnici k 12/2016. **V konečném návrhu prováděcího projektu tak bylo vytvořeno 13 statických prvků vetknutých na hloubku 15 m do podloží pod smykovou plochu. Prvky byly navrženy tloušťky 1000 mm, celkové délky 25 m a v rozteči 14,6 m.**

Původní předpoklad potřeby kotvení a délek statických prvků byl vzhledem ke skutečně dokumentovanému průběhu smykové plochy během výstavby především v krajních částech území přehodnocen. Během realizace došlo několikrát v rámci tvorby realizační dokumentace k optimalizaci řešení s ohledem na skutečně zjištěné geologické podmínky. K těmto změnám přispěl i fakt, že k vyhodnocení dodatečného IG průzkumu došlo až po započítání prací. Kotvení prvků bylo na základě stabilitních a statických přepočtů



Geologické řezy postiženým územím, červeně je vyznačena predikovaná smyková plocha

ponecháno již jen u prvků č. 3–11 a došlo ke zkrácení prvků č. 1–2 a 12–13 na délku 23 m. Maximálně zjištěná hloubka smykové plochy však dosahovala v centrální části území původních předpokladů a návrh prvků č. 3–11 nebyl tedy z hlediska dimenzí měněn. Tyto dílčí změny zohledňující skutečně zjištěný stav během realizace díla kladly vysoké nároky na všechny účastníky výstavby. Zajištění kontinuity prací i při dílčích změnách řešení pak bylo prvořadým cílem, který se díky aktivnímu přístupu všech zúčastněných podařilo dodržet.

### Technické řešení statických prvků

Oproti závěrům varianty G technické studie proveditelnosti II. etapy sanace sesuvu na D8 v km 56,300–56,500 zvolil projektant staticky výhodnější tvar prvků, a to tvar I. Statické prvky tvoří tuhé těleso složeného uzavřeného průřezu charakteru studny.

V půdorysném řezu je profil každého prvku tvořen dvěma lamelami právě tvaru I a dvěma příjímými lamelami. Příjímé lamely jsou umístěny v rovině pásnic I-lamel. Při zachování shodného objemu prací speciálního zakládání je tak oproti původní studii dosaženo tužšího prvku. Prostor takto vzniklých studen je navíc možné v případě potřeby odtěžit pod úroveň smykové plochy, uvnitř studny jímát vodu, provádět monitorovací měření náklonů, trigonometrie či sledovat vodní režim. Z prostoru studny je rovněž možné v případě potřeby provést její dodatečné kotvení nebo odvodňovací vrty apod. V rámci observačního přístupu je zvolený prvek otevřeným systémem, který umožňuje reagovat na případně dosažené varovné či kritické stavy zjištěné v rámci monitoringu.

Ve finálním řešení došlo k odtěžení pouze statického prvku č. 4. Tento prvek je situován v predikované nejhlubší poloze smykové plochy a v místě zaznamenaných nejsilnějších dotací podzemní vody. Prvek sám funguje v konečném řešení v přeneseném smyslu jako



Realizace podzemních stěn, pohled ze západního okraje území v prostoru nad tělesem dálnice

spadištvá kanalizační šachta, do níž je z náhorní strany zaústěn hloubkový drén svádějící vodu z úrovně smykové plochy z území nad statickým zajištěním. Na straně k dálnici D8 z prvku vyústuje kanalizační potrubí odvádějící vodu. Potrubí dále vede příčně pod tělesem dálnice a je do něj zaústěna i dálniční drenáž. Následně je trasa kanalizace vedena v záboru stavby 0805 podél tělesa dálnice, a to západním směrem. Drenážní vody jsou tímto způsobem sváděny do vodoteče údolí V Ječkách, kam je kanalizace zaústěna. Možnost odtěžení ostatních statických prvků je však i nadále zachována. V rámci observačního přístupu je možné v budoucnu, pokud tato potřeba nastane, jímát vodu i ostatními prvky a svádět ji do nejhlubšího místa, tj. prvku č. 4.

Rozsah a dimenze statických prvků byly navrženy s ohledem na výše uvedené skutečnosti tak, aby zahrnovaly i oblast dopadů budoucích stabilizačních opatření. Jednotlivé statické prvky jsou navrženy jako otevřené, odvodněné ve dně a opatřené šterkovým zásypem.

### Realizace statických prvků

#### Vodící zídky

Po provedení penetračních kontrolních zkoušek došlo v nezbytně nutném rozsahu k odstranění balvanů z prostoru těžby podzemních stěn a před vytvořením zpevněné plochy pro pojezd mechanizace provádějící podzemní stěny se provedly vodící prvky.

Klasické vodící zídky byly s ohledem na riziko zastížení objemných balvanů nahrazeny vodícími šablonami, které lépe plní funkci vodícího prvku v případě těžby balvanů větších rozměrů z rýh podzemních stěn.

Betonové vodící šablony jsou plošné prvky o rozměrech cca 12,1x11,5 m, provedené v tloušťce 200 mm, jejich součástí je i blok vodící zídky o tloušťce 400 mm a výšce 1600 mm, přilehlý k rýze podzemní stěny. Tolerance líce podzemní stěny je 50–150 mm. Koruna vodících zídek pro podzemní stěny byla realizována na úrovni horního líce zpevněné plochy pro realizaci podzemních stěn. Vodící zídky byly navrženy z betonu C 20/25-X0



Armokoš A1, profilu T



Vyarmovaná vodící šablona



Manipulace s armokošem A2



Spouštění armokoše A2 do vytěžené rýhy pažené polymerovou suspenzí

a vyztuženy svařovanou ocelovou sítí 8/100x8/100 při obou površích. Betonovány byly do výkopu, paženy byly pouze vnitřní líce.

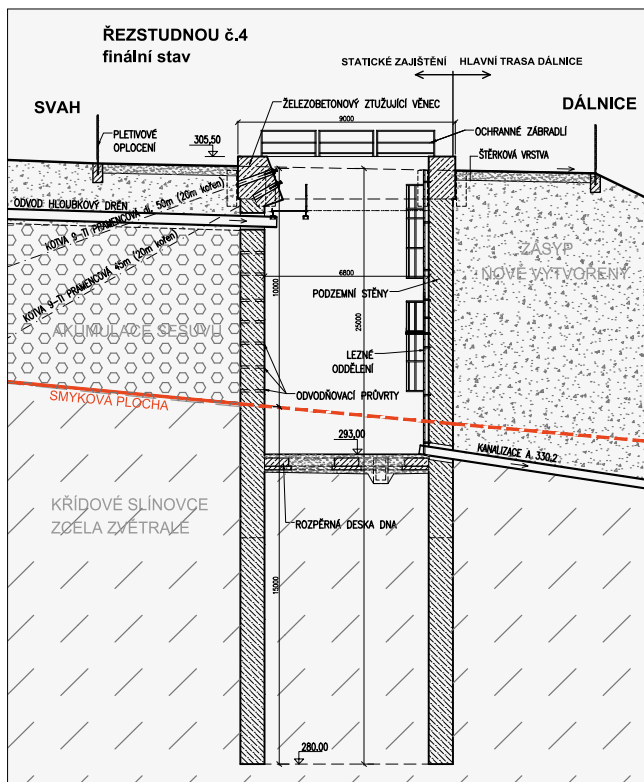
### Podzemní stěny

Vlastní statický prvek má tvar „studny“ o půdorysných rozměrech 8,8x8,4 m s vnitřním světlem rozměrem 6,8x4,6 m. Sestává ze čtyř částí podzemních stěn – dvou samostatných I-profilů a dvou mezilehlých lamel orientovaných I-stojinami kolmo k dálnici. Podzemní stěny jsou navrženy jako konstrukční (trvalé) šířky 1,0 m. Zatížené jsou především bočním tlakem od sil v zemním tělese, resp. silami od předpjatých kotev. Prováděny byly do zapažené hluboké rýhy po jednotlivých lamelách délky 6,2–7,2 m, resp. 2,8 m. Spára mezi lamelami je svislá, koncepčně řešená vždy jako pracovní bez procházející výztuže a těsnícího prvku.

Styčnou spáru mezi vloženou lamelou a „přírubami I-profilů“ nelze z technologických důvodů vyztužit, mezi lamelami je pouze nevyztužený „zámek“ a tloušťka betonu přenášejícího smyk do příruby je pouze cca 30 cm. S vloženou lamelou není pro stabilizaci silových účinků sesuvu staticky počítáno. Bere se v úvahu pouze při výkopu studny. Přestože lamela spolupůsobí ve vodorovném i svislém směru, je svislá výztuž vzhledem k obtížnému procentuálnímu rozdělení zatížení do těchto směrů nadimenzována na plné zatížení zemním tlakem. Výztuž tvořily armokoše, zhotovené z oceli B 500B na místě stavby.

Nezbytnou činností, kterou bylo nutné provést před vlastním prováděním, resp. odtěžováním podzemních stěn, byla výměna materiálu v některých partiích sesuvu. Panovaly obavy, že se v akumulaci sesuvu objeví i balvany o průměru nad 1 m, což by pro zvolenou technologii představovalo značnou komplikaci. Proto byla předem vytěpována místa (za pomoci penetrační sondy), kde byl

původní materiál nahrazen cementovou stabilizací (někdy až do hloubky cca 7 m). Těžba rýh pro lamely byla následně prováděna hranatým drapákem 280/80 cm na pásovém nosiči Liebherr HS 855 HD pod ochranou pažicí suspenze – polymeru – ze zpevněné manipulační plochy. Vedení drapáku bylo zajištěno vodicími šablonami. Hloubení jednotlivých lamel probíhalo za stálého dohledu odpovědného geologa zhotovitele. V rámci dohledu byla sledována a vyhodnocována shoda skutečně zastížených podmínek s předpoklady projektu. Hloubení lamel podzemních stěn se i přes výše popsanou předstihovou cementovou stabilizaci problematických oblastí neobešlo bez obtíží. Lokálně docházelo v akumulaci sesuvu (do hloubky cca 10 m) k únikům pažicí suspenze, někdy i ve značných objemech. V těchto problematických partiích bylo přistoupeno k dalším sanačním opatřením, jejichž cílem bylo eliminovat úniky polymeru; ve značné míře bylo opět využito cementové stabilizace. V souvislosti se zaznamenanými úniky suspenze bylo čelo sesuvu odvodňováno z čerpacích jímek a pravidelně měřeny koncentrace TOC (organický uhlík) na okolních hydrovrtech a vodotečích. Po dotěžení na



Příčný řez statickým prvkem č. 4

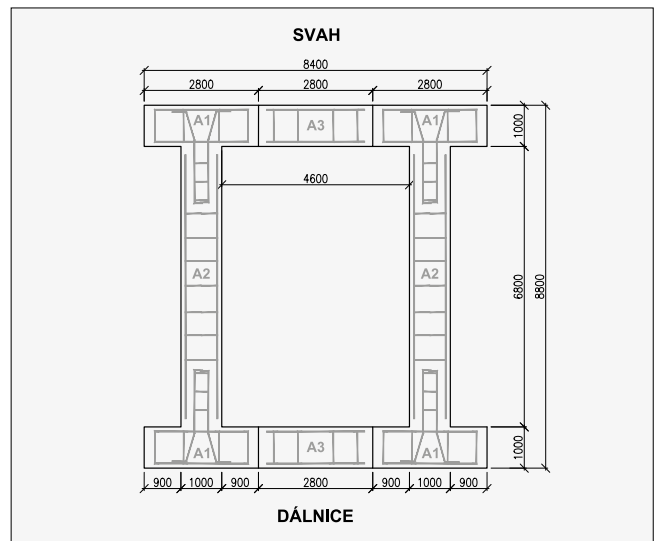


Schéma skladby lamel a armokošů podzemních stěn



Vyarmovaný ztužující věnec



Statický prvek po betonáži

požadovanou hloubku a po dočištění dna lamely byl osazen armokoš. Protože hmotnost armokošů byla mimořádná a některé byly navíc svařené do tvaru písmene T, bylo nutné jejich instalaci do rýhy provádět zároveň dvěma jeřáby, což vyžadovalo pečlivou koordinaci a značné nasazení strojních posádek.

Betonáž byla provedena ode dna pomocí sypákových rour (kolon) systémem „betonáže pod vodou“. Použit byl beton C 30/37-XA2 (sírany). Největší lamely dosahovaly objemu přes 300 m<sup>3</sup>. Na dovezení tohoto množství betonu bylo třeba 35 autodomíchávačů a doba betonáže se blížila k šesti až osmi hodinám čistého času. Z výše uvedených důvodů a vzhledem k relativně napjatému harmonogramu prací bylo na stavbě hned na počátku rozhodnuto o zavedení nepřetržitého provozu. Práce pak byly uspořádány zpravidla tak, že v nočních hodinách probíhala těžba a přes den betonáž a návoz dalšího materiálu na stavbu.

V rámci betonáže bylo třeba zajistit přebetonování úrovně pracovní spáry stěny o cca 150 mm, tedy aby v této úrovni již byl kvalitní beton bez vyplavenin, hnízd, zamíchaného „šmantu“, vzduchových otvorů apod. To znamená, že betonáž probíhala s odebráním betonu v úrovni 150 mm nad pracovní spárou, dokud nebyla zajištěna jeho odpovídající kvalita. Po zatvrdnutí byla spára opracovávána na požadovanou úroveň.

Realizace podzemních stěn jednotlivých statických prvků probíhala v těchto fázích:

1. a 2. fáze – realizace dvou mezilehlých lamel, spočívajících v hloubení rýhy v jednom záběru délky 2,8 m, osazení armokoše (A3) do rýhy pažené polymerem a v betonáži v jednom kroku;
3. fáze – realizace I-profilu na severovýchodní straně, spočívajících v postupném hloubení I-profilu po záběrech délky 2,8 m (hrázky mezi pánsnicemi a stojinou hloubeny na závěr), následném sesazení armokošů (2xA1– tvar T a A2 – stojina) do rýhy pažené suspenzí a následné betonáži;
4. fáze – identická realizace I-profilu na jihozápadní straně.

Zhlaví všech statických prvků byla opatřena **monolitickými ztužujícími věnci** a převázkami (beton C 30/37 XA2 s vyztužením ocelí B 500B). Smysl těchto věnců byl především statický (spojení lamel do jednoho funkčního celku a vytvoření kotevního prvku), ale i estetický, jelikož tato část bude na většině šachet jediným viditelným znakem těchto statických prvků.

Ztužující věnec má výšku cca 1,5 m, přesahuje cca 0,5 m nad finální úroveň terénu a jsou v něm osazeny průchodky pro kotvy z ocelových trub  $\varnothing$  219/6,3 mm, dl. 1600 mm (5 ks na studnu), resp. 1100 mm (5 ks na studnu). Ztužující věnec byl realizován po vyzrání betonu podzemních stěn vždy celého prvku a po odstranění přebetonávky podzemní stěny společně s očištěním napojovací výztuže z podzemních stěn.

#### Trvalé kotvení

Z důvodů zajištění stability statického prvku ve všech fázích realizace dálnice, tj. i v etapě odtěžení stěny statického prvku ze strany dálnice až na smykovou plochu, byly nosné podzemní stěny doplněny o jednu kotevní úroveň s celkem 4 ks předpjatých pramencových kotev na

jeden I-prvek, tj. celkem 8 ks kotev na jednu studnu. Kotvy byly umístěny do převázky ve zhlaví prvku vždy k jedné pánsnici I-profilu podzemních stěn. Pro tento účel byly použity 9pramencové předpjaté kotvy 1570/1770 únosnosti 1300 kN s injektovaným kořenem. Délka kotev je 45,0, resp. 50,0 m, délka injektovaného kořene je 20 m, 20°, resp. 30°. Předpínací síla pro 9pramencové kotvy (K1 a K2) byla 720 kN a zkušební síla 1200 kN. Hlavy kotev jsou v ochranném provedení se zákrytovým víčkem. Průchodky pro kotvy byly tvořeny ocelovou trubkou  $\varnothing$  219/6,3 mm, dl. 1500 mm, resp. 1100 mm; roznášecí deska byla rozměrů 350/350/36 mm.

Při provádění kotev se strojní posádky potýkaly s obdobnými komplikacemi jako při realizaci podzemních stěn. Jednalo se především o problémy s únikem kapalného výplachu do suťových poloh v zemině a o svírání vrtného nářadí v prostoru přechodu přes místa balvanitých šterků. Obě nepříjemnosti se podařilo překonat a po doladění technologických detailů se denní výkon ustálil na původním očekávání. Po injektáži kotev cementovou záplivkou a po uplynutí nutné několikadenní přestávky



Vrtání pramencových kotev



Odtěžování rýhy pro kanalizaci u realizovaného statického prvku č. 4

pro zatvrdnutí směsi byly kotvy aktivovány na hodnotu předepsanou projektem a u vybraných kotev instalovány dynamometry pro měření napětí v pramencích.

#### Odtěžování prostoru studen

Prostor uvnitř všech statických prvků (s výjimkou č. 4) byl odtěžován na hloubku cca 2,0 m pro možnost kontroly kotev a přístupu k dynamometrům. Pod úrovní spodního líce ztužujícího věnce budou ze dna studen ve vložené lamele podzemní stěny šířky 2,8 m směrem k dálnici provedeny odvodňovací průvrty pro odvod vody ze zašterkovaného prostoru vnitřku studny.

Jak již bylo uvedeno výše, k podstatnému hloubení došlo pouze u prvku č. 4. Ten byl vyhlouben až na úroveň cca 1,5 m až 2,5 m pod smykovou plochu sesuvu (dle jejího sklonu), maximální hloubka odtěžení tak byla cca 12,5 m. Hloubení proběhlo ještě před odtěžením prostoru dálnice postiženého sesuvem a za stálého geotechnického dozoru zhotovitele. Zjištěné skutečnosti byly přitom zaznamenávány a srovnávány s projekčními předpoklady.

Při hloubení vnitřního prostoru prvku č. 4 byl ze statických důvodů uvnitř prvku na úrovni cca 8,5 m zhotoven **dočasný rozpěrný ocelový rám** z profilů I 450. **Trvalý rozpěrný práh** byl pak proveden v hloubce 12,5 m na upraveném dně. Trvalý rám je půdorysného tvaru obdélníka, tloušťky 350 mm a se střední rozpěrou. Půdorysná šířka pánic rámu a rozpěry je min. 1000 mm s náběhy v rozích oken šířky 500 mm. Použit byl beton C 30/37-XA2 s výztuží B 500B. Po vyzrání betonu trvalého rozpěrného prahu byl dočasný rám demontován. Vyhloubený prvek č. 4 slouží jako součást observačního sledování s možností sledování jednak deformace vlastní konstrukce studny a jejího zatížení, jednak i vodního režimu.

Z těchto důvodů byly ve stěně směrem do svahu provedeny odvodňovací průvrty Ø 100 mm rovnoměrně po celé výšce stěny. Dno prvku č. 4 vč. oken/otvorů rozpěry bylo opatřeno šterkovým zásypem tl. 150 mm. V průběhu výstavby byla v jednom z oken vytvořena provizorní čerpací odvodňovací jámka půdorysných rozměrů 600x600 mm. V jejím dně je vyústěna kanalizace DN 400 mm, napojená přes stěnu vrtem Ø 700 mm. Přístup až na dno studny je zajištěn lezním oddělením s ochranným košem. Studny jsou trvale otevřené zašterkované, prohloubená studna č. 4 s lezním oddělením bude opatřena bezpečnostním zábradlím.

#### Odtěžování tělesa dálnice

Odtěžování tělesa dálnice bylo provedeno ve třech fázích. V první fázi došlo k odtěžení spodního jízdniho pásu dálnice až na úroveň neporušeného materiálu. Původní představy o kinematice sesuvu byly však zjištěnými skutečnostmi poněkud nabourány – předpoklad, že materiál byl pouze nasunut na spodní jízdni pás, se ukázal jako mylný. Odkrytá smyková plocha zasahovala lokálně až cca 4,5 m pod úroveň spodního jízdniho pásu

a např. vrstvy živice v daných místech nebyly během odtěžování vůbec zastíženy.

V druhé fázi byl odtěžován horní jízdni pás do úrovně vozovek s ponechanou lavicí, tvořící pasivní přitížení statických prvků. Lavice měla v koruně šířku min. 6 m a její provádění bylo vázáno na dokončení kotvení prvků.

Ve třetí fázi bylo území horního jízdniho pásu odtěženo na úroveň smykové plochy, a to ve třech šířkových záběrech, aby se vliv úplného odtěžení rozdělil v čase. V rámci daného záběru (v šířce zhruba třetiny postiženého území) byla vždy pata prvků ponechána přitížená svahem od jejich koruny ve sklonu cca 1 : 2. Do tohoto svahu byla mezi prvky následně jednotlivě vytvořena šterková žebra napojená na podélnou drenáž horního jízdniho pásu. Po zasypaní daného záběru vhodným materiálem do úrovně pláně dálnice bylo stejným způsobem postupováno v záběru dalším.

Zemní práce probíhaly v koordinaci s realizací kanalizace odvádějící vodu ze statického prvku č. 4, do které byla zaústěna i podélná drenáž dálničního tělesa. Nedílnou součástí odtěžování byl pak stálý GT dozor zhotovitele, geotechnický monitoring a jímání vody v otevřených výkopech v úrovni smykové plochy. Zjištěné přítoky podzemní vody byly i v suchém období, za kterého práce probíhaly, nezanedbatelné, v řádu prvních jednotek vteřinových litrů za sekundu.

#### Monitoring

Během výstavby probíhal rozsáhlý monitoring území. Monitoring byl navržen v takovém rozsahu, aby zahrnoval i oblast dopadů budoucích stabilizačních opatření. Jeho náplní jsou zejména observační měření spojená se samotným prováděním statických prvků včetně kotvení. Vzhledem k tomu, že vzestup hladiny podzemní vody v území má významný vliv na růst zatížení vlastního statického prvku, podstatnou částí monitoringu jsou i inklinometrická měření, měření pórových tlaků a sledování vodního režimu na vrtech realizovaných již v minulosti. Množiny měření na vlastních prvcích zahrnují trigonometrická měření zhlaví prvků, dynamometrická



Ztužující věnce statických prvků



měření na pramencových kotvách, inklinometrická měření, měření náklonů a měření namáhání prvků strunovými tenzometry.

Během výstavby byla s přihlédnutím k aktuálním vývojem operativně upravována četnost jednotlivých množin měření. Důraz byl kladen na sledování vodního režimu oblasti a vývoj svahových deformací i deformací prvků, a to ve fázi jejich realizace i během odtěžování tělesa dálnice.

Sledování území probíhá i nadále po zprovoznění stavby. Výsledky monitoringu po provedení stabilizačních opatření vykazují v oblasti sesuvu dlouhodobě uklidněný stav.

Dodavatelem geotechnického monitoringu byly firmy AZ Consult, spol. s r. o., a Arcadis CZ, a. s.

#### Závěr

V současné době je stav sanačních prací II. etapy uspokojivý. Statické prvky byly dokončeny, odtěžení tělesa dálnice a jeho zpětný zásyp byly realizovány v období 05–09/2016 včetně kanalizace. Ve 4. Q. 2016 byla dokončena realizace hloubkového drénu a v prosinci byla dálnice uvedena do provozu. V současnosti (05/2017) probíhají terénní práce v horní části území nad statickými prvky spojené s realizací obslužné komunikace k manipulační ploše statických prvků. K úplnému dokončení statických prvků v současnosti zbývá provést již jen dílčí terénní úpravy okolí, úpravy dna u prvku č. 4 a dokončit oplocení manipulační plochy okolí prvků. Vzhledem k postupně se zpřesňujícím informacím o geologické stavbě území i ve fázi vlastní výstavby se jednalo o stavbu, u níž nebylo možné aplikovat obvyklá rutinní schémata z běžných akcí. Výstavba a její příprava naopak vyžadovaly aktivní a invenční přístup, a to jak z hlediska projektčního, tak při vlastním provádění na staveništi. Úspěšné dokončení stavby je důkazem, že projektanti i technici a posádky strojů na stavbě se s těmito mimořádnými okolnostmi dokázali s úspěchem vyrovnat.



Hloubení studny č. 4

#### Hlavní účastníci výstavby:

Zhotovitelem stavby je sdružení firem Eurovia CS, a. s., Metrostav, a. s., SMP CZ, a. s., a Berger Bohemia, a. s. Realizaci stabilizačních statických prvků prováděla společnost Zakládání staveb, a. s., v období 11/2015 až 06/2016. Investorem je Ředitelství silnic a dálnic ČR. Projektantem dokumentace pro provedení stavby II. etapy sanace sesuvu je SUDOP Praha, a. s. Generálním projektantem realizační dokumentace stavby 0805 je Pragoprojekt, a. s., projektantem dílčí části RDS stavby 0805 řešící sanační opatření II. etapy sanace sesuvu je Satra, spol. s r. o.

#### Podklady:

- RDS Dálnice D8 0508 Lovosice–Řehlovice, Pragoprojekt, a. s., – dílčí části,
- Podrobný GTP/IGP, AZ Consult, spol. s r. o. 06/2014,
- IGP a monitoring předpolí sesuvu Dobkovičky, Arcadis CZ, a. s., 06/2014,
- PDPS/RDS Sesuv v km 56,300–56,500, dálnice D8 – I. etapa sanačního opatření, revize E, AZ Consult, spol. s r. o., 03/2015,
- Odstranění sesuvu v km 56,300–56,500 a stabilizace oblasti kolem stavby D8 0805 – technická studie proveditelnosti technických opatření – II. etapa opatření, AZ Consult, spol. s r. o., 01/2015,
- PDPS Zajištění trvalého záboru stavby D8 ke zprovoznění dálnice – 2. etapa, část A, SUDOP Praha, a. s., 08/2015,
- Závěrečná zpráva D8 0805 Lovosice–Řehlovice – II. etapa inženýrskogeologického doprůzkumu v oblasti sesuvu Dobkovičky a v jeho předpolí v km 56,300–56,500 (Pišková M., Záruba J., Starý J. – Arcadis CZ, a. s., Praha 03/2016),
- RDS II. etapy sanace sesuvu dálnice D8 0508 Lovosice–Řehlovice, Satra, spol. s r. o. – dílčí části.

Ing. Lukáš Grünwald, Satra, spol. s r. o.

Foto: autor; Libor Štěrba; Ing. Petr Kycl, ČGS; Jakub Karlíček, SATRA a Karel Pech (letecké foto)



Pohled na místo provedených sanačních opatření (od jihu)

### Static elements made by the technology of diaphragm walls - one of the stabilization measures of the landslide redevelopment on the construction of the 0805 D8 motorway above Litochovice

The article describes the design and implementation of a partial remediation measure – 13 static elements for stabilization of the extensive landslide of June 2013, which affected the construction of the D8 motorway in the Lovosice–Řehlovice section above the village of Litochovice. The static elements were made by the technology of monolithic diaphragm walls thickness of 1000 mm in the structure of permanently anchored H-sections. This solution was evaluated as optimal and difficult to substitute due to its stiffness and depth range. The design of static elements was a demanding and gradual process which had to take into account the geotechnical complexity of the area and the considerable load of static elements on shear surfaces. The static elements were part of a set of related remedial measures ensuring the permanent stabilization of the motorway area concerned and part of the construction of the main route of the 0805 D8 motorway.



Stavební jáma objektu Karolina Plaza vytěžená na definitivní úroveň; pažení tvoří konstrukční podzemní stěna.

## PROBLEMATIKA ZALOŽENÍ OBJEKTU BYTOVÉHO KOMPLEXU KAROLINA PLAZZA 1 V PRAZE 8-KARLÍNĚ

*Pražský Karlín je dlouhodobě velmi atraktivní oblastí pro výstavbu bytových i administrativních budov. O založení mnohých z nich jsme na stránkách našeho časopisu podrobněji informovali, naposledy např. v čísle 1/2015 v článku Polyfunkční dům Meteor D v Praze 8-Karlíně. I když vhodných míst pro novou výstavbu v Praze, a tedy i Karlíně, obecně rychle ubývá, přesto se stále najdou poměrně atraktivní pozemky. Takovým je i ten, na němž nyní vzniká komplex Karolina Plaza, situovaný mezi Sokolovskou a Křížkovou ulicí. Vlastní stavební jáma byla zajištěna podzemními stěnami, monolit byl založen na pilotách z úrovně 2. PP, kde byla současně zhotovena rozpěrná stropní deska, pod níž pokračovala těžba ve spodních podlažích a výstavba základové desky. Způsob zajištění spodní stavby byl v tomto návrhu velmi propracovaný a všechny konstrukce byly navzájem úzce propojeny.*

V původní zástavbě Karlína, v proluce mezi ulicemi Sokolovská a Křížkova, vzniká nový bytový komplex Karolina Plaza. Ve třech blocích s 8–9 nadzemními podlažími vznikne cca 150 bytových jednotek o dispozicích 1 + kk až 4 + kk. V prvním podlaží domů bude průchozí pasáž s obchodními prostory, druhé podlaží bude sloužit kancelářím a od třetího podlaží výše pak bude rezidenční bydlení. Podzemní část komplexu je pro všechny bloky společná a má tři podlaží. V prvním podzemním podlaží bude situována prodejna řetězce Lidl, zbylá podlaží budou převážně využita jako parking a sklepy.

Stavební jáma pro podzemní podlaží objektu má obvod cca 280 m, půdorysná plocha je 3621 m<sup>2</sup>. Hloubka výkopu je cca 11 m. Výstavba byla zahájena v lednu 2016, dokončení je naplánováno na březen 2018.

### Geologické poměry (zjednodušené schéma)

- 0–3 (4) m od PT ... navážky;
- 3,0–4,5 m ... písky S3;
- 4,5–11,5 m ... štěrky G3;
- 11,5–12,5 m ... břidlice zvětralé R5;
- 12,5 m a níže ... břidlice navětralé R4;
- Podzemní voda byla zastížena cca 4,8 m od PT.

### Statické schéma – postup výstavby

Nejprve představíme v bodech postup výstavby spodní stavby do úrovně stropu nad 2. PP:

1. Realizace zajištění výkopu – konstrukční podzemní stěna.
2. Z pracovní úrovně stropu 2. PP provedení pilotového založení monolitu, osazení provizorních ocelových sloupů do pilot pro podepření stropu 2. PP.
3. Zřízení stropu nad 2. PP (–4,20 a –4,35 m), který slouží jako hlavní rozpěrný systém. V místě jader a ramp byly v desce vynechány montážní otvory pro odvoz



Jedna z cihlářských pecí odhalená při archeologickém průzkumu



Archeologický průzkum na staveništi

vytěžené zeminy a zásobování stavebním materiálem.

4. Vytěžení stavební jámy na definitivní kótu výkopu.

5. Realizace základové desky.

6. Realizace stropu nad 3. PP včetně souvisejících sloupů, stěn a jader od základové desky po strop 2. PP.

7. Dobetonování vynechaných otvorů ve stropu nad 2. PP (včetně souvisejících sloupů, stěn a jader).

Další postup výstavby již je standardní po patrech nahoru.

#### Archeologický průzkum

Zemní práce v jámě byly pod archeologickým dohledem. Při Sokolovské ulici byly zkoumány

sklepní prostory vzniklé v 2. polovině 19. století, další sklepy byly odkryty také v části zbylé plochy. Dále byly objeveny a dokumentovány tři studny, dvě nejspíše z 19. století a třetí ještě starší. Nejstaršími a nejvýznamnějšími nálezy byly relikty pěti nejspíše cihlářských pecí, které se vyskytovaly rovnoměrně v ploše staveniště. Jednalo se zde původně nejspíše o jeden výrobní areál. Unikátní je jedna z pecí, která se dochovala v úplnosti včetně své předpeční jámy. Datování vzniku těchto výrobních objektů je nejspíše do 18. století, ale může být i starší.

#### Zajištění stavební jámy

Pažení stavební jámy tvoří **konstrukční podzemní stěna (PS)** tloušťky 800 mm, která zároveň slouží jako stěna podzemních podlaží.

Před realizací podzemní stěny v těsné blízkosti stávajících objektů byla nezbytná příprava tohoto prostoru. Hlavním úkolem bylo odstranění překážek pro těžbu PS. Jednalo se především o relikty sklepních konstrukcí po bývalé zástavbě. Stávající terén byl po záběrech o šířce cca 1,5 m opatrně odtěžen na kótu stanovenou projektem. Povrch zdiva sousedních objektů byl ručně zčištěn a následně opatřen stříkaným betonem tl. 50–150 mm vyztuženým 1x sítí 100/6. V rámci přípravných prací byla provedena demolice objektu bývalé školky. Její základy pak byly po záběrech o šířce cca 1,2 m odtěženy a ihned vyplněny cementovým potěrem P60.

Pro realizaci podzemních stěn bylo nezbytné zřídit vodící zídky. V projektu byly navrženy železobetonové zídky o výšce 1,0 a 1,5 m



Těžba podzemních stěn pro pažení stavební jámy



VRTNÁ SOUPRAVA PŘI OSAZOVÁNÍ PROVIZORNÍCH OCELOVÝCH SLOUPŮ DO VRTŮ

a světlé šířce 850 mm. Svislé spáry v zámčích lamel byly těsněny profilem z měkkého PVC a doplněny injekční manžetovou trubicou na návodní straně. Injektáž byla prováděna nejdříve 7 dní po betonáži lamel. Stabilita vytěžené rýhy podzemní stěny byla zajištěna hydrostatickým tlakem bentonitové suspenze. Pro konečnou staticky nutnou hloubku lamel byla závazná kóta paty stěny uvedená v projektové dokumentaci. Další nezbytnou podmínkou bylo vetknutí podzemních stěn do vrstev zvětralých až navětralých břidlic tř. R4 o mocnosti  $\geq 1,0$  m.

Betonáž lamel byla zahájena ihned po přečištění pažicí suspenze a osazení výztuže. V souladu s ČSN EN 206 a 1538 byl navržen beton C 25/30 XA1, CI 0,2-  $D_{max}$  22- S4.

Výztuž PS80 tvoří svařované armokoše z oceli B500 B. Centrického osazení armokošů v rýze a zajištění krytí bylo dosaženo pomocí distančních koleček a distančních tyčí. Krytí na líc vodorovné výztuže je 80 mm.

Na těžbu podzemních stěn byl nasazen lanový jeřáb Liebherr HS 855 s drapákem Stein K810 o rozměrech drapáku 2,8x0,8 m.

Povrch líce PS80 byl postupně s těžbou upravován frézováním. Kvalita ofrézování byla stanovena tak, že na lati délky 2,0 m neměly nerovnosti na povrchu PS překračovat hodnotu 30 mm. Vodotěsnost podzemní stěny byla specifikována dle: *Směrnice Nepropustné podzemní stěny Rakouského betonářského sdružení z 11/1999* jako třída A2. Pouze v místě rampy, která byla využívána k těžbě a odvozu zeminy, bylo navrženo zakotvení podzemní stěny (rozpěry by zde překážely).

Použity byly **dočasné pramencové kotvy** 6x Lp  $\varnothing 15,7$  mm ocel 1570/1770 MPa). Pro zálivku a vysokotlakou injektáž kotev byla použita směs c : v = 2,2 : 1 (cement CEM II/B-S 32,5 R, objemová hmotnost 1,87 kg/l). Vrty přes PS80 byly prováděny do průchodek  $\varnothing 219/6,3$  s deskou 350x350x10 mm.

#### Varianty založení objektu v závislosti na vztlaku podzemní vody

Protože se základová spára objektu nachází cca 6–7 m pod hladinou podzemní vody,

bylo v předchozích stupních PD navrženo založení objektu na 850 mm tlusté základové desce, podepřené velkopřůměrovými pilotami. Deska musela být navržena na vztlak vody, což vedlo ještě k návrhu tahových kotev v místech mimo „věže“ komplexu.

V průběhu prací na projektu byla také opatrně prověřována varianta se základovou deskou, která **není vztlakem vody namáhána vůbec**.

To by znamenalo, že přítok vody do prostoru ohraničeného podzemními stěnami a povrchem skalního podloží musí být velmi malý, a tudíž snadno čerpatelný. Další otázkou bylo, jak se této vyčerpané vody „zbavit“. Podobné technické řešení v daných hydrogeologických poměrech jistě není běžné.

Nicméně tato myšlenka byla pro mnohé výhody natolik lákavá, že bylo rozhodnuto provést hydraulický teoretický výpočet a pak ještě dlouhodobou čerpací zkoušku. Předběžně byly navrženy 3 ks čerpacích studní uvnitř objektu a 2 ks vsakovacích studní u jižní strany vně objektu.

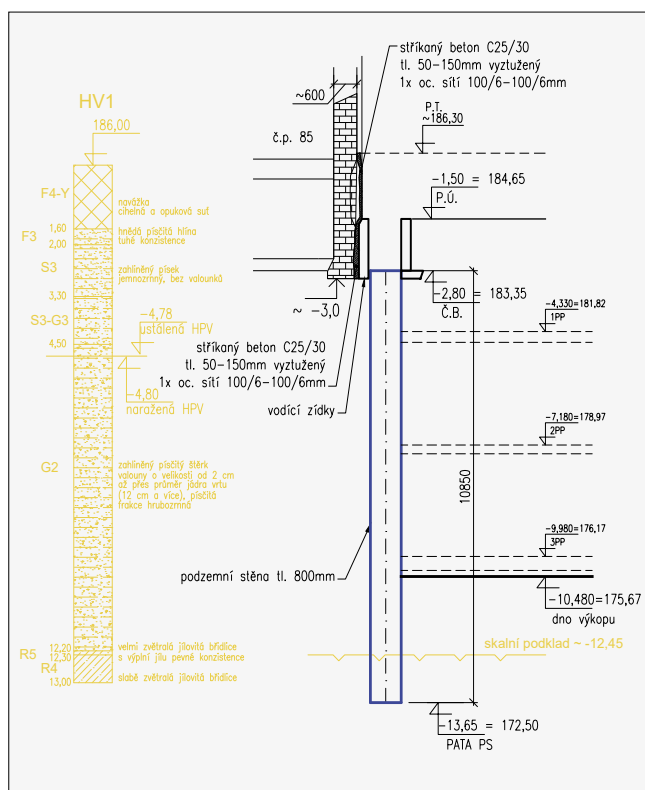
Teoretický výpočet byl zadán u firmy Aquatest, a. s. Hlavním úkolem bylo stanovit vztup hladiny podzemní vody v místě suterénů stávajících objektů sousedících se vsakovacími studnami. Za běžných podmínek je hladina podzemní vody  $\geq 1$  m pod základovou spárou objektů. K výpočtu hladiny podzemní vody byl použit proudový model MODFLOW (Harbaugh a McDonald 2000). MODFLOW je 3D model založený na diferenční metodě. Ve výpočtech bylo uvažováno i s výstavbou budoucího sousedního objektu Karolina Piazza 2.

Z výpočtu vyplývalo následující zjištění:

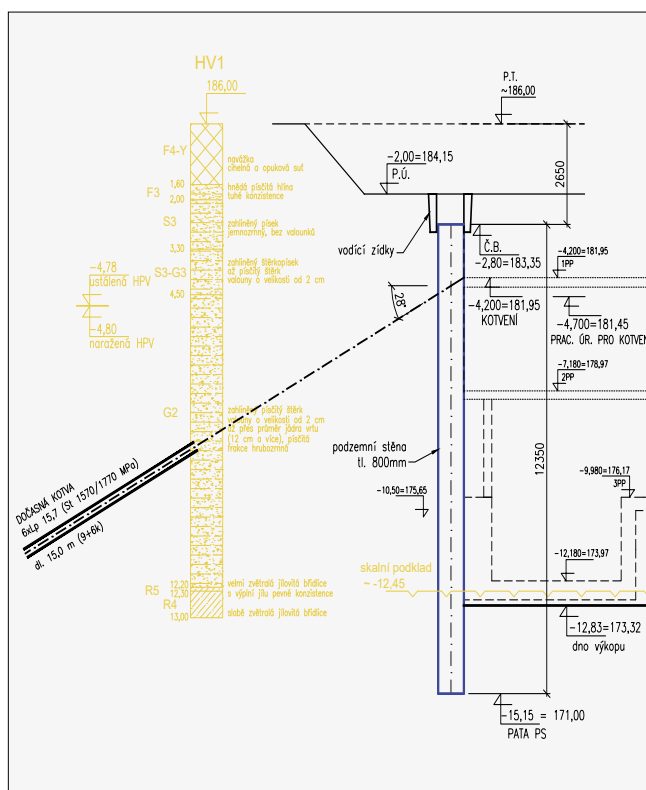
– V případě vsakování 1 l/s se zvýší hladina podzemní vody pod základovou spárou dotčených budov o 20 cm.



HLAVA OCELOVÉHO SLOUPU PO OSAZENÍ DO VRTU



Rez pažením stavební jámy v místě těsného kontaktu podzemní stěny a sousedního objektu



Rez pažením stavební jámy místě rampy, kde nebylo možné rozeptření; podzemní stěny jsou kotveny dočasnými kotvami.

– V případě vsakování 1 l/s + výstavba budoucího objektu Karolina Plaza 2 se zvýší hladina podzemní vody pod základovou spárou dotčených budov o 30 cm. Teoreticky bylo spočteno, že celkový přítok  $\approx 1$  l/s bude bez problémů vyhovující.

Dále bylo přistoupeno k provedení čerpacích a vsakovacích zkoušek. Na základě jejich výsledků pak měla být navržena celková koncepce založení objektu:

**A.** Pokud budou přítoky vody odpovídat předpokladům, počítá se s **trvalým čerpáním** vody. Vyčerpaná voda bude odvedena do vsakovacích studen. **Základová deska bude pak tl. 300 mm a nebude navržena na vztlak vody.**

**B.** Pokud budou přítoky vody větší než předpoklad, bude voda čerpána jen po dobu výstavby nosné konstrukce do úrovně  $\pm 0,0$  m. **Základová deska bude pak tl. 850 mm a bude navržena na vztlak vody.** Deska bude navíc lokálně přikotvena pomocí trvalých tyčových kotev.

Uvnitř objektu byly navrženy tři vrtané čerpací studny v poloze koordinované s architektem objektu. Vrty o průměru 1180 mm byly vetknuty do skalního podloží cca 6 m. Vystrojení studen bylo pomocí PE trub  $\varnothing 400/15,3$  mm, perforovaných v úsecích 1,0–2,5 m a 4,0–6,0 m ode dna. Obsyp byl z kačírku frakce 4–8 mm. Po provedení zkoušek byly studny s postupem těžby kráceny a používány ke snižování hladiny

ve stavební jámě. V konečném stadiu budou zakomponovány do čerpacích šachet a využity k trvalému čerpání vody.

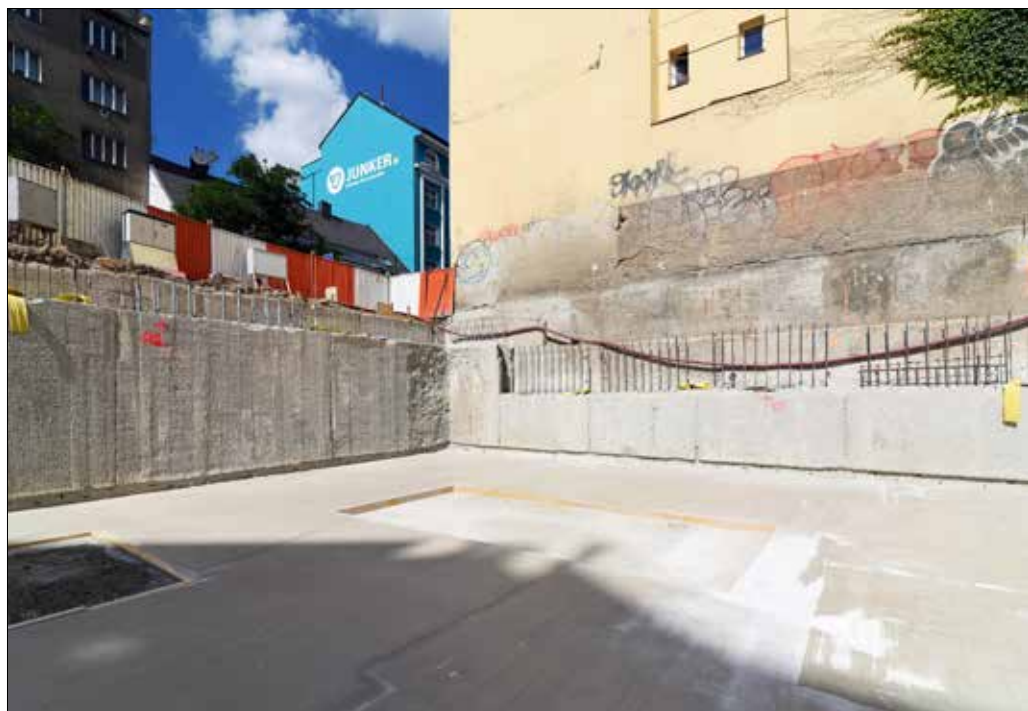
Aby bylo omezeno zanášení těchto studen, byla statická zásoba podzemní vody ve stavební jámě odčerpána dočasnou vrtanou studní.

Vně objektu na jižní straně byly navrženy dvě vrtané vsakovací studny v poloze koordinované s architektem objektu. Vrty o průměru

1180 mm byly opřeny o skalní podloží.

Vystrojení studní bylo pomocí PE trub  $\varnothing 400/15,3$  mm, perforovaných v úsecích 1,5–7,5 m ode dna. Obsyp byl z kačírku frakce 4–8 mm. Po provedení zkoušek se počítalo s využitím studní k vsakování vody vyčerpané z podzákladí objektu.

Před provedením čerpacích zkoušek bylo kompletně dokončeno zajištění stavební jámy pomocí podzemních stěn. Některé problematické



Podkladní betony nad 2. PP, příprava pro betonáž stropní desky



Konstrukční podzemní stěny v úrovni 3. a 2. PP s ořezovaným povrchem



Pohled na dokončenou stropní desku nad 2. PP

spáry mezi lamelami byly preventivně dotěsněny pomocí tryskové injektáže.

Samotné provedení **dlouhodobých hydrodynamických zkoušek** (čerpacích a vsakovacích) bylo objednáno u firmy Glaukos, s. r. o. Zde jsou citovány jenom samotné závěry: *Čerpací zkoušky byly ukončeny při čerpaném množství 0,50 l/s (ČS1: 0,08l/s; ČS2: 0,24l/s; ČS3: 0,18l/s). Čerpané množství stále ještě klesalo, nebylo ještě dosaženo ustáleného stavu. Při ustáleném stavu se bude přítok pohybovat v rozmezí 0,2 až 0,3 l/s. Během vsakovacích zkoušek bylo zjištěno, že vsakovací objekty (i samostatně) bez problémů pojmu čerpané množství ze všech čerpacích objektů. Lze tedy konstatovat, že zamýšlený trvalý přítok však **nebude mít významnější vliv** na lokální hydrogeologické poměry, a nemůže tedy ohrozit základové prvky sousedních budov.*

Na základě výsledků hydrodynamických zkoušek bylo tak rozhodnuto realizovat **variantu A**, tj. **základovou desku tl. 300 mm bez uvažování vzlaku vody**. Je jasné, že kromě ekonomického hlediska přináší toto řešení velké zjednodušení při řešení problému napojení základových konstrukcí na PS.

#### Pilotové založení

Pro založení objektu byly navrženy systémové vrtané piloty Ø 880 a 1180 mm. Realizace pilot probíhala z pracovní úrovně cca -4,5 m. Délky betonového dřívku pilot jsou v rozmezí délek 4–10 m a hluché vrtání v délce cca 6–7 m. Vzhledem k zastížené geologii byly vrty paženy výhradně pomocí ocelových dvouplášťových pažnic. Ve vrstvách mírně zvětralých a navětralých břidlic mohlo vrtání pokračovat bez pažení. Pro dosažení předepsaného vetknutí bylo nutné použít kvalitní skalní šneky. Piloty byly betonovány pomocí sypákových rour sahajících až nad dno vrtu. V souladu s ČSN EN 206-1 a 1536 byl navržen beton C 25/30-XA1-D<sub>max</sub> 22-Cl 0,2-S4. Kóta čistého betonu hlav pilot byla vzhledem k délce hluchého vrtání přebetonována o cca 0,5 m.

Pro provizorní podepření stropu 2. PP byly navrženy vrtané piloty Ø 630 mm. Piloty byly vrtány z pracovní úrovně cca -4,5 m. Délky betonového dřívku pilot jsou 4 m a hluché vrtání je v délce ca 6 m. Vzhledem k zastížené geologii byly vrty paženy výhradně pomocí ocelových dvouplášťových pažnic. Navržen byl beton stejného složení jako u pilot systémových. Do čerstvého betonu byly osazeny **ocelové sloupy 2x U300 (ocel S 355)**.

Na stavbě bylo provedeno celkem 121 ks pilot o délce vrtů 1568 m a 77 ks podpěr o délce vrtů 753 m. Veškeré velkoprofilové vrtné práce byly prováděny vrtnou soupravou Bauer BG 24.



Výstavba nadzemní části objektu Karolina Plaza 1, květen 2017

### Monolitická vestavba

Na tomto místě se zmíníme pouze o odlišnostech od běžného monolitu. Pro napojení stropu 2. PP, 3. PP a základové desky byla v podzemní stěně vytvořena drážka o šířce 150 mm po výztuži stěny. Do drážky v podzemní stěně byly navrtány šikmé otvory pro trny dle návrhu vylučující chemické malty. Trny jsou vlepeny do chemické malty. Strop 2. PP byl betonován na podkladní beton vyrovnaný samonivelační maltou. Tento podklad byl prořezán v rastru cca 2x2 m a separován PE fólií. Toto opatření zajistilo kontrolované odpadávání podkladních betonů při podtěžování desky stropu. Vynechání realizace stropu 3. PP umožňovalo relativně rychlou těžbu stavební jámy.

Pro dopravu materiálu přes těžní otvor byl používán bagr CAT345. Distribuci zeminy k těžnímu otvoru zajišťovaly dva nakladače. Celkově bylo pod rozpěrnou deskou vytěženo něco přes 20 000 m<sup>3</sup> zeminy, která se následně převážela na mezideponii, kde se třídila třídičkou Sandvik QJ 241 na tři různé frakce k dalšímu využití.

### Čerpání vody

Závěrem ještě stručný popis návrhu čerpání vody z podzákladí objektu a zmínka, co může nastat při mimořádných situacích. Každá ze tří studen bude v konečné fázi osazena čerpadlem o výkonu ca 1 l/s. Hladinová čidla budou udržovat vodu v max. úrovni odpovídající povrchu skalního podloží. Čerpaná voda bude odváděna přes odsazovací nádrž do vsakovacích studen. V okolí vsakovacích objektů do vzdálenosti cca 3 m dojde ke zvýšení hladiny v řádu jednotek cm. Tato voda může být využita také jako voda užitková. Pod základovou deskou se nachází cca 2 m mocná vrstva štěrku, která dosedá na skalní podloží. Tato vrstva může být využita jako rezervoár vody při těžko předpokládatelném výpadku všech čerpadel. V tomto případě bude trvat 10–14 dní než hladina podzemní vody dosáhne spodní úrovně základové desky. Pokud ani po této době nebude zahájeno čerpání, začne voda volně vytékat přes otvory v poklopech šachet. V žádném případě tak nemůže dojít k porušení základové desky vzlakem vody.

### Závěr

Všechny výše uvedené stavební práce byly dokončeny v lednu 2017 a v současnosti probíhá výstavba vyšších pater monolitu. Za úspěch považuji fakt, že během výstavby nedošlo ke vzniku poruch v okolní zástavbě. Pozitivně lze hodnotit těsnost stavební jámy. Jako autor dodavatelské dokumentace se domnívám, že základové konstrukce byly navrženy efektivním a zároveň po statické stránce dostatečně spolehlivým způsobem.

Investor: MS Sokolovská, s. r. o.  
Generální projektant: CASUA, spol. s r. o.  
Generální dodavatel: Moravská stavební – INVEST, a. s.  
Výrobně technická dokumentace spec. zakládání: FG Consult, s. r. o.  
Zajištění stavební jámy na klíč: Zakládání staveb, a. s.

Ing. Miroslav Dušek, FG Consult, s. r. o.,  
s přispěním Ing. Jakub Jíra, Terracon, a. s.  
Foto: Libor Štěrba



Třídění materiálu vytěženo ze stavební jámy na frakce

### Problems of the foundation of the Karolina Plaza 1 apartment complex in Prague 8-Karlín

Prague Karlín is a very attractive area for the construction of residential and administrative buildings in the long term. We have detailed information on the founding of many of them on the pages of our magazine, most recently in the issue 1/2015 in the article Multifunctional House Meteor D in Prague 8-Karlín. Although suitable places for new construction in Prague, and therefore also Karlín, generally decline rapidly, still there are relatively attractive land. Such is the one on which the complex Karolina Plaza is now situated between Sokolovská and Křížkova Street. The building pit itself was secured by diaphragm walls, the monolith was based on the 2nd basement level, where an expansion ceiling was made, under which mining continued in the lower floors and the construction of the foundation slab. The method of securing the lower structure was very sophisticated in this design and all structures were closely interconnected.



Bastion XXXI se zachycenou severní opravenou zdí vpravo, pohled z terasy restaurace přes Nuselské údolí k Vyšehradu

## CELKOVÁ OPRAVA SEVERNÍ STĚNY BAROKNÍHO BASTIONU XXXI NA ALBERTOVĚ V PRAZE 2

*Bastion XXXI je památkou barokního opevnění Prahy, které bylo budováno postupně kolem celého města po skončení třicetileté války. Bastion XXXI u božích muk nemá klasický pětiúhlný tvar, ale je půdorysně neúplný vzhledem k jeho poloze na skalním ostrohu nad Nuselským údolím. Na severní straně bastionu, která nebyla zhotovena jako opěrná, postupem docházelo k vysypávání přízdívky a k haváriím. Proto byla navržena kompletní oprava, a to snesením původní přízdívky v celé ploše severní stěny, kompletnímu statickému zajištění stabilizačními kotvenými nosníky na výšku zdi bastionu a opatřením líce zcela novou přízdívkou z kamenného zdiva. Ne zcela obvyklý typ prací na památkově chráněném a nestabilním objektu vyžadoval poměrně invenční a tvůrčí přístup ze strany všech realizačních týmů, za dodavatele tedy především společnosti Subterra, a. s., a Zakládání staveb, a. s.*

### Historie Bastionu XXXI

Bastion XXXI se nachází v místě původního gotického opevnění Nového Města pražského, založeného Karlem IV. v roce 1348. Gotická zeď zde sledovala skalní hřeben, který začíná v dnešních dolních Nuslích a končí u současné magistrály v ulici Na Karlově. Původní opevnění Nového Města bylo v dolní části ponecháno i při barokní přestavbě hradeb přibližně v letech 1653 až 1730 a dnes je jeho nejlépe dochovanou částí. Při jihozápadní stěně dnešního Bastionu XXXI stála v přechodném období hranolová věž. Původní nádvoří bastionu bylo, dle historických průzkumů, podstatně níže a ve více výškových úrovních. Na konci 19. století byl bastion zavážen různorodými navážkami. V tomtéž století byla postavena

ve východní části bastionu desinfekční budova.

Ta byla zbourána v souvislosti s revitalizací území bastionu v roce 2010 s nově vybudovanou restaurací, založenou plošně na základové desce.

### Důvody rekonstrukce Bastionu XXXI

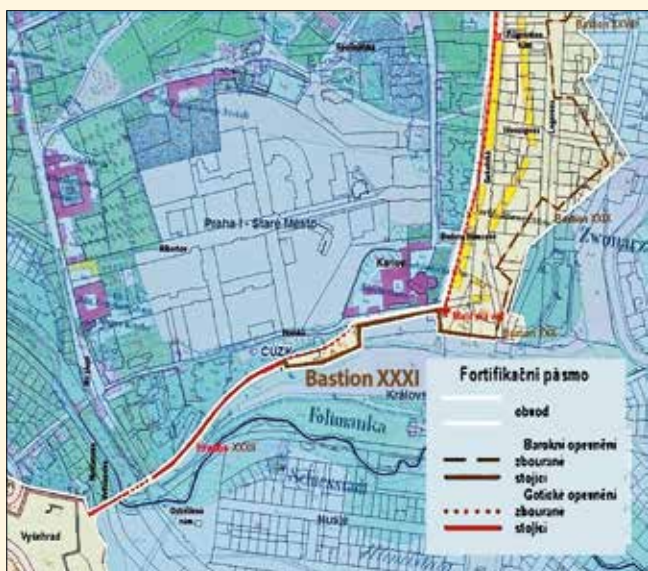
Na severní, tedy vnitřní straně bastionu nebyla vůbec zbudována opěrná zeď jako statický nosný prvek. Tato stěna měla při vnějším líci pouze tenkou vrstvu (cca 500 mm) kamenného zdiva. Místy byla tloušťka na úkor rovnání větší, až 900 mm. Za ním se nachází kamenná rovnání s mohutnou výplní hliněné, případně vápenné, malty. Soudržnost násypu je omezená a závisí na vlhkostních poměrech. To znamená, že severní stěna nemá nosnou konstrukci, která by byla

schopna dostatečně spolehlivě přenášet zemní tlak od násypů a přitížení terénu uvnitř bastionu. V březnu 2012 došlo k vysypání části kamenné přízdívky v západní části severní zdi (havárie č. 1) a v únoru 2013 k dalšímu vysypání zdiva a k vytvoření kaverny (havárie č. 2). Obě havárie byly staticky provizorně zajištěny a byla předána dokumentace pro jejich provizorní (nicméně ve své době nutnou) opravu. (V červenci 2013 pak došlo k dalšímu zborcení části zdiva na okraji kaverny havárie č. 1.)

### Princip opravy

Vzniklé havarijní stavy severní stěny bastionu vedly k nutnosti návrhu kompletní opravy. Pro účely projektu a orientace byla stěna dělena





Historie a stav fortifikace v okolí Bastionu XXXI (www.archeopraha.cz)

na celkem pět svislých záběrů s postupným rozebíráním původního zdiva v pořadí číslování.

V celé ploše stěny byl navržen ocelový rošt, dimenzovaný na zatížení zemním tlakem a přetížením terénu 5,0 kN/m<sup>2</sup> uvnitř bastionu. Rošt se skládá ze svislých kotvených žebér, která zasahují vždy na celou výšku stěny a z vodorovných převážek. Svislá žebra jsou navržena z dvojic válcovaných profilů U200. Převážky jsou z dvojic profilů U160. Paty svislých žebér byly zapuštěny do povrchu zdravého skalního podloží. Žebra byla kotvena samozávrtnými tyčemi Ø 40 mm a následně injektována po celé délce. Délka kotev byla volena tak, aby dosáhla vždy až do zdravého zdiva jižní stěny bastionu. Kotvy byly navrženy tak, aby nedošlo k narušení celistvosti zdiva ani statiky jižní stěny.

#### Bourací práce původního zdiva

Práce byly zahájeny u točitého schodiště na západní straně a pokračovaly směrem na východ k restauraci. Bylo dbáno na to, aby časové obnažení jednotlivých záběrů bylo minimalizováno a nedošlo tak k případnému neřízenému vysypání materiálu a k odpadávání kamenné přízdivky stávající zdi. Proto byla velikost jednotlivých obnažených záběrů přizpůsobena skutečně zastiženému stavu stěny.

Práce byly prováděny následovně:

#### Záběr č. 1

Na původní zdivo zde bylo nejdříve osazeno sedm provizorních stabilizačních nosníků (2x U200) po cca 1,5–2,5 m tak, aby byly přibližně v mezích budoucích svislých žebér, tedy mimo návrtné body kotev. Pomocí táhel byly tyto provizorní nosníky spráženy s jižní stěnou bastionu a pomocí kotevního trnu ukotveny do skalního podloží u paty zdi. Pod nosníky byla instalována provizorní dvouzákrutová síť 6x8 mm Galfan, aby bránila v odpadávání kamenů při vrtání kotev.

Po osazení stabilizačních nosníků byly odstraněny nestabilní části zdi. Práce byly prováděny z koše, který byl zavěšen na věžovém jeřábu. U havárie č. 1 byla opatrně odshora dolů odstraněna zbyváající poprsní zeď včetně přízdivky a dále bylo odstraněno provizorní původní zajištění havárie. Prostor u havárie č. 1 byl ochráněn sítěmi proti případnému vypadávání kamenů.



Dochované opevnění Nového Města pražského začíná v dolních Nuslích a v horní části přechází do barokně přestavěných hradeb s Bastionem XXXI (www.archeopraha.cz)

#### Záběry č. 2–5

Podobným způsobem za pomoci stabilizačních nosníků, kotvení a rozebírání zdiva se postupovalo i v navazujících záběrech 2–5.

#### Statické zajištění zdi

Pro vrtání kotev pro uchycení svislých žebér bylo třeba postavit těžké lešení, jehož výstavba postupovala po jednotlivých kotevních úrovních až k poslední kotevní úrovni daného záběru. Po osazení kotev byly ve svislých pásech provedeny bourací práce – odstranění přízdivky včetně rovnaniny, připraven základ a na kotvy osazena svislá žebra – nosníky 2x U200. Před aktivováním byly nosníky podstríknuty betonem pro dokonalý kontakt s podkladem.



Vysypaná část kamenné přízdivky s provizorním zajištěním v západní části severní zdi (havárie č. 1), (2015)



Detail kaverny havárie č. 1, (1/2016)



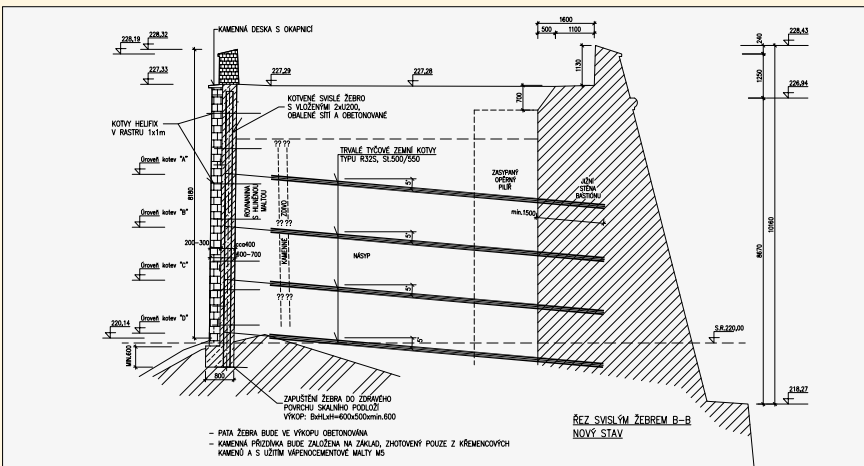
Stabilizační provizorní nosníky osazené na záběru č. 1, (1/2016)



Z těžkého lešení jsou prováděny vrtné práce pro osazení tyčových trvalých kotvě pro uchycení svislých žebér, (2/2016)



Půdorys Bastionu XXXI



Princip opravy severní zdi Bastionu XXXI

Zbylé zdivo pak bylo postupně odshora dolů z lešení rozebráno včetně provizorních sítí a stabilizačních nosníků. Odhalené části zdi byly opět zajištěny ochrannými sítěmi a doplněny pozinkovanými sítěmi (100/100/10) proti případnému vypadávání kamenů a přikotveny pomocí kotvených trnů k rovanině bastionu.

Mezi svislá kotvená žebra pak byly osazeny a zavařeny vodorovné převázky z žárově zinkovaných profilů (1x HEB120). Pro zabránění hromadění vody v profilu byla jeho horní část vyplněna betonem C 20/25. Svislá žebra byla obalena kari sítěmi a o betonována stříkaným betonem C 30/37- XF1 na celou výšku stěny. Takto zajištěná plocha stěny byla připravena pro zdění lícového kamenného zdiva.

Vzhledem k zastínění skalního podloží ve velkých hloubkách (až 3 m) nebyla ve 2/3 délky nová zeď založena na skalní podloží (jak bylo uvažováno v PD), ale na původní zeď v podzákladí, zpevněnou cementovou sanační nízkotlakou injektáží. Před vlastním zděním byly účastníky výstavby schváleny finální vzorky zdiva přízdívky včetně malty. (Předpoklad z projektu o využití původních kamenů získaných z bourání zdi se nenaplnil. Vybouraný materiál byl zcela nevhodný. Tudíž byl na stavbu dovážen nový kámen vhodný pro zdění.) Kameny byly dokonale očištěny a dle potřeby kamenicky opracovány. Pro zdění byla užitá malta s pevností 5 MPa. Přízdívka byla navíc k rovanině bastionu přichycena kotvenými trny v rastru 1x1 m. Tloušťka nově budované zdi se pohybovala od 70cm do 1,2m (dle stability původní rovaniny).



Ukotvená svislá žebra s převázkami, (9/2016)



Hranice dozděného záběru, svislé žebro je podstříknuto betonem, (9/2016)

Poprsní zeď byla provedena v menší míře z původního materiálu, nově dovezeného (opuky) a ze smíšeného zdiva.

#### Zhodnocení

Při takto složité stavbě, charakterizované vysokými nároky na bezpečnost prováděných stavebních prací, dodržováním památkové ochrany, měnícími se parametry zdi, mohutným statickým zajištěním, vysokými nároky na citlivé provedení pohledových částí zdi, bylo velice důležité, aby spolupráce všech účastníků byla pokud možno konstruktivní. Díky naplnění této podmínky tak vzniklo dílo, které, jak doufáme, je ukázkou dobrého stavebního řemesla, které vkusně zapadá do místa realizace a jehož životnost se bude počítat na staletí.

Ing. Petr Bican, Ing. Vlastimil Bárta, Subterra, a. s.



Nejvyšší část severní stěny s točivým schodištěm po opravě, (5/2017)



Nejvyšší část severní stěny s točivým schodištěm po opravě, (5/2017)



Rozvinutý pohled na větší část severní zdi po opravě, (5/2017)

#### Poznámky k provedení trvalých horninových kotev

Vzhledem k místním poměrům s omezenou možností vytvoření pracovních plošin bylo kotvení pomocí injekčních samozávrtných kotevních tyčí T40/20 prováděno malou vrtnou soupravou Morath, ukotvenou na stavební lešení. Vrtné práce probíhaly v jednotlivých záběrech od spodních etáží. Po zakotvení každé etáže bylo lešení doplněno o další patro, na které byla přemístěna vrtná souprava. V nejvyšší západní části opravované stěny probíhalo kotvení v pěti úrovních. Horizontální i vertikální rozteče jednotlivých kotev se v různých záběrech lišily. Podle výšky opravované stěny byly od 1 do 2,5 m v obou směrech. Také délka kotev byla v jednotlivých záběrech různá, od 4 do 19 m. Samozávrtné tyče byly délek 1,5 m a na potřebnou délku se napojovaly ocelovými spojníky. Vrty byly provedeny dle předepsaného sklonu 5% od vodorovné osy, některé s ohledem na půdorysný tvar bastionu i s bočním odklonem. Na špičce kotevních tyče byla osazena vrtná korunka průměru 76 mm. Jako vrtný výplach byla použita injekční cementová směs. Při vrtání docházelo zároveň

k injektáži kotvy a okolního prostředí po celé její délce. Průměr vrtu 76 mm pro kotevní tyč T40/20 zajistil dostatečné, normou předepsané krytí kotevního prvku ve vrtu po celé jeho délce. Aktivace kotev probíhala po osazení svislých kotevních žebek přes kotevní hlavu – ocelovou roznášecí desku s pojistnou maticí. Životnost kotevních prvků odpovídá životnosti celého stavebního díla. Před zahájením prací panovala obava, že délka kotev bude limitována technickými parametry použité, velmi malé vrtné soupravy. Tyto obavy se naštěstí nepotvrdily a kotvení bylo provedeno v souladu s požadavky projektanta. Celkem bylo výše uvedeným způsobem provedeno 113 ks kotev v celkové délce 1383 m. Provádění prací z lešení v nejvyšší části umožnilo nádherný výhled na okolí, protějščí siluetu Vyšehradu s kostelem sv. Petra a Pavla, baziliku sv. Karla na předmostí Nuselského mostu a řadu dalších historických budov. To byla také naše neobvyklá odměna za poctivě odvedenou práci.

Vladimír Malý, stavbyvedoucí,  
Zakládání staveb, a. s.  
Foto: autoři a Libor Štěřba

Účastníci výstavby:

Investor: Magistrát hlavního města Prahy

Generální projektant: Plan Plus, s. r. o.

Generální dodavatel: Subterra, a. s.

Práce speciálního zakládání: Zakládání staveb, a. s.

#### Total repair of the northern wall of Baroque Bastion XXXI at Albertov in Prague 2

Bastion XXXI is a monument to the baroque fortification of Prague, which was built around the city after the Thirty Years' War. Bastion XXXI in God's Torts does not have a classical pentagonal shape, but it is incomplete in terms of its layout on the rocky promontory above the Nusle Valley. On the northern side of the bastion, which was not built as supporting, there was a loosening of the confinement and accidents. That is why it was decided to complete the repair by cutting the original adamant across the entire wall of the northern wall, complete static securing by stabilizing anchored beams at the height of the bastion wall and by applying a new stone wall masonry. Not quite a typical type of work on a monumentally protected and unstable building required a rather inventive and creative approach by all implementing teams, especially Subterra, a. s., and Zakládání staveb, a. s.