

ZAKLÁDÁNÍ

časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

3/2020

ročník XXXII



- PROTIPOVODŇOVÁ OPATŘENÍ V BENÁTKÁCH
- REKONSTRUKCE DOMU U SIXTŮ V PRAZE NA HOTELOVÝ KOMPLEX RITZ-CARLTON
- ZALOŽENÍ ZDVIŽNÝCH MOSTŮ NA KANÁLE VRAŇANY–HOŘÍN
- REKONSTRUKCE PODPĚR MOSTU NA SILNICI I/52 PŘES VODNÍ DÍLO NOVÉ MLÝNY





ZAKLÁDÁNÍ STAVEB®



Práce společnosti Zakládání staveb, a. s., na projektu modernizace železniční tratě Sudoměřice – Votice

VÝROBNÍ PROGRAM

- Podzemní stěny konstrukční, pažicí, těsnicí a prefabrikované
- Vrtané piloty, CFA piloty, pilotové a záporové pažicí stěny
- Mikropiloty a mikrozápory
- Kotvy s dočasnou a trvalou ochranou
- Injektáže skalních a nesoudržných hornin, sanační injektáže, speciální injekční směsi
- Trysková injektáž M1, M2, M3
- Beranění štětových stěn, zápor, pilot apod.
- Zemní práce z povrchu, těžba pod vodou
- Zlepšování základových půd
- Realizace všech typů hlubinného založení objektů
- Pažení stavebních jam
- Sanace rekonstrukce a rektifikace občanských, průmyslových a historických objektů a inženýrských staveb
- Vodohospodářské stavby, rekonstrukce jezů, retenční přehrážky
- Shybky
- Skládky ropných produktů a toxických látek, jejich lokalizace a zabezpečení
- Ochrana podzemních vod
- Geotechnický průzkum, studie, projekty, konzultace
- Zatěžovací zkoušky a zkoušky integrity pilot
- Projekční a poradenská činnost

ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

K Jezu 1, P. S. 21
143 01 Praha 4,
tel.: 244 004 111,
e-mail: mailbox@zakladani.cz
www.zakladani.cz,
www.zakladani.com



OBSAH

Časopis ZAKLÁDÁNÍ

vydává:

Zakládání staveb, a. s.

K Jezu 1, P. S. 21

143 00 Praha 4 - Modřany

tel.: 244 004 111

fax: 241 773 713

E-mail: propagace@zakladani.cz<http://www.zakladani.cz><http://www.zakladani.com>

Redakční rada:

vedoucí redakční rady:

Ing. Libor Štěrbá

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 Štěrbá

Jazyková korektura:

Mgr. Antonín Gottwald

Foto na titulní straně:

k článku na str. 12, foto: Libor Štěrbá

Překlady anotací:

RNDr. Ivan Beneš a autoři

Design & Layout:

Jan Kadoun

Tisk:

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

Ročník XXXII

3/2020

5. 1. 2021

MK ČR 7986, ISSN 1212 – 1711

Vychází čtyřikrát za rok

Pro rok 2021 je cena časopisu 90 Kč.

Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,

balného a poštovního.

Objednávky předplatného:

SEND Předplatné spol. s r.o.

Ve Žlábku 1800/77

193 00 Praha 9 Horní Počernice

tel.: 225 985 225

E-mail: send@send.cz<http://www.send.cz/>

Podávání novinových zásilek

povolila PNS pod č.j. 6421/98

AKTUALITY

Protipovodňová opatření v Benátkách jsou (téměř) dokončená

2

S použitím veřejně dostupných údajů napsal

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

Geotechnika v historii technologií – nová kniha vyplňuje letitou mezeru v publikacích oboru geotechniky a speciálního zakládání

6

Ing. Jindřich Říčka, ADSZS

TEORIE A PRAXE

Nová norma o horninových kotvách

8

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

Trysková injektáž – revize normy

11

Ing. Jindřich Říčka, ADSZS

OBČANSKÉ STAVBY

Práce speciálního zakládání při rekonstrukci domu U Sixtů na hotel Ritz-Carlton v historickém centru Prahy

12

Ing. Pavel Průcha, projektant rekonstrukce spodní stavby,
s přispěním Ing. Michaela Remeše, Zakládání staveb, a. s.**Realizace**

21

František Šedivý, Zakládání Group, a. s.

DOPRAVNÍ STAVBY

Technologie speciálního zakládání při budování nových zdvižných mostů v rámci projektu Zabezpečení podjezdů výšek na Vltavské vodní cestě, kanál Vraňany–Hořín

23

Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a. s.,
a Filip Koudelka, Zakládání staveb, a. s.**Dočasné jímky pro rekonstrukci podpěr mostu přes přelivný objekt v horní hrázi vodního díla Nové Mlýny na silnici I/52 u Pasohlávek**

30

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

PROTIPOVODŇOVÁ OPATŘENÍ V BENÁTKÁCH JSOU (TÉMĚŘ) DOKONČENÁ

Dne 10. července 2020 aktivoval italský premiér Giuseppe Conte 78 mobilních bariér při prvním testu funkčnosti systému MOSE, který má ochránit Benátky před záplavovými vlnami do výšky až 3,0 m. Jedná se o celosvětově unikátní projekt, který se připravoval již od 80. let 20. století. 3. října 2020 došlo i k první ostré aktivaci systému MOSE jako prevenci proti zaplavení některých nízko ležících částí města, zejména náměstí San Marco. V článku je představen základní princip výstavby a fungování celého systému.



Zaplavené Náměstí sv. Marka

Benátky čelí od první poloviny 20. století dvěma nepříznivým faktorům – poklesu málo únosného terénu, v důsledku neustále rostoucího přitížení zejména rozrůstající se průmyslovou výstavbou a čerpáním podzemní vody, a globálnímu oteplování, které vede ke zvyšování hladiny moří a častějšímu výskytu nepříznivých klimatických vlivů, jako jsou vyšší dešťové srážky a hojnější větry z nepříznivého směru. Obojí způsobilo, že se město za posledních sto let „potopilo“ o 230 mm a slavné náměstí San Marco zaplavuje voda 250krát za rok. Zvýšení hladiny překračující kritickou úroveň 140 cm bylo poprvé dosaženo roku 1935 a od tohoto roku do současnosti ještě 20krát, naposled 12. 11. 2019, kdy byla dosažena historicky druhá nejvyšší úroveň – 187 cm. Benátčané a jejich radní se snaží zvyšovat úroveň ulic, ale historická architektura, která přitahuje ročně milióny návštěvníků, tyto

snahy omezuje – chodníky nelze zvyšovat příliš, aby nezakryly báze sloupů a fasád. A protože povrch terénu neustále klesá a úroveň hladiny moře se zvedá, bylo nezbytné hledat urychlené řešení.

Po katastrofální povodni v listopadu 1966, při které zahynuly dvě osoby, byly způsobeny škody za více než 1 mld € a výška přílivu dosáhla rekordních 194 cm, vydala italská vláda první zvláštní zákon pro Benátky, ve kterém se deklaruje problém ochrany Benátek jako prioritou národního zájmu. Tento akt byl počátkem dlouhého legislativního a technického procesu, který měl zaručit Benátkám a benátské laguně účinný systém obrany před účinky záplavových vln, jež způsobuje vzduté Jaderské moře. Ke vzdutí dochází atmosférickými a meteorologickými vlivy, jako jsou tlaková níže: Bora – severovýchodní vítr vanoucí od Terstu nebo Scirocco – horký jižní až východní vítr. Tyto větry tlačí do benátské laguny velké vlny a zvyšují úroveň

hladiny vody v laguně. Velkou vodu ještě zhoršují dešťové srážky, které rozvodňují okolní vodoteče – 36 řek a kanálů ústících do laguny. Od roku 1973 do roku 1981 bylo podáno šest návrhů, jak lagunu ochránit. V roce 1981 proběhla studie proveditelnosti, která vybrala k realizaci projekt „Progettone“, který představoval výstavbu fixních bariér s mobilními prvky na jednotlivých vstupech do laguny. Zajištěním výstavby bylo zákonem pověřeno Ministerstvo veřejných prací. V roce 1982 ministerstvo pověřilo vypracováním projektu konsorcium Venezia Nuova, které své výsledky prezentovalo v roce 1989 pod názvem Riequilibrio E Ambiente (REA), česky Rovnováha a životní prostředí, ve kterém byly zahrnuty mobilní bariéry na vstupech do laguny. Projekt byl státními orgány odsouhlasen v roce 1994. První studie vlivu na životní prostředí byla ukončena v roce 1998 a doplněna v roce 2002. V roce 2003 se konečně mohl projekt MOSE (*Modulo Sperimentale Elettromeccanico*) začít realizovat. Výstavbou bylo pověřeno konsorcium firem Techintal. Název MOSE má zároveň druhý, skrytý význam. Italsky „Mosè“, česky Mojžíš, má být paralelou k biblické postavě Mojžíše, který vyvedl Izraelity z egyptského otroctví a suchou nohou přešel přes moře.

Princip fungování

MOSE sestává z řad mobilních bariér na vstupech do laguny, které v případě vysokého přílivu lagunu dočasně oddělí od moře. Mobilní bariéry jsou rozděleny do čtyř částí, celkově se skládají ze 78 prvků. Na vstupu Lido, který je nejširší, jsou dvě řady bariér s 20



Letecký pohled na benátskou lagunu



Letecký pohled na vstup Lido – 1 přístav a plavební komora, 2 a 6 nábreží, 3 a 5 místa bariér, 4 umělý ostrov, 7 vlnolam

a 21 prvky. Obě řady jsou od sebe odděleny umělým ostrovem, na kterém jsou umístěny technické budovy. Vstup Malamocco chrání jedna řada s 19 prvky a vstup Chioggia chrání jedna řada o 18 prvcích.

Za běžných podmínek přílivu a odlivu jsou pohyblivé části bariéry plné vody a leží ve svých základnách. Pokud se předpokládá zvýšený příliv, vytlačí se voda stlačeným vzduchem a bariéra se okolo závěsu vzpřími do vertikální polohy, vystoupí nad hladinu a zamezí přílivu vstup do laguny. Když příliv opadne, bariéry se naplní vodou a vrátí do horizontální polohy v základně.

Vstupy mají být zavřené v průměru čtyři až pět hodin (doba trvání přílivu), přičemž čas potřebný k zvednutí je asi 30 minut a ke spuštění asi 15 minut.

Operační postup předepisuje, že bariéra bude vztýčena při přílivu vyšším než 110 centimetrů. Tato úroveň je určena jako optimální s ohledem na současnou úroveň hladiny moří, ale bariéry lze provozovat při jakémkoliv úrovni přílivu. Projekt MOSE je flexibilní a v systému se vyhodnocuje směr větru, atmosférický tlak a úroveň přílivu. Jednotlivé bariéry mohou fungovat nezávisle na sobě, proto mohou proti vysoké vodě fungovat různými způsoby – současné uzavření všech tří úžin v případě výjimečných přílivů, částečné uzavření jednotlivých vstupů při středně vysokém přílivu uzavření nebo uzavření jen jednoho ze vstupů. Projekt je navržen tak, aby zvládl až 3m rozdíl mezi hladinou vody v moři a laguně. Systém bariér je v jednotlivých úžinách doplněn plavebními komorami, které umožňují přístup do laguny a zásobování Benátek v době, kdy jsou bariéry aktivovány.

Průběh prací a konstrukční řešení

Výstavba projektu MOSE vyžadovala komplexní logistickou organizaci. Práce probíhaly ve třech vstupních úžinách do benátské laguny, okolo které se město rozkládá. Staveniště se nacházejí ve velmi citlivém kontextu s problematikou životního prostředí a organizace prací byla vedena tak, aby nedošlo k jeho narušení.

Staveniště byla otvírána z dočasných vodních ploch, aby se omezilo využívání pozemků sousedících s areálem úžin a aby stavební práce měly co možná nejmenší vliv na okolí. Dovoz strojů a materiálu se uskutečňoval po moři, aby se předešlo přetížení silničního systému podél pobřeží. Stavební práce se zároveň realizovaly tak, aby nedošlo k přerušení plavby jednotlivými vstupy do laguny.

Úžiny tvoří vjezdy Chioggia na jihu, Malamocco uprostřed a Lido na severu. Úžina Lido je rozdělená umělým ostrovem na dvě části – severní Treporti a jižní Sant Nicolo.

Práce na vstupech do laguny byly rozloženy do tří fází.

První fáze zahrnovala přípravné práce, provedení zkušební pole pro ověření konsolidace mořského dna, podvodní archeologický průzkum a vyhledání zbytků munice z druhé světové války.

Druhá fáze zahrnovala práce na zlepšení podloží a stavbu plavebních komor. Místa výstavby protipovodňového systému musela být předem připravena, aby přenesla zatížení od stavby. Základovou půdu do hloubky asi 100 m tvoří střídající se vrstvy písku, prachovitěho písku, jílovitého prachu a prachu. Celé podloží je měkké a málo únosné. Určité sednutí stavby bylo sice přípustné, ale nesmělo překročit povolenou mez, při které by došlo k problémům s ovládním bariér. Proto musela být místa výstavby protipovodňového systému předem dobře připravena, aby přenesla zatížení od stavby. Pro zlepšení základové půdy v místě budoucích základů se použily beraněné válcové ocelové a betonové piloty o délce 20 m a průměru 500 mm. Na pilotách je rozprostřena roznášecí šterková vrstva ve formě gabionové matrace, která chrání dno pevné základny před proražením případnou vystupující pilotou.

Poslední fáze zahrnovala výrobu a instalaci vlastního protipovodňového systému, který sestává z **pohyblivé části – bariéry a pevné části – základny**. Bariéry i základny byly zhotoveny ve výrobnách umístěných na uměle vytvořených ostrovech.



Princip fungování bariéry

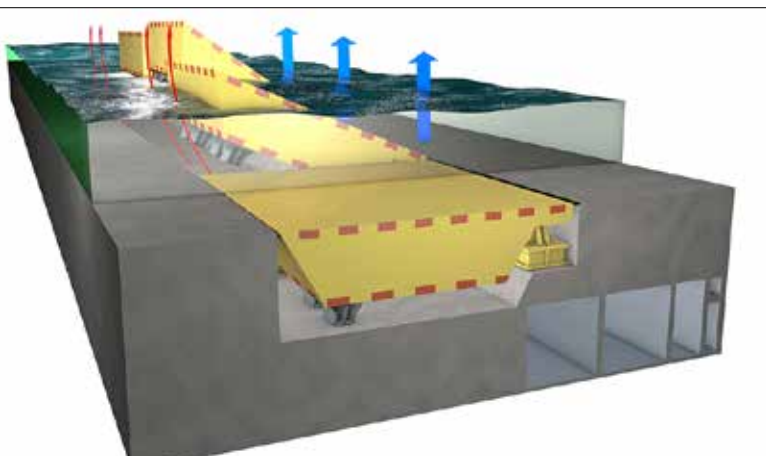
V základně je za normálního stavu uložena pohyblivá část a je v ní umístěno i technologické srdce celého systému, kterým se bariéra ovládá. Základnu tvoří železobetonová skříňová konstrukce, která je značně rozměrná, 60 m dlouhá, 45 m široká a 11 m vysoká, má velmi tuhou konstrukci a hmotnost 25 000 t. Železobetonová základna byla vyráběna dvěma odlišnými způsoby: jednak na povrchu ostrova, odkud byla po zhotovení pomocí kolejových přepravníků přesunuta do speciálního přístaviště a usazena do speciálního přepravního rámu se spouštěcím zařízením, jednak v suchém doku, který byl po jejím dokončení zaplaven



Jiný letecký pohled na vstup Lido



Vstup Chioggia – 1 přístav a plavební komora, 2 a 4 nábreží, 3 místo bariéry, 5 vlnolam



3D pohled na konstrukci a fungování bariéry

a základna byla následně zavěšena do podobného zařízení, jako v prvním případě. Hotové základny byly za pomoci tří remorkérů dopraveny na požadované místo a spuštěny na upravené dno. Jejich přesná poloha byla zajišťována pomocí přesné GPS lokalizace. Výškově byly rektifikovány pomocí čtyř hydraulických opěr opírajících se o ocelové plotny na upraveném dnu. Hydraulické opěry byly opatřeny kluznými podložkami, které umožnily horizontální pohyb při vzájemném propojení jednotlivých základen. Ty byly k sobě přitaženy pomocí horizontálních hydraulických lisů. Vodotěsnost spojení zajišťuje speciální těsnění mezi jednotlivými základnami. Po definitivním uložení byla mezera mezi dnem a základnou zainjektována dvěma fázemi injektáže cementovou směsí. V první fázi byly podinjektovány okraje základny pomocí 350 m³ injekční směsi, ve druhé fázi byla podinjektována zbývající plocha základny pomocí 1500 m³ injekční směsi. Jednotlivé základny jsou

propojeny chodbou a celý systém je tak průchozí a volný pro kontrolní a údržbářské práce. Po usazení všech základen byly loděmi na své místo dopraveny pohyblivé části a následně pomocí jeřábů usazeny a spojeny se základnou speciálními závěsy. Pohyblivé části bariéry mají skříňovou kovovou konstrukci, u všech řad 20 metrů širokou, s délkou mezi 18,5 a 29 metry a výškou 3,6 až 5 m.

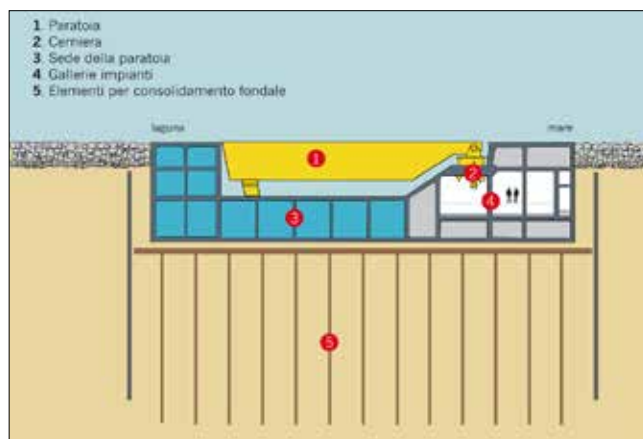
Plavební komory

Plavební komory umožňují malým plavidlům proplout vjezdy Lido a Chioggia, zatímco vjezd Malamocco je určen pro velké lodě. Cílem plavby více než 5000 lodí proplouvajících ročně tímto vjezdem jsou chemické závody na pevnině. Na základě dohody s ředitelstvím přístavu bylo možné snížit hloubku profilu průplavu z 16 na 14 m, což stále ještě umožní proplutí velkých lodí, ale sníží v tomto místě přílivovou rychlost vody. Velká plavební

komora Malamocco má vnitřní rozměry 380x50 m a je schopná přijmout lodě do délky 280 m, šířky 39 m a s ponorem do 12 m. Součástí jednotlivých vjezdů jsou vlnolamy z lomového kamene o délkách od jihu k severu 520 m, 1280 m a 1000 m.

Obnova „Venice Arsenal“

Součástí stavebních prací byla i obnova zanedbané čtvrti Venice Arsenal, benátské zbrojnice, symbolu bývalé obchodní a vojenské síly historické Serenissimy čili „Serénské republiky“, kam je umístěno řídicí centrum MOSE. Četné budovy, často mimořádné historické a architektonické hodnoty, které byly desítky let opuštěné a ve stadiu rozpadu, byly obnoveny do původní podoby a přizpůsobeny novému využití tak, aby od roku 2011, kdy měl být systém spuštěn, mohly sloužit novému účelu. Středisko má přijímat údaje o výšce přílivu a měření ze snímačů umístěných před vstupem



Schématický řez bariérou – 1 pohyblivá část, 2 závěs, 3 základna, 4 technologie, 5 konsolidační prvky – piloty



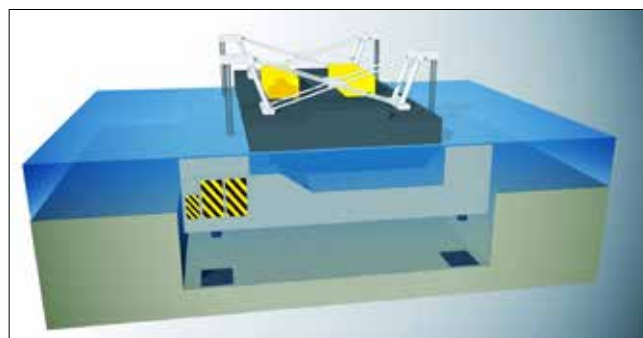
Vstup Malamocco s výrobní částí bariéry



Vyrobené základny



Plavidlo na přepravu základen v akci



Princip osazování základny



Přesun pohyblivé části bariéry k přístavišti

do úžin. Příkaz k aktivaci bariér se vydá, jakmile voda dosáhne úrovně určené operačním manuálem, a systém zajistí, že voda v laguně nepřekročí bezpečnou úroveň.

Revitalizační práce na laguně

Benátky ovšem netvoří pouze městská zástavba. Patří k nim i laguna, která město obklopuje a která jej po staletí chránila před agresory. Laguna byla pro plavbu zrádná a bezpečné cesty přes slané bažiny znali pouze obyvatelé Benátek. Tato přirozená ochrana umožnila nerušený rozvoj města, které se na čas stalo středomořskou obchodní velmocí.

Jenže křehká ekologie této přirozené ochrany města je dnes značně narušená. Řeky, které ji zásobovaly vodou, byly odkloněny pro potřeby průmyslu a v laguně tím byla porušena vrstvá sedimentační rovnováha.

Dnes se laguně věnuje péče, která je součástí regionálního programu ochrany životního prostředí okolí Benátek a byla zapojena i do projektu MOSE. Nelze chránit jen budovy. Stejně jako jinde, se i zde v Benátkách musí chránit obojí, památky i příroda, tedy i laguna. Kromě výstavby protipovodňových opatření se Techital věnuje i obnově původního prostředí slaných bažin. Tyto práce, které jsou již hotovy, podporují cirkulaci a okysličování vody a tím obnovení přirozeného prostředí laguny.

Kritika, korupce a soudní spory

Projekt se nesetkal pouze se souhlasnými stanovisky, ale setkal se i s odporem

ochránců životního prostředí, jako jsou Itálie Nostra a Světový fond na ochranu přírody, kteří k projektu zaujímali negativní stanoviska.

Výhrady k projektu MOSE se týkaly mj. nákladů italského státu na výstavbu, řízení a údržbu, které jsou údajně mnohem vyšší než u alternativních systémů provozovaných v Nizozemsku a Anglii. Navíc podle odpůrců projektu, systém není „postupný, experimentální a reverzibilní“, jak vyžaduje zvláštní zákon na ochranu Benátek. Objevily se i výhrady k dopadu na životní prostředí v místech, kde dojde k vyrovnání dna v prostoru bariér, k narušení prostředí zabíraním tisíců pilot do mořského dna a k porušení hydrogeologické rovnováhy a citlivého ekosystému laguny. Fronta NO MOSE také poukazuje na celou řadu kritických bodů ve struktuře projektu a jeho neschopnosti vypořádat se s předpovědí zvýšení mořské hladiny. V průběhu let bylo podáno devět odvolání proti stavebnímu povolení, z nichž osm bylo odmítnuto ze strany TAR (Tribunale Amministrativo Regionale, regionální správní soud) a Státní rady. Deváté je v současné době předmětem hodnocení ze strany správního soudu. Odvolání se týká možnosti poškození zvláště cenné přírodní lokality Pellestrina v oblasti zátoky Malamocco, kterou by mohla poškodit výstavba základových skříní bariéry. Projektu se dotkl i korupční skandál. V roce 2014 bylo 35 lidí, včetně Giorgia Orsoniho, starosty Benátek, zatčeno a v souvislosti s projektem MOSE obviněno z korupce.



Plavidlo na přepravu a osazení pohyblivé části

Orsoni byl obviněn z toho, že dostal od stavebního konsorcia finanční prostředky, které pak použil ve své volební kampani. Kromě toho mělo dojít k převedení 20 milionů eur z veřejných prostředků na zahraniční bankovní účty, které byly použity k financování politických stran. V návaznosti na právní řízení byla provedena mimořádná kontrola financování stavby s cílem zajistit její řádné dokončení. Stavba měla i řadu kritiků z řad odborné veřejnosti. Zatímco stoupenci projektu MOSE tvrdí, že systém zvládne hrozbu stoupající vody spojenou s globálním oteplováním, jiní pochybují, že projekt může čelit této výzvě. Například Luigi D'Alpaos, emeritní profesor hydrauliky, napsal, že „MOSE je zastaralý a filozoficky i koncepčně špatný“ projekt. Problémem podle něj je, že zatímco bariéry mohou hypoteticky řešit stoupající vodu, mohlo by dojít k tomu, že budou zdviženy tak často, že budou ve skutečnosti fungovat jako trvalá stěna, která znemožní proudění vody mezi lagunou a Jaderským mořem, a z laguny se stane „zahňívající tůň pro řasy a odpad“.

Závěr

Celý systém má být dokončen během roku 2021, tj. o celých deset let později, než bylo plánováno, bude stát téměř 5,5 miliardy €, o 1,3 mld. € více, než byly původní, projektem očekávané náklady.

S použitím veřejně dostupných údajů napsal
RNDr. Ivan Beneš, Zakládání staveb, a. s.



Postupné vztyčování bariéry při zkoušce

Anti-flood measures in Venice have been (almost) ready

An architectonical jewel – the Italian town Venice – has been for long decades threatened with floods. The huge anti-flood protection system „MOSE“ consisting of 78 gates prevents seawater from piercing into a lagoon during high tides in the Adriatic sea. The article presents the basic principle of construction and operation of the project



Vztyčování bariéry při zkoušce, detail

GEOTECHNIKA V HISTORII TECHNOLOGIÍ — NOVÁ KNIHA VYPLŇUJE LETITOU MEZERU V PUBLIKACÍCH OBORU GEOTECHNIKY A SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ



Většina prací odborné literatury byla vždy zaměřena převážně teoreticky na navrhování geotechnických konstrukcí. I u našich domácích autorů byly praktické aspekty provádění zmiňovány jen částečně (Z. Bažant, J. Masopust) nebo spíše z hlediska parametrů technologií (J. Verfel). Právě vyšla kniha se snaží poskytnout souhrnný pohled provozní praxe na souvislosti v historickém vývoji včetně vlivů v jeho pozadí při působení významných osobností a firem. Vznikla na podkladě kladné čtenářské odezvy na seriál o stejné tematice uveřejňovaný v časopise Zakládání od roku 2013. Původních 24 článků bylo následně přepracováno a doplněno do souhrnného díla, které má celkem 320 stran, obsahuje téměř 300 obrázků a množství tabulek a grafů.

Kniha je určena k informování široké veřejnosti o našem dosud nedostatečně oceňovaném oboru a jeho prudkém rozvoji v posledních padesáti letech, proto je koncipována v odborně popularizačním stylu. Snahou autora bylo zvýšit povědomí o postupném vzrůstu technologických možností, které jsou i velkým příslibem pro jejich budoucí uplatnění. Podstatná část vydání bude distribuována zdarma do škol, knihoven a jiných podobných institucí se záměrem probudit zájem mladých technicky orientovaných lidí o vstup do naší profese.

V letošním roce byla vydána péčí Asociace dodavatelů speciálního zakládání (ADSZS) publikace „Geotechnika v historii technologií“ autora Jindřicha Říčici. Je zacílená na technologie geotechnického inženýrství poněkud odlišně od většiny dosavadních prací v odborné literatuře. V dále uvedeném textu přiblížíme hlavní rysy knihy.

Tento cíl je sledován v úvodní kapitole I., která osvětluje problematiku geotechnického inženýrství a uvádí jeho hlavní i podpůrné disciplíny s výsledným profesním vyhraněním do užších zájmových oblastí. Upozorňuje na mimořádný význam otázek technologie provádění prací speciálního zakládání, obzvláště na důležitý fenomén tzv. technologických vlivů a potřebné odborné kompetence.

Publikace má ovšem posloužit také různým účastníkům výstavby, klientům a obchodním partnerům dodavatelů speciálního zakládání, konzultantům a projektantům k orientaci v rozsáhlé množině speciálních technologií a k porozumění jejich vzájemných vazeb. Bude k nim distribuována v rámci setkávání při běžné spolupráci. V kapitole II. je zde proto předložena účelová metodika rozřídění technologických systémů do čtyř základních okruhů podle převažující hlavní činnosti – ražení, vrtání, hloubení, zlepšování základové půdy – a podle dalších společných faktorů je pak uvnitř okruhů podrobnější třídění. Vždy je zde zdůrazněn a vysvětlen použitý přístup z prováděcího hlediska a poukázáno na rozdíl v obvykle zaujatém hledisku omezeném pouze na navrhování geotechnických konstrukcí.

Vývojové proměny technologických systémů v jednotlivých uvedených okruzích činností jsou zevrubně probírány v těžišti knihy – kapitolách III.–VI. V úvodu těchto kapitol jsou vždy uvedeny tabulky s tříděním uvnitř daných okruhů, z nichž jsou přehledně patrné hlavní vztahy mezi spřízněnými technologiemi. Systematicky jsou uváděna historická data počátečního kořene zkoumané technologie. Následně jsou zmíněna světová a domácí prvenství její aplikace v již vyhraněné formě daného stadia vývoje a zvýrazněny dějinné mezníky. Chronologický náhled na vzájemné ovlivňování technologií ozřejmuje logiku současného využívání různých

prováděcích metod. Je nezbytný k předcházení chybám a k volbě efektivní realizace projektu. Kniha v tom může být nápomocná i geotechnickým specialistům, zejména při řešení specifických úkolů a hledání inovativních řešení.

V kapitole VII. jsou dány do souvislosti všeobecné historické události (vývoj vědy a techniky, geografické vazby a hospodářsko-politické vlivy) a vývoj dotčených technologií. Účelem je poskytnout převážně technicky orientovaným odborníkům širší pohled na náš obor. Jsou zde uvedeny tabelární přehledy od rozvoje civilizace z dávnověku přes historický vývoj technologií speciálního zakládání v okruzích hlavních činností a provedeno jejich srovnání s vývojem strojní a stavební techniky až k celkovému pozadí hlavních dějinných souvislostí.

K úplnému porozumění komplexu vývoje přispívá kapitola VIII., která se soustřeďuje na méně známé souvislosti celosvětových společenských faktorů – na rozvoj obecné technické vzdělanosti, na představení osobností, které podstatnou měrou ovlivnily ustavení geotechnické vědy a podílely se na její praxi, na představení specializovaných prováděcích firem a profesních institucí. Kapitola přináší jinde málo dostupné informace o významných firmách a vývoji jejich ekonomických pozic v kontextu světového vývoje stavebnictví v posledních desetiletích. Obdobně je v kapitole IX. poskytnut obraz těchto dějinných vlivů v ČR. ADSZS poskytne výtisky publikace kromě distribučního plánu pro veřejnost také zaměstnancům svých firem a vybraným externím spolupracovníkům. Obsah knihy bude také k dispozici pro studijní účely všem zájemcům na webových stránkách adszs.cz ve formátu pdf. K tomuto studijnímu využití je kniha doplněna rejstříkem a četnými křížovými odkazy v textu.

Ing. Jindřich Říčina, ADSZS

Geotechnics in history of techniques – a new book fulfills the long-standing gap in publications on geotechnics and special foundations

A new publication „Geotechnics in history of techniques“ by author Jindřich Říčina was brought out this year in attention of Czech association of foundation contractor (ADSZS). It is focused to the techniques of geotechnical engineering rather differently from most of previous works in technical literature. In the article the main features of the book are outlined.

I Doc. Ing. Jiří Kolísko, Ph.D.,
ředitel Kloknerova ústavu ČVUT ...

... čte časopis ZAKLÁDÁNÍ.

ZAKLÁDÁNÍ®
STAVEB



NOVÁ NORMA O HORNINOVÝCH KOTVÁCH

V příspěvku jsou uvedeny základní informace o nově vydané normě ČSN EN ISO 22477-5: Geotechnický průzkum a zkoušení – Zkoušení geotechnických konstrukcí – Část 5: Zkoušení injektovaných kotev (Geotechnical investigation and testing – Testing of geotechnical structures – Part 5: Testing of grouted anchors). Tato norma uzavírá okruh platných evropských norem pro provádění horninových kotev a představuje závazný dokument pro jejich zkoušení, jenž je nedílnou součástí realizace všech kotev.

Úvodní informace

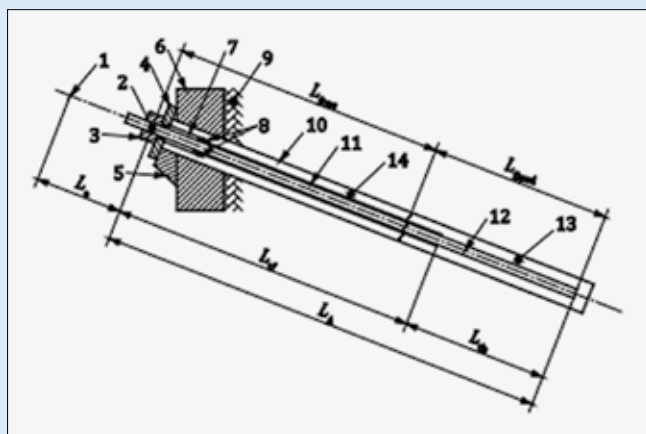
V srpnu roku 2020 vydala Česká agentura pro standardizaci (ČAS) normu ČSN EN ISO 22477-5: Geotechnický průzkum a zkoušení – Zkoušení geotechnických konstrukcí – Část 5: Zkoušení injektovaných kotev. Tím se uzavřel okruh vydaných platných evropských předpisů týkajících se těchto prvků speciálního zakládání staveb, jenž zahrnuje:

- ČSN EN 1997-1, která v kapitole 8 definuje návrhové požadavky na injektované horninové kotvy včetně limitních kritérií po zkušební sílu, přičemž tyto požadavky mohou být specifikovány v Národním dodatku, bude-li vytvořen,
- ČSN EN 1537, která definuje požadavky na provádění injektovaných horninových kotev a na jejich kontrolu,
- ČSN EN ISO 22477-5, která se zabývá zkoušením těchto kotev.

Horninové kotvy mají mezi prvky speciálního zakládání staveb zvláštní postavení:

- jsou určeny pouze pro přenos tahových sil z konstrukce do základové půdy a za tím účelem jsou během své výroby předepnuty,
- pro svoji mimořádnou štíhlost jsou významně ohroženy korozí, proto se důsledně dělí na kotvy dočasné (s životností do 2 let) a na kotvy trvalé,
- jako jediné základové prvky jsou vždy podrobeny zkoušce, jež je součástí jejich technologického postupu výroby, a právě postup a metody jejich zkoušení (předpínání) jsou předmětem popisované normy.

Aby bylo možné horninové kotvy předpínat, musí se každá kotva skládat z kotevní hlavy, v níž je po skončení předpínání upnuta, volné délky, jež umožní průtah kotevního táhla, a tudíž napnutí (podle Hookova zákona) a z kořenové délky, jež slouží k upnutí do základové půdy prostřednictvím injektáže, obr. 1. Alternativní systémy, jako jsou tahové mikropiloty, hřebíky, svorníky a v celé délce upnutá táhla, se za kotvy nepovažují, neboť předepnutí neumožňují.



Obr. 1: Schéma injektované horninové kotvy s taženým kořenem: 1 – bod ukotvení napínacího zařízení během napínání, 2 – bod ukotvení v kotevní hlavě za provozu, 3 – kotvicí prvek na hlavě kotvy, 4 – kotevní deska, 5 – podbetonování kotevní hlavy, 6 – kotvená konstrukce, 7 – průchodka, 8 – těsnicí O-kroužek, 9 – hornina, 10 – vrt, 11 – ochranný povlak, 12 – táhlo kotvy, 13 – injektovaná kotevní délka (kořen), 14 – zaplněná volná délka

Dělení horninových kotev, pojmy a definice

Kotvy se dělí hlavně podle následujících kritérií:

1. podle typu kotevního táhla na:

- kotvy tyčové, kde táhlo je tvořeno jednou tyčí z vysoce pevnostní oceli obvykle průměru 26,5 mm, 32 mm a 36 mm (u nás se využívají hlavně pro dočasné kotvy délky obvykle do 14 m, bez nutnosti jejich nastavování),
- kotvy pramencové, kde táhlo je tvořeno 2–8 pramenci L_p 15,7 mm, oceli např. 1570/1770 MPa (u nás se využívají jak pro dočasné, tak i trvalé kotvy všech délek);

2. podle doby své funkce na:

- kotvy dočasné se zaručenou dobou své životnosti do 2 let,
- kotvy trvalé se zaručenou dobou své životnosti přes 2 roky;

3. podle způsobu namáhání kořene na:

- kotvy s kořenem taženým (jednoznačně převládají, obr.1),
- kotvy s kořenem tlačným (provádějí se zřídka).

Technologický postup výroby injektované horninové kotvy sestává z následujících fází:

- provádění maloprofilového vrtu (průměru většinou 130–200 mm) pod příslušným sklonem a směrem, různými, v dané základové půdě vhodnými metodami,
- vyplnění vrtu cementovou zálivkou od dna (volí se zálivka ve složení $c : v = 2,2 : 1$),
- výroby, dopravy, manipulace a osazení kotvy do vrtu,
- injektáže kořene kotvy za účelem dosažení projektem zadané velikosti konečného injektážního tlaku, a to jak pomocí manžetové trubky a dvojitého obturátoru po etážích, tak pomocí injektážních hadiček, popř. reinjektáží a předinjektáží okolní základové půdy tam, kde je to potřebné,
- napínání kotvy, zkoušení kotvy, dohledu a přezkoušení.

Bodů a) až d) uvedeného technologického postupu se týká norma ČSN EN 1537: Provádění speciálních geotechnických prací – Injektované horninové kotvy a bodu e) potom nově vydaná norma ČSN EN ISO 22477-5, jejíž vydání se výrazně opozdilo proti výše uvedeným normám týkajícím se návrhu kotev (EC 7-1) a provádění kotev (EN 1537).

Nová norma ČSN EN ISO 22477-5 stanovuje specifikace pro provádění zkoušek injektovaných horninových kotev definovaných v ČSN EN 1997-1 a ČSN EN 1537. V ní jsou uvedeny tři metody zkoušení. Zkušební metoda 1 zahrnuje cyklické zatěžování s měřením deformací (protažení) pro příslušný zatěžovací stupeň, zkušební metoda 2 zahrnuje cyklickou tahovou zkoušku kotvy s měřením ztráty napětí na příslušném napínacím stupni a zkušební metoda 3 zahrnuje postupné zatěžování po krocích s měřením deformací při udržování konstantního tahového napětí. V naší republice, jako ve většině evropských zemí, se využívá především zkušební metoda 1. Metoda 2 se využívá zřídka a metoda 3 se již prakticky nevyužívá, pokud neexistuje speciální požadavek na tento způsob zatěžování kotvy.

Norma poskytuje údaje týkající se potřebného zkušebního zařízení, měřících přístrojů, zkušebních postupů, dále definice a prezentace výsledků zkoušek a obsahu záznamů.

Norma zavádí důležité pojmy, z nichž některé uvádíme:

- **zkušební kotva** (*test anchor*) – mimosystémová kotva určená pouze pro účely zkoušky typu, či zkoušky ověřovací,
- **systémová kotva** (*production anchor*) – kotva, která tvoří součást kotvené konstrukce,
- **zkušební síla** (*proof load*) – maximální zkušební síla, kterou je kotva zatěžována během příslušné zkoušky,
- **zkouška typu** (*investigation test*) – zatěžovací zkouška ke stanovení odporu pro geotechnický mezní stav porušení a pro stanovení vlastností kotvy v rozsahu pracovního zatížení,
- **ověřovací zkouška** (*suitability test*) – zkouška k potvrzení, že návrh kotvy odpovídá příslušným vlastnostem základové půdy,
- **kontrolní zkouška** (*acceptance test*) – zatěžovací zkouška potvrzující, že kotva je v souladu s příslušnými kontrolními kritérii,
- **odpor kotevního táhla** (*anchor tendon resistance*) – mezní tahová síla v kotevním táhlu,
- **kritická síla v křípu** (*critical creep load*) – síla odpovídající konci první pseudolineární větve hodnoty „ α “ ve vztahu k zatížení,
- **odpor pro geotechnický mezní stav porušení** (*geotechnical ultimate limit state resistance*) – mezní odpor ve vztahu základová půda – kotva nebo odpor proti vytržení kotvy,
- **odpor pro mezní stav použitelnosti** (*serviceability limit state resistance*) – síla, při níž velikost křípu α dosahuje limitní velikosti ve formě specifické velikosti křípu α_{SLS} .

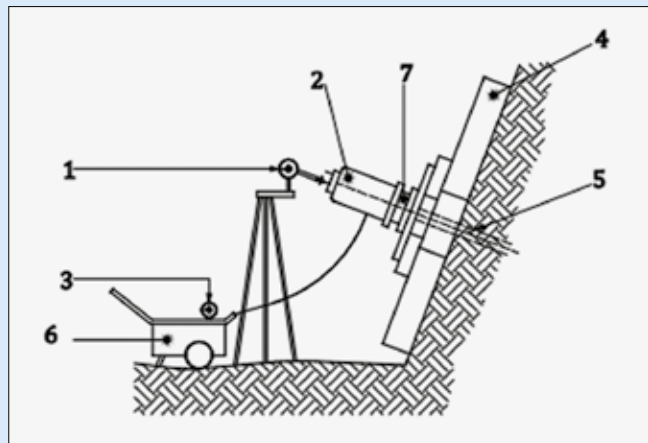
Sestava zatěžovací zkoušky kotvy je znázorněna na obr. 2. Hlavní složky zkušebního zařízení pro zatěžování kotev jsou: napínací zařízení, reakční systém a zařízení k měření a záznamu sil nebo napětí, deformací a času. Ty mohou být doplněny o zařízení k měření a záznamu teploty okolí.

Zkoušky kotev

Popisovaná norma ČSN EN ISO 22477-5 je dosti podrobná a obsáhlá a je rozčleněna jednak podle druhů (typů) zkoušek, jednak podle zkušebních metod, přičemž pro každý druh zkoušky jsou uvedeny vždy všechny tři zkušební metody.

Účelem zkoušky typu je:

- stanovení odporu proti vytržení kotvy ze základové půdy,
- stanovení zkušební síly pro následnou ověřovací a kontrolní zkoušku,
- určení výpočtové volné délky táhla L_{app} ,
- stanovení kritické síly v křípu (pouze pro zkušební metodu 3).



Obr. 2: Schéma typické sestavy zatěžovací zkoušky kotvy pro měření deformací táhla z nezávislého místa: 1 – měřicí zařízení pro sledování deformací, 2 – napínací zařízení, 3 – zařízení k monitorování síly (tlakoměr), 4 – reakční systém (kotevná konstrukce), 5 – táhlo kotvy, 6 – hydraulický systém (lis), 7 – nezávislý měřicí systém

Účelem ověřovací zkoušky je:

- stanovení schopnosti kotvy k přenášení zkušebního zatížení,
- posouzení kotevního systému až po dosažení zkušební síly z hlediska křípu nebo ztráty síly,
- stanovení výpočtové volné délky táhla L_{app} ,
- stanovení zaručené kotevní síly.

Konečně účelem kontrolní zkoušky je:

- stanovení schopnosti kotvy k přenášení zkušebního zatížení,
- stanovení výpočtové volné délky táhla L_{app} ,
- stanovení zaručené kotevní síly.

Zkušební síla P_p musí být stanovena před započítáním zkoušky, a to dle následujících vztahů:

$$P_p \leq 0,80 \cdot P_{tk} = 0,80 \cdot f_{tk} \cdot A_t, \text{ resp.}$$

$$P_p \leq 0,95 \cdot P_{t0,1k} = 0,95 \cdot f_{t0,1k} \cdot A_t$$

$$\text{nebo } P_p \leq 0,95 \cdot P_{t0,2k} = 0,95 \cdot f_{t0,2k} \cdot A_t,$$

kde jsou:

f_{tk} ... charakteristická pevnost táhla v tahu,

$f_{t0,1k}$, resp. $f_{t0,2k}$... charakteristická napětí táhla odpovídající protažení 0,1 %, resp. 0,2 %, platí nejmenší vypočtená velikost.

Ke každé zkoušce kotvy musí být vyhotovena zpráva, která musí obsahovat následující údaje:

1. Zkoušky typu a ověřovací zkoušky:

a) odkazy na všechny příslušné normy;

b) údaje o kotvě:

– umístění, číslo a typ kotvy,

– datum výroby,

– údaje, které by mohly mít vliv na výsledky zkoušky,

– geometrické údaje a údaje o mechanických vlastnostech materiálu kotvy,

– úroveň kotevní hlavy, spodní úroveň kořene kotvy a úroveň začátku injektovaného kořene;

c) údaje týkající se vlastností základové půdy:

– údaje ze zprávy o geotechnickém průzkumu staveniště,

– umístění nejbližší průzkumné sondy vč. jejího profilu,

– geotechnický profil získaný během výroby kotvy;

d) údaje o zkoušce kotvy:

– identifikace zhotovitele kotvy,

– datum zkoušky kotvy,

– velikost předepsané zkušební síly,

– charakteristika zatěžovacího systému,

– popis a identifikace všech monitorovacích systémů a jejich komponentů,

– popis instrumentace kotvy,

– poznámky týkající se zkoušky, jež by mohly mít vliv na její výsledek,

– kalibrační údaje o měřicím zařízení;

e) relevantní grafické výstupy odvozené z příslušné zkušební metody.

Pro ověřovací zkoušku musí být stanovena zaručená kotevní síla

a v přílohách zkušebního protokolu musejí být tabelárně vyjádřeny číselné údaje o výsledcích zkoušky.

2. Zkoušky kontrolní:

a) odkazy na všechny příslušné normy;

b) údaje o kotvě:

– umístění, číslo a typ kotvy,

– datum výroby,

– údaje, které by mohly mít vliv na výsledky zkoušky,

– geometrické údaje a údaje o mechanických vlastnostech materiálu kotvy,

– úroveň kotevní hlavy, spodní úroveň kořene kotvy a úroveň začátku injektovaného kořene;

c) údaje o zkoušce kotvy:

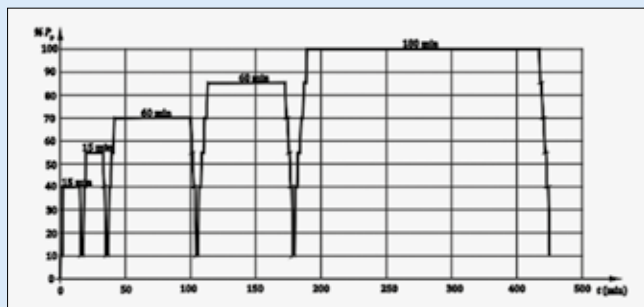
- reference o firmě, která zkoušku provedla,
- datum zkoušky kotvy,
- velikost předepsané zkušební síly,
- kalibrační údaje o měřicím zařízení;

d) relevantní grafické výstupy z použité zkušební metody, z nichž jsou patrná kritéria pro minimální dobu observace.

Pro kontrolní zkoušku musí být stanovena zaručená kotevní síla a v přílohách zkušebního protokolu musejí být tabelárně vyjádřeny číselné údaje o výsledcích zkoušky.

Zkušební metoda 1 pro ověřovací zkoušku

Pro ilustraci normovaných postupů zkoušení horninových kotev dle ČSN EN ISO 22477-5 vybíráme postup pro ověřovací zkoušku podle zkušební metody 1, která je zkouškou, při níž je kotva zatěžována stupňovitě vzrůstající osovou silou nejméně v pěti cyklech až po dosažení zkušební síly P_p (obr. 3) za účelem potvrzení, že návrh kotvy odpovídá konkrétním geotechnickým podmínkám staveniště. Maximální síla na každém zatěžovacím stupni je udržována jako konstantní po stanovené časové období. Zkouška zahrnuje měření deformací konce kotevního táhla ve vztahu k aplikované síle při maximálním zatížení každého zatěžovacího cyklu a rovněž měření deformací konce táhla kotvy v čase. Maximální síla v každém zatěžovacím cyklu je stanovena v tabulce 1. Maximální síly v každém zatěžovacím cyklu musí být dosaženo postupně. Příslušné maximální síly v cyklech mají být: $P_a - 40\%$, $P_p - 55\%$, $P_p - 70\%$, $P_p - 85\%$ a $100\% P_p$, jak vyplývá z obrázku 3. Zatěžovací stupně by měly být aplikovány nejméně po dobu 1 min. Maximální síla každého zatěžovacího cyklu má být udržována po dobu stanovenou v tabulce 1. Následně musí být kotva odtížena na hodnotu předtížení P_a , a to postupně po stejných krocích jako v případě zatěžování. Časy pro odtěžovací stupně nesmí být kratší než 1 min.



Obr. 3: Zatěžovací stupně pro ověřovací zkoušku kotvy v jemnozrnné zemině

Cyklus	Maximální síla	Minimální doba působení maximálního zatížení pro každý zatěžovací cyklus (v min.)			
		Dočasné kotvy		Trvalé kotvy	
		Hrubozrnné zemině a horniny	Jemnozrnné zemině	Hrubozrnné zemině a horniny	Jemnozrnné zemině
0	P_a	1	1	1	1
1	$0,40 P_p$	1	1	15	15
2	$0,55 P_p$	1	1	15	15
3	$0,70 P_p$	5	10	30	60
4	$0,85 P_p$	5	10	30	60
5	$1,00 P_p$	30	60	60	180

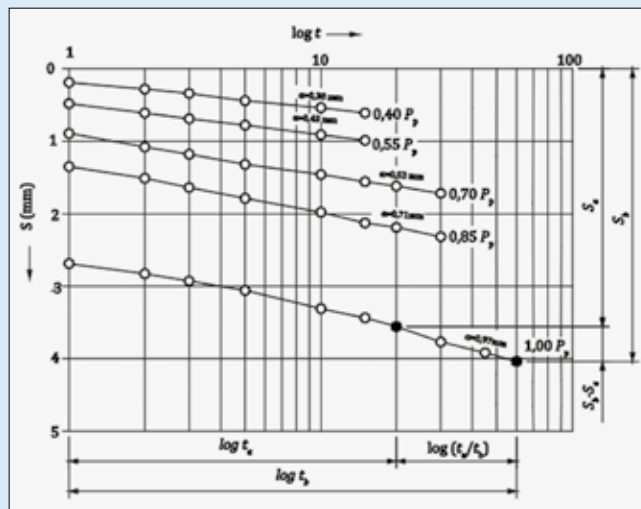
Tabulka 1: Postup zatěžování pro ověřovací zkoušku

Deformace konce táhla kotvy musí být měřena pro všechny zatěžovací a odlehčovací stupně, a to bezprostředně po vnesení zatěžovacího stupně. Na maximální síle příslušného zatěžovacího stupně, kdy je zkušební zatížení udržováno jako konstantní, musí být měřena deformace v průběhu příslušného časového období v následujících intervalech:

1→2→3→4→5→7→10→15→20→30→45→60→90→120→150→180 [min]

Na nejvyšší síle každého zatěžovacího stupně musí být stanovena velikost křípu α . Výsledek musí být znázorněn na semilogaritmickém diagramu podle obrázku 4. V případě, že dojde k překročení limitní deformace pro minimální sledovací období, musí být sledování prodlouženo podle tabulky 2.

Deformace konce táhla kotvy musí být sledována v průběhu rozšířené pozorovací doby v intervalech 10 minut. Zkouška s rozšířenou dobou pozorování musí probíhat do doby, dokud není velikost křípu α stabilizována. Měřený odpor proti vytržení kotvy $R_{ULS,m}$ je pro ověřovací zkoušku dán podmínkou, že velikost křípu α překročí hodnotu ($\alpha 1$) uvedenou v EN 1997-1. Pokud je během ověřovací zkoušky kotvy dosaženo velikosti $\alpha 1$ před dosažením zkušební síly P_p , potom návrhová síla všech kotev zahrnutých do této zkoušky musí být stanovena na základě nižší zkušební síly, při níž je splněn požadavek na velikost křípu. Pružná deformace měřená pro stanovení výpočetní volné délky táhla L_{app} musí ležet mezi hraničními čarami pro úroveň síly $\geq 0,7 P_p$.



Obr. 4: Deformace konce táhla kotvy ve vztahu k logaritmu času v hrubozrnné zemině

	Dočasné kotvy		Trvalé kotvy	
	Hrubozrnné zemině a horniny	Jemnozrnné zemině	Hrubozrnné zemině a horniny	Jemnozrnné zemině
Zkušební síla (viz národní příloha k EN 1997-1)	P_p	P_p	P_p	P_p
Zkouška s minimální sledovací dobou v případě splnění kritéria:				
t_0 v minutách	10	20	20	60
t_0 v minutách	30	60	60	180
Deformace $\Delta s = s_0 - s_u$ in mm	$\leq 0,5$	$\leq 0,5$	$\leq 0,5$	$\leq 0,5$
Zkouška s rozšířenou sledovací dobou: t_0 v minutách				
t_0 v minutách	≥ 60	≥ 120	≥ 120	≥ 720
Stupeň křípu ^a , α , v mm	$\leq \alpha 1$	$\leq \alpha 1$	$\leq \alpha 1$	$\leq \alpha 1$

^a α je stanoveno lineární větvi křivky deformace ve vztahu k času, viz obrázek A.1.

Tabulka 2: Minimální a rozšířená doba sledování při síle P_p pro ověřovací zkoušku

Měření uskutečněná v průběhu zkoušky musí být prezentována v následujících grafických přílohách:

- znázornění deformace konce táhla kotvy ve vztahu k zatěžovací síle na konci každého zatěžovacího cyklu,
- znázornění deformace konce táhla kotvy ve vztahu k logaritmu času pro maximální sílu příslušného zatěžovacího cyklu,
- znázornění velikosti křípu α ve vztahu k zatěžovací síle.

Na základě shromážděných údajů musí být stanoveny následující parametry:

- velikost α pro zkušební sílu P_p ,
- výpočtová volná délka táhla L_{app} ,
- měřená velikost mezního odporu proti vytržení kotvy $R_{ULS,m}$, je-li dosažena.

Závěr

Nová norma ČSN EN ISO 22477-5 představuje důležitý závazný dokument, dle něhož musí být všechny injektované horninové kotvy

New standard on grouted anchors

The paper presents basic information on freshly introduced ČSN EN ISO 22477-5 Geotechnical investigation and testing - Testing of geotechnical structures – Part5: Testing of grouted anchors. This standard has closed a range of the valid european standards on the execution of grouted anchors and represents the mandatory document for their testing which is inseparable part of carrying out all anchors.

zkoušeny (napínány). Její vydání se proti návrhové normě (EC 7-1) a technologické normě (EN 1536) výrazně pozdrželo, což způsobilo jistý zmatek při provádění kotev nejen v naší republice. Nová norma představuje konečně jasný a sjednocující dokument, který tento nesoulad napravuje. Předpokládáme však, že jistou dobu potrvá, než výrobní organizace plně převezmou veškerá ustanovení z této normy, jež vyžadují značné množství údajů potřebných pro vypracování záznamů o každé kotvě.

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

TRYSKOVÁ INJEKTÁŽ – REVIZE NORMY

V květnu roku 2020 zavedla Česká agentura pro standardizaci českým překladem revidovanou ČSN EN 12716:2020 Provádění speciálních geotechnických prací – Trysková injektáž (TI) a nahradila tak její anglickou verzi, platnou již od dubna 2019. V dalším textu přiblížíme hlavní rysy této revidované normy.

Při revizi, kterou pro CEN zajišťovala jako obvykle EFFC (Evropská federace dodavatelů zakládání), došlo k podstatné koncepční změně hlavních rysů této normy. Byl kladen větší důraz na logiku celého technologického systému na rozdíl od původní euronormy z roku 2001, která místy představovala „kuchařku“ technologických operací (například uvedením rozsahu parametrů TI v Příloze B). Přesto, že odpadla řada návodných obrázků i podrobnějších textů, je nyní objem normy asi o 10 % větší.

Ve smyslu uvedeného zobecnění se tak kapitola 3 „Termíny a definice“ zkrátila z původních šesti stran na dvě. Někde však došlo k jejímu rozšíření. Například do parametrů TI byly vloženy **počet a průměry trysek**, nově byly doplněny termíny **vytryskaná betonová pilota, kvalitativní třída vzorku a geotechnicky ekvivalentní zóna**.

Přeformulována byla i kapitola 4 „Informace potřebné pro provádění prací“, s doplněním specifických informací k veškerým obecně nezbytným.

Podstatně přepracována byla kapitola 5 „Geotechnický průzkum“. Jedná se hlavně o článek 5.1 Obecně, který má nyní ve všech revidovaných euronormách o provádění geotechnických konstrukcí shodný obsah. Z něho je vhodné ocitovat nesmírně důležitý výňatek, kde je nyní pro pozornost čtenáře podstatně zvýrazněna tučně (obdobně zvýraznění je v tomto článku provedeno i v dalších citacích normy):

5.1.4 Pro umožnění spolehlivého návrhu a provádění prací trykové injektáže musí být k dispozici zpráva o průzkumu základové půdy.

5.1.5 Dostatečnost geotechnického průzkumu pro návrh a provádění prací trykové injektáže musí být ověřena.

5.1.6 Jestliže není geotechnický průzkum dostatečný, musí být proveden doplňkový průzkum.

Podrobněji jsou též rozvedeny podmínky v článku 5.2 Specifické požadavky.

V kapitole 6 „Hmoty a výrobky“ jsou některá upřesnění, z nichž výrazně více je uvedeno u článku 6.6 Přísady.

Poměrně podrobně byla přeformulována kapitola 7 „Předpoklady pro návrh“, s přesnějšími odkazy na zkoušky vzorků podle příloh A, B, C. Značně redukována byla ve smyslu výše uvedené koncepce kapitola 8 „Provádění“, zejména v článku 8.2 Zařízení. Nově je však kladen mnohem větší význam na článek 8.3 Příprava staveniště. Zde je nutno

upozornit na u nás zatím nedostatečně aplikovaný požadavek další euronormy dle citace:

8.3.2 Adekvátní stabilita pracovní plochy musí být potvrzena podle EN 1997-1 pro únosnosti vypočtené podle EN 16228-1:2014, příloha F. K tomu nám chybí nějaký národní technický předpis, který ale již na podnět ADSZS připravuje ČKAIT coby pracovní standard autorizovaných inženýrů.

Změny v kapitole 9 „Dohled, zkoušení a monitoring“ se týkají upřesnění a zpevnění systému, s odkazováním na podrobnosti v přílohách normy.

Rovněž změny v kapitole 10 „Dokumentace“ jsou převážně upřesňující, až na zásadní doplnění výčtu, co musí obsahovat realizační dokumentace v článku 10.1.1 dle citace:

– zpráva o průzkumu základové půdy **podle EN 1997-2;**

– zpráva o geotechnickém návrhu **podle EN 1997-1.**

Úpravy v kapitole 11 „Zvláštní požadavky“ jsou spíše zobecňující, až na významné upřesnění v článku 11.1 Shoda s národními a evropskými normami dle citace:

– bezpečnosti provozu zařízení pro vrtání, trykovou injektáž a přidávání zařízení a nástrojů **v souladu s EN 16228-6.**

Zcela podstatně včetně přejmenování byla přepracována Příloha A Stanovení pevnosti materiálu. Zde jsou stanoveny rozměry vzorků a výpočtové postupy pro stanovení charakteristické prosté pevnosti. V Příloze B původní normy byl sice uveden návod na Rozsah parametrů trykové injektáže, to však bylo nyní vypuštěno a celá příloha byla uvedena pod názvem Kvalita vzorků. Jsou zde upřesněny třídy kvality vzorků s příslušnou fotodokumentací.

Příloha C Přímé a nepřímé zkoušky a kontrola kvality nyní uvádí tabe-
lárně širší výčet. Příloha D Příklady staveništních protokolů prací trykové injektáže je pozměněna jen mírně formulačně.

Z výše uvedeného přehledu úprav vložených do revidované normy jsou patrné hlavní rysy změn. Podrobnosti jejich nových ustanovení si však musí každý odborník na tuto oblast nastudovat sám.

Ing. Jindřich Říčka, ADSZS

Jet grouting – revision of the standard

In May 2020 there was introduced by the Czech Agency for Standardisation the Czech translation of revised ČSN EN 12716:2020 Execution of special geotechnical works- Jet grouting. The standard replaced its English version already valid here from April 2019. The main features of the revised standard are reviewed in the article.



Realizace tryskové injektáže v objektu Y ze zesílené ocelové rozpěrné plošiny

PRÁCE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ PŘI REKONSTRUKCI DOMU U SIXTŮ NA HOTEL RITZ-CARLTON V HISTORICKÉM CENTRU PRAHY

V současné době probíhá v centru Prahy, mezi ulicemi Železná, Celetná a Kamzíkova, rozsáhlá rekonstrukce a přestavba komplexu osmi historických domů na luxusní hotelový komplex Ritz-Carlton. Dochází zde k úpravě dispozice jednotlivých objektů, prohloubení podzemních prostor a posílení únosnosti základů stávajících objektů. Částečné zajištění výkopových prací s využitím sloupů tryskové injektáže, mikropilot, kotev, rozpěr a stříkaného betonu bylo uskutečněno již koncem 90. let minulého století. Opětne byly práce zahájeny až v roce 2019. Nové dispoziční řešení a požadavek na hlubší úroveň nových konstrukcí vyvolávají mj. nutnost „znovu podchytávat již podchycené“. Komplikované stavební práce probíhají v omezeném pracovním prostoru historických zchátralých budov vnitrobloku s obtížným zásobováním stavby. Dodavatelem prací speciálního zakládání je společnost Zakládání staveb, a. s., která se tak po dlouhé době vrací na stejné staveniště. Srdcem komplexu je dům U Sixtů, obklopený dalšími památkově chráněnými domy, z nichž každý má svůj příběh.

Historie místa a jednotlivých domů

Dům U Sixtů (Celetná 553/2, Kamzíkova 553/7, objekty A, B, Y, C)
Původně románský palác z přelomu 12. a 13. století byl v období gotiky rozšiřován do současné podoby rozsáhlého měšťanského domu obklopujícího centrální nádvoří. Název domu upomíná na vlastníka ze 17. století, staroměstského kancléře Jana Theodora Sixta z Ottersdorfu (†1653), účastníka stavovského protestantského povstání. Po bitvě na Bílé hoře byl mezi odsouzenými pány, na popravišti mu byla udělena milost. Když odešel do exilu, dům získal dvorský sekretář Filip Fabricius, jeden z trojice defenestrovaných na počátku stavovského povstání. Dům byl renesančně

zvýšen v letech 1607–1612. Dnešní barokní vzhled je dán převážně úpravami z roku 1737 a pozdějšími. Plastiky habsburských panovníků na atice pocházejí zřejmě z dílny A. Brauna. Sklepení si uchovala románský a raně gotický charakter, místnosti v přízemí mají pozdně renesanční klenby.

Dům U Zlatého jednorozce

(Kamzíkova 1094/5, objekt D)
Původní románský dům (v suterénu zachována síň zaklenutá do středověkého hranolového pilíře) byl roku 1496 přestavěn Matějem Rejskem na monumentální gotický věžovitý palác, z něhož se zachovala část hlavního portálu zdobeného liliemi a zejména mimořádně

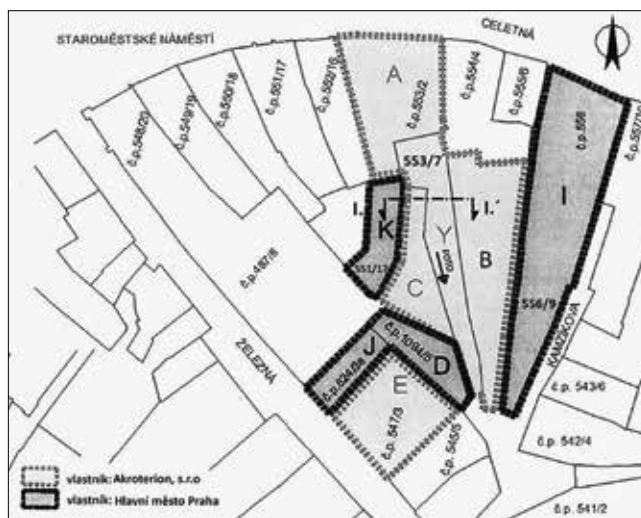
pozoruhodný průjezd se síťovou žebrovou klenbou zdobenou tesanými listovými ornamenty. Další, již vrcholně barokní přestavby následovaly v letech 1712–1717 a 1731 (F. M. Kaňka). Nejvýznamnější pro dnešní vzhled domu byly úpravy v klasicistním slohu. V roce 1781 zde knihkupec W. Ch. Gerle otevřel první veřejnou čítárnu časopisů a půjčovnu knih v Praze, 1838–39 v domě bydlel K. Havlíček Borovský, 1848 zde B. Smetana zřídil svou první hudební školu (pamětní deska).

Dům U Kamenného ptáka

(Železná 547/3, objekt E)
Jedná se o původní středověký měšťanský dům, přestavěný raně italským architektem



Situační snímek s umístěním budoucího komplexu hotelu (MS architekti, s. r. o.)



Půdorys s vyznačením jednotlivých objektů

Carlem Luragem v raně barokním stylu v letech 1696–1700. Dnešní podoba je výsledkem přestavby z roku 1865, kterou pro potřeby Lyonského domu hedvábí provedl Moric Wertmüller. Roku 1870 byl dům zvýšen o patro. Jsou zde dochované gotické sklepy, nad vstupním portálem je kamenné domovní znamení – plastika jestřába.

Dům U Zlaté koruny

(Železná 824/3a, objekt J)

Dům se skládá ze dvou původně gotických objektů, později sjednocených, v roce 1714 byl barokně přestavěn (Carlem Luragem) a zároveň získal povolení užívat název U Uherské koruny. Do roku 1782 zde bylo přistavěno třetí patro. V letech 1826–27 provedl stavitel K. Pollak klasicistní úpravu interiéru a v tomto stylu byl dům i vnějškově přestavěn v roce 1865. Současná fasáda pochází z přestavby v roce 1921, kdy došlo ke sloučení budovy s č. p. 546.

Dům U Černého slunce

(Celetná 556/8, Kamzíková 556/9, objekt I)

Dům čp. 556 na Starém Městě v Praze v Celetné ulici (č. 8) se nachází v zadním traktu a na boční straně v Kamzíkové ulici (č. 9). Na místě domu je znám už raně gotický objekt z 13. století, z něhož se zachovalo torzo v dnešním sklepení. Jádrem dnešního domu pochází z 2. poloviny 14. století, kdy zde byl postaven dům ve vrcholném gotickém stylu. Dům byl ve dvou etapách renesančně přestavěn v polovině 16. století a kolem roku 1600. Další pozdně barokní přestavbou prošel dům ve 2. polovině 18. století. Některé místnosti mají gotické, renesanční či barokní klenby. Fasáda do Celetné ulice je raně klasicistní. V domě prožila mládí pěvkyně J. Hambacherová (1754–1824), provdaná Dušková.

Dům U Kamenného beránka (Staroměstské nám. 551/17, objekt K, dvorní trakt)

Románský dům U Kamenného beránka patří

k nejstarším v Praze; dokladem jsou zachované románské základy domu. V jádru gotický dům, písemně doložený kolem poloviny 15. století, zdobí především honosný raně renesanční portál s balkónem z doby okolo roku 1531. Portál je spojován s okruhem dvorské huti Benedikta Rieda. Nad ním je kamenná deska s poněkud záhadným domovním znamením, zobrazujícím zvíře připomínající berana, ovšem pouze s jedním velkým rohem, a vedle něj stojící pannu. Kameník, který v době kolem roku 1530 desku vytesal, možná upravil již existující znamení s beránkem do podoby jednorožce. Jako dům U jednorožce je stavba zmiňována od poloviny 16. století. Dům byl renesančně přestavován, na počátku 17. stol. bylo nastavěno třetí patro.

Rekonstrukce

V roce 1989 investor koupil od restituentů dům U Sixtů a dům U Kamenného ptáka. Domy v dalších letech zůstávají prázdné. Dům U Sixtů byl v nejhorším stavu, bez

stropů, dveří a zarůstal zelení. V roce 1995 Magistrát hl. m. Prahy podepsal s investorem smlouvu a na 85 let (do roku 2081) mu pronajal další dva sousedící domy. Stavební povolení bylo vydáno 13. 3. 1995 na původní projekt „hotel u Sixtů“ a v červenci 1996 a. s. Zakládání staveb zahájila práce spojené s požadovaným vytvořením podzemních prostor zázemí hotelu pro generálního dodavatele stavby firmu Black & Veatch Czech Republic. Podle projekčního návrhu na rekonstrukci podzemní části budov B, C a Y z dubna 1996, zpracovaného s. r. o. Satra, zde byly postupně v poměrně značném rozsahu realizovány sloupy tryskové injektáže, mikropiloty, ocelové rozpěry, stříkané betony atd. V březnu 1997 však byly práce ze dne na den investorem ukončeny a 20 let se nedělo nic, jen objekty dále chátraly. Po 20 letech, v prosinci 2017, konečně došla městu trpělivost a rada HMP odsouhlasila odstoupení od smlouvy o pronájmu budov a začala jednat o odkupu zbývajících domů od investora. Po vleklých jednáních se však nakonec v dubnu 2018 rozhodla stavební povolení obnovit a uzavřít s investorem novou smlouvu. Podlé ní bude magistrát firmě Akroterion dále pronajímat, za nové, vyšší nájemné, celkem čtyři domy u Staroměstského náměstí. Budoucí hotel Ritz-Carlton tak nabídne na ploše



Provádění prací speciálního zakládání v objektu Y při zahájení rekonstrukce v 90. letech minulého století.



Archeologický průzkum v objektu E

16 tisíc metrů čtverečních 120 luxusních hotelových pokojů a rozsáhlé konferenční prostory. Součástí komplexu bude i 26 bytů určených k dlouhodobému pronájmu, pro veřejnost pak také wellness, obchody a restaurace o kapacitě 180 míst. Hotel by měl být zprovozněn do roku 2022, hrubá stavba přibližně o rok dříve. Firma VCES, a. s., kterou si investor vybral jako generálního dodavatele současné rekonstrukce, si zvolila jako subdodavatele na práce spojené se zajištěním spodní stavby a. s. Zakládání staveb. Architektonický návrh rekonstrukce objektů Y, B, C, D, E a J respektující požadavky investora zpracoval generální projektant MS architekti, s. r. o., ve spolupráci s projektantem stavebněkonstrukční části firmou NĚ-MEC POLÁK, s. r. o.

Geologické a hydrogeologické poměry

Zájmové území je rovinné a má z hlediska geologických poměrů jednoduchou stavbu.

Skalní podloží je tvořeno sedimentárními horninami paleozoika, ordoviku bohdaleckého souvrství. Břidlice tohoto souvrství jsou vyvinuty jako tmavošedé, jílovité břidlice, hustě, jemně slídnaté, s kolísajícím množstvím prachové frakce a jsou převážně tenké vrstevnaté. Povrchové vrstvy mocnosti cca 0,5 m bývají rozpukané, zvětřelé, třídy R5. Na skalním podloží leží fluvialní sedimenty údolní terasy Vltavy (maninská terasa). Celé zájmové území je překryto strukturně pestrým horizontem navážek, které zde dosahují mocnosti okolo 4 m, místně pak až 6,5 m. Není vyloučen výskyt kulturních vrstev s historickými kulturními a archeologickými nálezy. Za vhodnou základovou půdu lze považovat až terasové uloženiny pod navážkami a jemnými náplvy. Ty jsou písčité až šterkovité, ulehle, nestlačitelné. Ustálená hladina podzemní vody byla sondami IG průzkumu zastižena v úrovni 184,95 m n. m., resp. 184,05 m n. m., ve vrstvě ulehleho písčitého

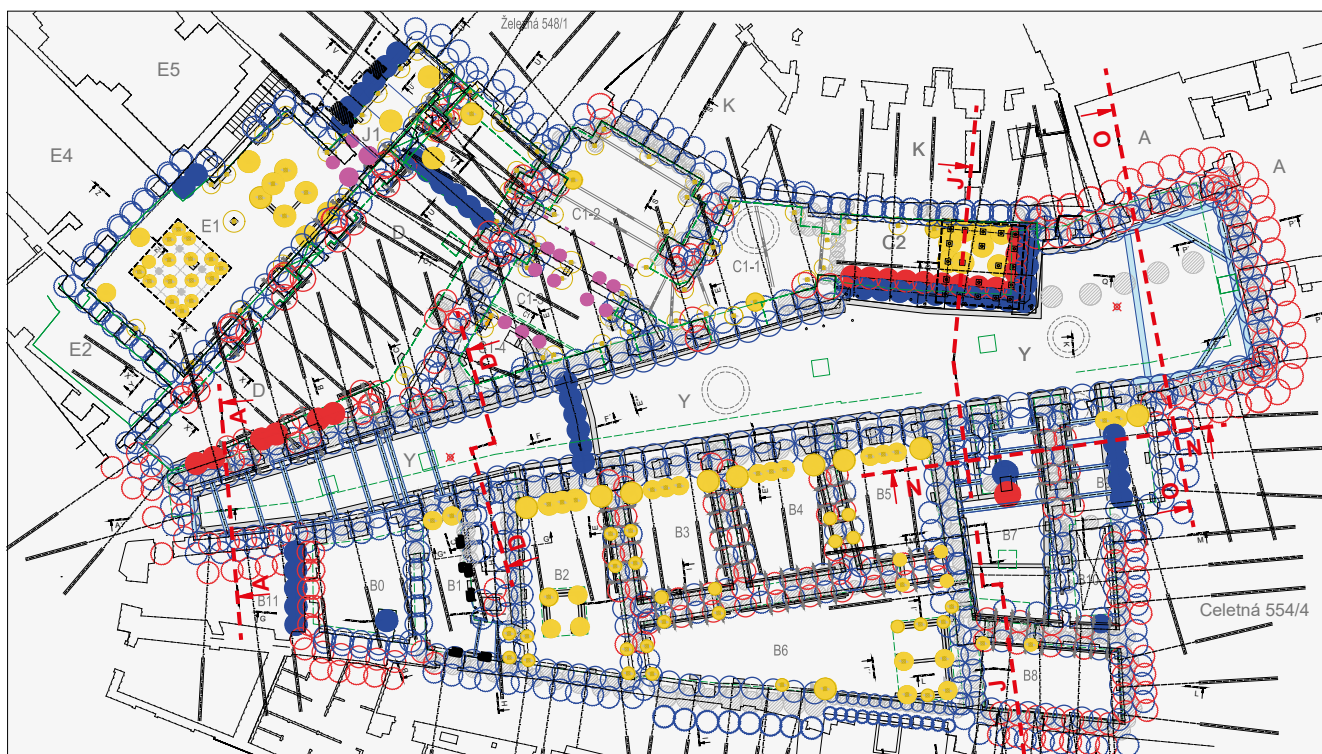


Historické sklepy v rekonstruovaném objektu E

šterku s průlinovou propustností. Pro stoletou vodu se uvádí kóta 187,2 m n. m. Údaje o kolísání HPV a její aktuální úroveň v zájmovém území nebyly k dispozici. Vzhledem k havarijnímu stavu a zásypu se nepodařilo vyčistit žádnou se zasypáných historických studní v objektu a ověřit tím aktuální úroveň HPV přímo na staveništi. Při návrhu pažení byla tedy uvažována návrhová hladina podzemní vody v úrovni 185,0 m n. m. Podzemní voda není agresivní (obsah agresivního SO_4^{2-} 104 mg/l, obsah agresivního CO_2 dle Heyera 4,4 mg/l, tj. pod spodní hranici slabé agresivity prostředí stupně XA1).

Technické řešení – úvod

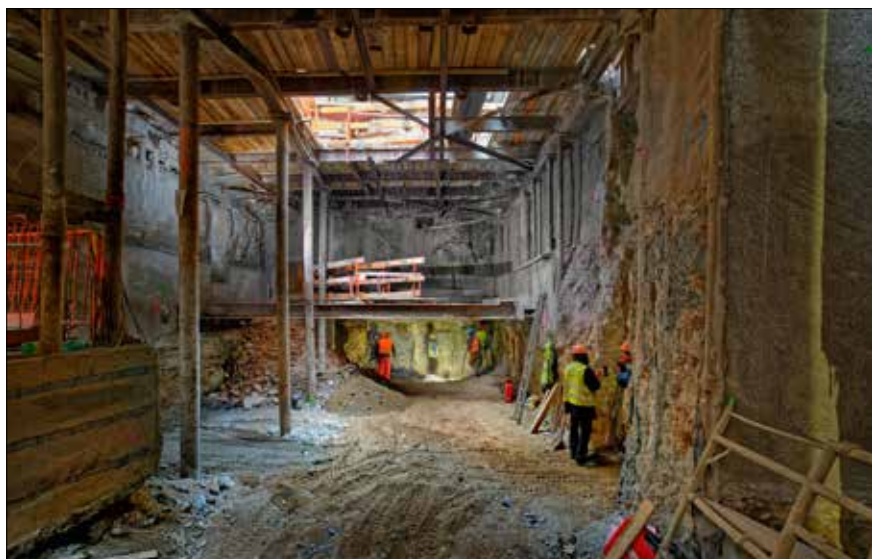
Návrh a realizace podchycení základů rekonstruovaných domů a pažení výkopů byly zkomplikovány již dříve zhotovenými konstrukcemi speciálního zakládání v letech 1996 a 1997, nyní nevyhovujícími s ohledem na prohloubení výkopů, již provedenými



Půdorys s vyznačením jednotlivých objektů a prací speciálního zakládání, červeně zvýrazněné řezy – viz str. 17



Postup zajištění výkopových prací technologiemi tryskové injektáže, mikropilot, kotev, rozpěr a stříkaného betonu v severní části objektu Y



výkopy v prostoru dvora a výkopy pro archeologický průzkum v objektech B, C, E a J a havarijním stavem rekonstruovaných domů, především obj. B, nutným statickým zajištěním objektu B výdřevou a bohužel i častými změnami zadání projektu a harmonogramu prací speciálního zakládání.

Změny zadání projektu zajištění stavební jámy lze dokumentovat např. na změně požadavku těsnění výkopů v severní, nejhlubší části obj. Y a B v souvislosti s úpravou polohy jeřábu J1 a hloubky výkopu – jeřáb J1 byl přemístěn z obj. Y do obj. C1 a dno výkopu zvýšeno z úrovně 183,46 m n. m. (tj. 10,74 m pod povrchem ul. Kamzíkova), resp. 182,41 m n. m. (původní základ jeřábu J1), na úroveň 184,00 m n. m. a zrušen požadavek na těsnost pažení.

S ohledem na požadavek zahájení prací speciálního zakládání a nepřístupnost obj. B před jeho statickým zajištěním byla VTD zajištění stavební jámy (ZSJ) rozdělena do dvou etap. Změny zadání a harmonogramu prací si vynutily šest revizí 1. etapy VTD ZSJ (obj. Y, C, D, E, J) a čtyři revize její 2. etapy (obj. B). Hlavní technologií pro podchycení základů a pažení výkopů byla trysková injektáž, doplněná dočasnými zemními kotvami, ocelovými rozpěrami a mikropilotovými bárkami.

Příprava pracovních ploch

Původní zajištění prostoru dvora (Y) realizované v letech 1996 a 1997 vycházelo z koncepce rozpíraného mikropilotového pažení. Mikropiloty (MP) Ø 108/16 s kořenovou částí délky 3 m pod úroveň budoucích podlah suterénů byly osazeny z povrchu terénu dvora (194,75 m n. m) a při výkopových pracích postupně rozepřeny válcovanými nosníky I300 v rozteči 1,50 m v úrovni definitivního stropu nad 1. PP obj. Y (193,1 m n. m). V prostoru dvora obj. Y tak vznikla rozpěrná konstrukce nedokončeného výkopu pro spodní stavbu. Generální dodavatel rekonstrukce, firma VCES, požadoval po dobu výstavby zachování této staré rozpěrné ocelové konstrukce. Nový návrh podchycení obvodových stěn a pažení výkopu v obj. Y proto využil tuto konstrukci jako pracovní plošinu pro realizaci tryskové injektáže (na úrovni 193,1 m n. m). Rozpěrnou konstrukci bylo však nutné zesílit, zavětřovat a podepřít ocelovými stojkami a doplnit ji i půdorysně o ocelovou konstrukci ve shodné úrovni nad objektem C2 tak, aby ji bylo možné využít také pro založení jeřábu J1 a podchycení sousedního objektu K. Byla postupně upravena i pro otvory pro stavební schodiště a následně i pro otvor pro svislou dopravu výkopu jeřábu J1. Také pro konstrukci pracovní

plošiny, ze které byla realizována TI v sousedním obj. C1, byly využity stávající rozpěrné konstrukce zajišťující předchozí výkop pro archeologický průzkum. Výhodou využití stávajících ocelových rozpěrných konstrukcí pro realizaci TI byl volný pohyb vrtné soupravy ve shodné výšce bez nutnosti úprav již provedených výkopů, možnost nasazení větší, výkonnější vrtné soupravy a možnost staticky vhodné minimalizace rozdílného odklonu původních a nových sloupů TI od svislé. Nevýhodou byla nutnost respektovat polohu podélných nosníků roštu podél podchytávaných zdí.

Horší to bylo s úpravou pracovních ploch v objektu B. S ohledem na havarijní stav tohoto objektu bylo nutné v 1. NP v místnostech „B1“ až „B7“ v předstihu instalovat dřevěné podpěrné konstrukce. V místnosti B8 bylo zajištění provedeno sepnutím klenby nad 1. NP vodorovnými táhly. Tyto pomocné konstrukce zde však spolu s již provedenými výkopy archeologického průzkumu v objektu B a celkovou špatnou přístupností v části jeho půdorysu vyloučily práci a pojezd nasazené malé vrtné soupravy MVS 741/20 z 1. NP. S ohledem na nutný dispoziční prostor pro vrtnou soupravu, zaměřenou polohu již osazených ocelových rozpěr a kopanými sondami ověřenou úroveň základových spár jednotlivých zdí byly stanoveny potřebné úrovně pracovních ploch jednotlivě pro každou místnost. V objektech C a B byl navíc nutný zpětný zásyp výkopů archeologického průzkumu a nezbytné bourací práce pro umožnění pojezdu a práci vrtné soupravy.

Podchycení a pažení tryskovou injektáží

Úkolem navržených a realizovaných prvků pro zajištění výkopových prací bylo vytvoření potřebného prostoru pro nově navrhované konstrukce a zároveň statické zajištění stávajících konstrukcí a sousedních domů po dobu celé rekonstrukce.

S ohledem na stísněné dispoziční poměry, potřebu prohloubení výkopů pro spodní stavbu pod úroveň již jednou podchycených základů a požadavek na max. využití prostoru bylo pro zajištění výkopů a podchycení



Postup zajištění výkopových prací technologiemi tryskové injektáže, mikropilot, kotev, rozpěr a stříkaného betonu v jižní části objektu Y



Zajištění výkopových prací v severní části objektu C

základů navrženo dočasně kotvené, resp. rozpírané, pažení ze sloupů TI.

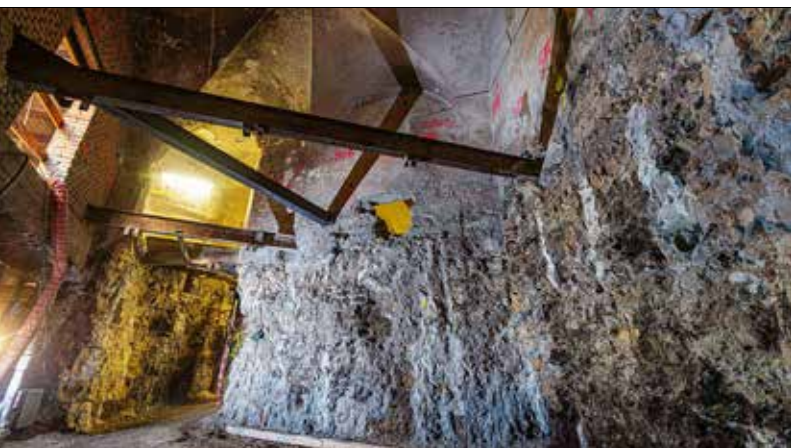
Jak již bylo uvedeno, konstrukce speciálního zakládání byly v objektech B, C, Y již částečně realizovány v letech 1996 až 1997 a nedokončeny pro přerušení stavební činnosti investorem. Původní a nový návrh rekonstrukce objektu se však liší rozsahem, tvarem, hloubkou výkopu, velikostí přetížení základů a požadavky na založení nových konstrukcí. Stávající pilíře TI jsou tedy vzhledem k nově navrženým úrovním dna výkopů ve většině případů příliš mělké a stávající MP bárky, pažicí MP a rozpěry limitovala zase jejich těžko ověřitelná únosnost vzhledem k dlouhé době, po kterou byly vystaveny povětrnosti jako nechráněné ocelové prvky. Navíc i zde se jednalo o nedostatečnou

hloubku některých MP a stávající pažicí MP také ve značné míře zasahují do profilu konstrukcí nové dispozice. Nicméně jednotlivé prvky původního zajištění bylo nutné při návrhu geometrie nových prvků zohlednit. Do půdorysu i do příčných řezů bylo proto třeba nejprve zakreslit původní sloupky TI a MP podle dokumentace skutečného provedení z 90. let a podle zápisů z tehdejších stavebních deníků. Při návrhu a dimenzování nových prvků speciálního zakládání se pak projektant snažil těchto prvků co nejvíce využít. Při návrhu bylo také nutné pracovat s úrovněmi základových spár, pouze místně ověřených kopanými sondami v dostupných místech. Zjištěná poloha základových spár podchytávaných nosných stěn byla značně proměnlivá, a navíc se v sondách



Závěrečná fáze výkopových prací a zajištění stěn stříkaným betonem

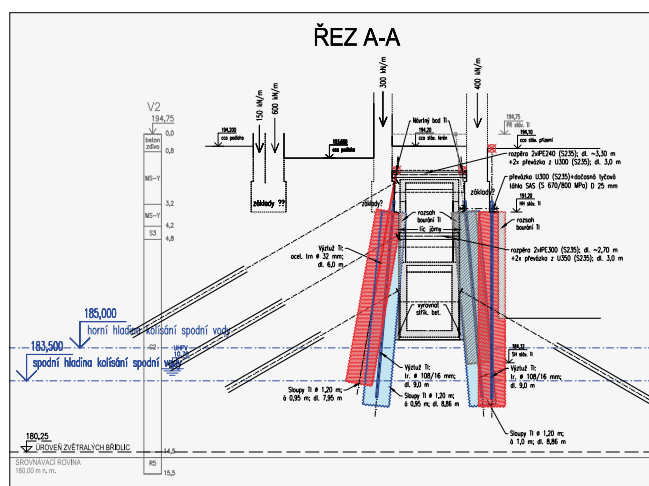
i špatně určovala vzhledem k v minulosti provedené TI. Na mnoha místech bylo tedy dosti těžké sestavit reálné statické schéma a definovat přetížení konstrukcí. Předpoklady návrhu bylo tedy nezbytně nutné stále ověřovat, a to jak před zahájením stavby, tak i během jejího provádění, kdy byly realizovány úpravy návrhu v rámci autorského dozoru podle stavbou zastiženého skutečného stavu. Zásadním bylo nakonec rozhodnutí o změně statické koncepce zajištění objektu Y, kdy byly již realizované ocelové konstrukce (MP a rozpěry) pro své stáří prohlášeny za neúnosné (nebyly tedy ve statickém výpočtu zohledněny), a musely být tedy zcela nahrazeny sloupky TI a kotvením. Dle pažení výšky a statického namáhání bylo podchycení a pažení navrženo z jedné až dvou



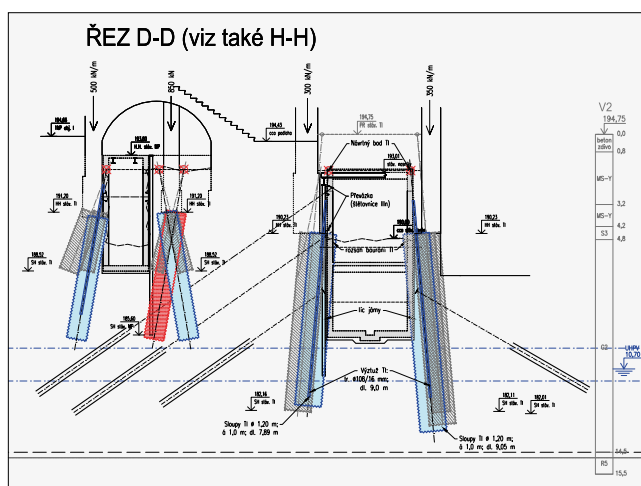
Zajištění podzemních prostor v objektu C



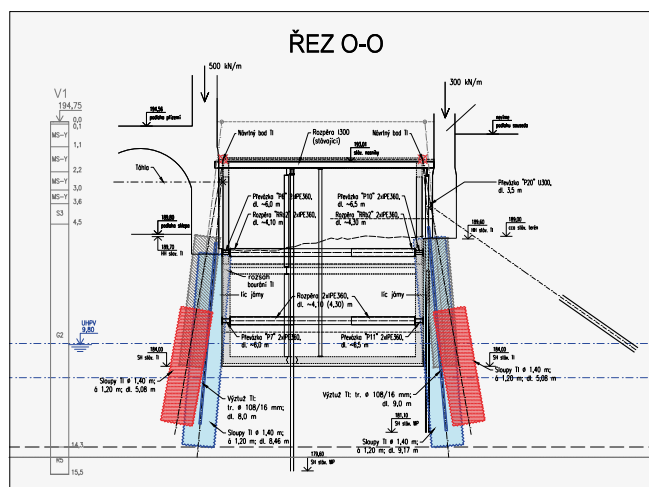
Závěrečná fáze výkopových prací a zajištění stěn stříkaným betonem



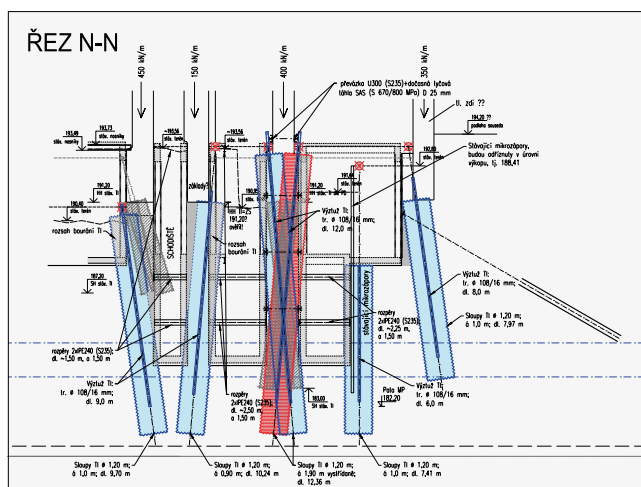
Řez A-A



Řez D-D



Řez O-O

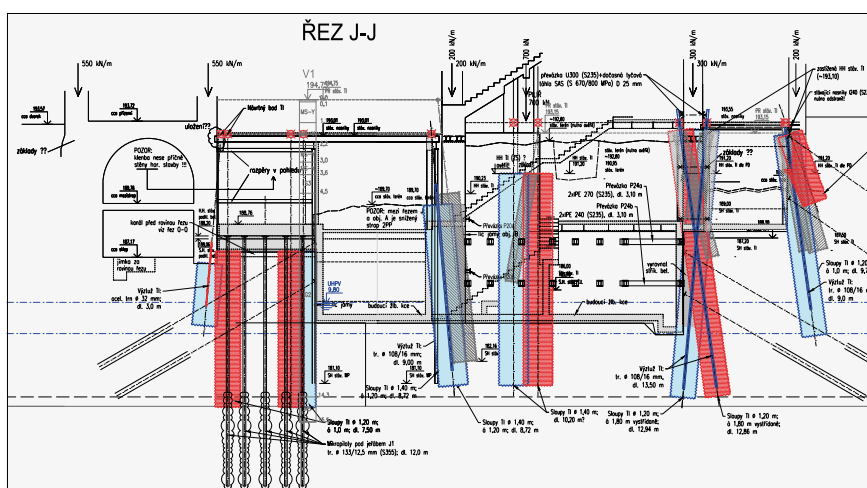


Řez N-N

řad sloupů TI. Dle polohy, požadované funkce pažení a odklonu sloupů TI od svislé osy byly navrženy tyto základní průměry a rozteče sloupů TI:

- sloupy $\varnothing 1,2$ m v základní rozteči 1,0 m u pažicích sloupů a u dvouřadé pažicí stěny ze svislých sloupů TI;
- sloupy $\varnothing 0,7$ m, 1,0 m a 1,2 m u základových pilířů dle přenášeného zatížení;
- sloupy $\varnothing 1,4$ m v základní rozteči 1,2 m u pažení výkopu pro 2. PP v obj. Y.

Sloupy $\varnothing 1,4$ m byly navrženy z dispozičních a statických důvodů i pro podchycení zdí v obj. D v místě stávajících pilířů a ocelových rámu podpěření klenby stropu nad přízemím. Před realizací sloupů TI v blízkosti základů rámu bylo nutno rámy provizorně podepřít. Délky jednotlivých sloupů TI byly proměnné dle úrovně základové spáry, hloubky dna výkopu a přenášeného zatížení zdi. Při návrhu a posouzení pažení byla dle dohody uvažována návrhová zvýšená hladina podzemní vody v úrovni 185,0 m n. m., zajištěná odlehčovacími horizontálními vrty přes pažení výkopu pro 2. PP obj. Y a B. Při vyšší „povodňové“ hladině podzemní vody bylo dle zadání uvažováno se zaplavením výkopu pro 2. PP obj. Y a B podzemní vodou. S ohledem na havarijní stav



Řez J-J

a nepřístupnost obj. B bez jeho statického zajištění, rozdílný průběh základové spáry a postup výkopů nebylo, po dohodě s projektanty a statiky rekonstrukce, při návrhu zajištění výkopu v obj. Y uvažováno s podchycením stěny mezi obj. B a Y MP bčkami v místě budoucích prostupů touto stěnou a bylo navrženo souvislé pažení výkopu 2. PP v obj. Y. Lícové pilíře TI byly v ose vyztuženy ocelovými trubkami $\varnothing 108/16$ mm, resp. GEWI tyčemi $\varnothing 38$ mm s přesahem nad základovou spáru podchytávající zdi. Rubové sloupy TI byly vyztuženy pruty

betonářské výztuže $\varnothing 32$ mm. Výztuž sloupů TI měla zajistit propojení sloupů s podchytávanou zdí a se stávajícími sloupy TI původního podchycení. Sloupy TI byly realizovány s plným předřezem v povrchové vrstvě zvětralých břídlíc pro zajištění pažicí a těsnicí funkce pažení s charakteristickou válcovou pevností v tlaku 7 MPa po 28 dnech. Pažení a podchycení ze sloupů TI bylo kotveno v jedné až třech úrovních dočasnými tyčovými kotvami (dočasné tyčové kotvy z injekčních zavrtávacích tyčí ANP-SHS_H0550 $\varnothing 38$ mm s vrtnou

korunkou Ø 90 mm nevyžadující pažení vrtu). S ohledem na zastižené geologické poměry a stísňené dispoziční poměry, vylučující nasazení větších vrtných souprav umožňujících pažení vrtů ocelovými pažnicemi, byly původně navrhované pramencové kotvy na žádost dodavatele pažení nahrazeny dočasnými tyčovými kotvami z injekčních zavrtávacích tyčí ANP-SHS_H0550-38 s vrtnou korunkou průměru 90 mm. Rozteč kotev byla dána roztečí sloupů TI. Trvale pak jejich funkci převzme spodní stavba rekonstruovaných domů. Stabilita podchycení ze sloupů TI ve tvaru „V“ a „X“ byla dosažena jejich sepnutím dočasnými vodorovnými táhly SAS Ø 25 mm v půdorysné rozteči cca 1,0 m v úrovni nad základovou spárou a následně postupně s výkopem ve výškové rozteči max. 2,5 m. V severní části výkopu pro 2. PP obj. Y bylo na žádost investora nahrazeno kotvení pažení jeho rozepřením, a to ve třech úrovních. Rozpěry a převázky rozpěr byly navrženy ze složeného prutu z dvojice tyčí IPE 360 mm se svislými přírubami.

Líc stěny podchycení a pažení sloupy TI byl při výkopu stavební jámy postupně upravován, tj. odbourán, resp. dobetonován, do zadané svislé roviny. V případě požadovaného odsazení líce „výkopu“ od podchytávaných stěn (např. v D) byla navržena výplň tohoto prostoru vyzdívkou z lehkých tvárníc na plošném základě.

Dispoziční zadání v jednotlivých částech objektu bylo během projekčních prací i vlastní realizace speciálního zakládání opakovaně měněno a upřesňováno na žádosti jak investora, tak VDS či dodavatele pažení nebo statika rekonstrukce a také s ohledem na jednání s majiteli sousedních domů. Na úpravy zadání během rekonstrukce měl také nezanedbatelný vliv aktuálně zastižený stav rekonstruovaných konstrukcí, stav a zastižená úroveň základů podchytávaných zdí a také změny tvaru vestavěné konstrukce, měnící se hloubky výkopů, umístění vestavěných věžových jeřábů a změny v postupech prací vyplývající ze skutečnosti, že generální projektant souběžně ještě dolaďoval projekt vestavěných konstrukcí.

Založení jeřábu J1

S ohledem na stísňené dispoziční poměry staveniště, minimalizování záborů veřejných komunikací a dodržení harmonogramu prací byla vyšším dodavatelem stavby změněna požadovaná poloha jeřábu J1. Z původní polohy v severní části Y byl jeřáb přesunut do severní části objektu C2. Tato změna umožnila nasazení jeřábu pro obsluhu stavby podstatně dříve než z původní polohy, současně vyloučila nutnost prohloubení výkopu v severní části obj. Y pod úroveň UHPV. Zároveň však znamenala značné realizační a statické komplikace vzhledem k tomu, že horní hrana jeho základu je 4,7 m nad výkopem pro 2. PP obj. Y. Věžový jeřáb Liebherr 280 EC-H s vyložení



Postup prací v sekci B7 na snímcích ze dvou protilehlých pohledů v časovém odstupu několika měsíců

60 m a výškou pod hák 43,7 m s typizovaným kotvením v osové rozteči 1,98x1,98 m byl založen na železobetonové monolitické základové patce 4,6x4,6 m, výšky 1,2 m, podepřené dvacíti svislými MP z výztužných trubek Ø 133/12,5 mm, délky 12 m s injektovaným kořenem délky 4,5 m vetknutým do skalního podloží. MP byly v hlavě zakončeny přivařenou roznašecí ocelovou deskou 300x300/30 mm podepřenou čtveřicí diagonálních výztuh 120x120/15 mm přivařených k desce a výztužné trubce. S ohledem na požadovanou minimalizaci nerovnoměrného sedání a naklonění základové patky vlivem zatížení jeřábem, nesymetrický výkop pro obj. Y a nesymetrické uložení patky jeřábu na pažici a těsnici sloupy byla patka jeřábu ještě podinjektována sloupy TI v celé ploše v místě MP. Pata sloupů TI byla zatažena 0,5 m pod povrch skalního podloží. MP a sloupy TI byly realizovány z rozšířeného, doplněného a podstojkovaného stávajícího ocelového roštu nad spodní stavbou obj. Y nad obj. C2. Požadovaná poloha jeřábu kolidovala se stávajícím rozepřením ve dvou úrovních. Toto rozepření bylo před výkopem pro

základovou patku jeřábu nahrazeno prostoro-
vým ztužením sklepení pod sousedním domem K výdřevou a sepnutím klenby sklepení táhly. Z důvodu požadované minimalizace posunu a naklonění patky jeřábu a průhybu pažení výkopu pro obj. Y podél jeřábu byla v tomto úseku pažicí konstrukce zakotvena ve dvou úrovních dočasnými tyčovými kotvami. Pro kotvy 1. KÚ byly do základové patky jeřábu před betonáží osazeny typové průchodky z trubek Ø 168/4,5 mm s roznašecí deskou 290x290/30 mm. Do základové patky jeřábu byly zakotveny i výztužné trubky pažicích sloupů TI. Sousedící obvodová stěna obj. K je po dobu provozu jeřábu oproti jeho základové desce dočasně rozepřena.

Založení jeřábu J2

Druhý věžový jeřáb je situován do místnosti E1. Jedná se o věžový jeřáb Liebherr 110 EC-B 6 s vyložení 32,5 m a výškou pod hák 30,2 m, kotvený typizovaným kotvením v osové rozteči 1,68x1,68 m, který bude založen na železobetonové monolitické základové patce 4x4 m, tloušťky 0,9 m, podepřené šestnácti svislými



Dokončování stříkaných betonů na stěnách v dalších částech objektu B

MP z výztužných trubek $\varnothing 108/16$ mm, délky 13,5 m s injektovaným kořenem délky 4,5 m vetknutým do skalního podloží. Základová deska jeřábu bude betonována až po dokončení základové desky a technologických kanálů v místě jeřábu. Návrh předpokládá rozepření základové patky jeřábu do stěn technologických kanálů, tj. použití nestlačitelné dilatační vrstvy. S ohledem na zastižené nesoudržné štěrpkopískové náplavy a technologické možnosti vrtné soupravy MVS 741/20 byly MP v části nad povrchem skalního podloží osazeny do sloupů TI $\varnothing 0,7$ m. S ohledem na harmonogram prací a dispoziční poměry je pracovní rovinou tryskové injektáže pro založení jeřábu povrch stávající podlahy E. Horní hrana sloupů TI pod jeřábem je navržena v úrovni pracovní roviny MP, která je na spodní úrovni kotvení pažic stěny E1/D. Pata sloupů TI je zatažena 0,5 m pod povrch skalního podloží. Horní část sloupů TI nad dnem výkopu pro základovou desku E bude

postupně s výkopem odbourána. MP byly osazovány do svislého vrtu $\varnothing 176$ mm osou sloupu TI vyplněného cementovou zálivkou pomocí montážních kusů. MP jsou z dispozičních a technologických důvodů složeny z trubek délky 1,5 m, spojovaných šroubováním s vnitřním závitem délky 70 mm. Vrchní část koncové (horní) trubky zeslabená vnitřním spojovacím závitem bude odříznuta. MP budou v hlavě zakončeny přivařenou roznášecí ocelovou deskou



Úprava sloupů tryskové injektáže před realizací stříkaných betonů v objektu E

300x300/40 mm se středovým otvorem $\varnothing 110$ mm. S ohledem na nutnost stykování výztužných trubek MP je z bezpečnostních důvodů navrženo osazení závitové tyče GEWI PLUS 35 mm délky 12,0 m do MP bezprostředně po ukončení injektáže kořene. Po demontáži jeřábu bude jeho základová patka odbourána a výztužné trubky MP odříznuty v úrovni povrchu základové desky. Sloupy TI pod základovou deskou vyztužené ponechanou částí výztužných trubek MP budou využity pro založení nové konstrukce.

Mikropilotové bárky

Návrh a rozmístění nadzemní části MP bárek v místech podkopání vybraných stávajících nosných stěn byly zpracovány projektantem stavebněkonstrukční části – firmou NĚMEC POLÁK, s. r. o. Součástí návrhu a dodávky prací speciálního zakládání bylo založení MP bárek. S ohledem na dispoziční a geologické poměry a technologické možnosti nasazené malé vrtné soupravy MVS 741/20 bez možnosti pažení vrtů pro mikropiloty ocelovými pažnicemi byl injektovaný kořen mikropilot nahrazen základovým sloupem tryskové injektáže průměru 0,70 až 1,0 m, který současně pažil vrt přes nesoudržné náplavy. Nevýhodou tohoto řešení je nutnost postupného odbourání části sloupů TI nad dnem výkopu. Průměr sloupů TI byl proto odstupňován.

Do vrtů průměru 176 mm ve svislé ose sloupů TI vyplněných cementovou zálivkou byly osazeny ocelové bezešvé trubky 133/12,5 (S 355) zakončené ocelovou přechodovou deskou pro napojení horní části MP bárek dle požadavků projektanta rekonstrukce.

Zadání počtu, požadované polohy, tvaru a zatížení bárek prošlo mnoha změnami. Některé z nich byly potřebné již před výkopem stavebních jam (např. MP bárky C2, C3 a C4 v obj. C1 a MP bárka E1 mezi obj. E a J), pro jiné byly připraveny základy pro pozdější probourávání otvorů v podchytávaných zdech, resp. sloupech TI podchycení a pažení, především mezi obj. Y a B.

Zvláštní projekční i realizační pozornost si vyžádala MP bárka E1 podchycení památkově chráněného portálu mezi místnostmi

obj. E1 a J1, kterou postupně musela projíždět vrtná souprava pro realizaci dvou úrovní kotvení pažení výkopu pro místnost E1 po požadovaném nahrazení navrženého rozepření pažení kotvením. Návrh založení MP bárky E1 byl navíc ztížen rozdílnou úrovní dna výkopu v místě bárky s výškovým rozdílem 1,0 m a požadavkem projektanta a statika rekonstrukce na využití výše situovaných základových sloupů dvojice MP bárky pro následné založení spodní stavby.

Základové pilíře TI

V místech, kde bylo třeba založit nové nebo dočasné konstrukce mimo podchytávané zdi, byly navrženy základové pilíře TI. Tato potřeba byla ve všech rekonstruovaných objektech kromě objektu Y. Dle zatížení (60 až 850 kN) zadaného statikem rekonstrukce byly zhotoveny sloupy TI průměru 0,70 m, 1,00 m a 1,20 m. Délka základových sloupů TI (2,0 m až 8,40 m) byla odvozena z jejich zatížení a polohy vzhledem k tvaru výkopů v jejich blízkosti. Poloha a zatížení pilířů byly nejdříve v základním projektu převzaty z DPS hrubé stavby a z DPS demolice (založení pomocných konstrukcí dočasného vynesení zdiva). Teprve následně byla postupně dispozice a dimenze základových pilířů TI v místech soustředěného svislého zatížení v revizích projektové dokumentace vícekrát upravována dle aktualizace a doplnění podkladů o jejich požadované půdorysné a výškové poloze a upřesnění velikosti zatížení. Na tyto úpravy a změny měl vliv i měnící se harmonogram prací a změny v pořadí výkopů a realizace spodní stavby mezi jednotlivými objekty. Důležité také bylo vždy vytipování a upřesnění úrovně pracovní roviny, ze které budou základové sloupy TI realizovány, což nebylo vždy jednoduché. Tak jako byl souběžně s probíhající rekonstrukcí upřeshňován a doladován projekt nových konstrukcí, vznikala nová místa soustředěného zatížení, která bylo třeba podepřít, na jiných místech byly naopak základové pilíře TI rušeny.

Stávající pažicí MP

Stávající pažicí MP byly dle zadání ponechány, pokud nezasahovaly do profilu nových konstrukcí. Pokud měly MP i jinou statickou funkci (např. podepření ocelového roštu pracovní roviny TI nad spodní stavbou Y), bylo jejich odstraňování koordinováno s montáží náhradních podpor v rámci dodavatelské dokumentace demolice. Ale jak již bylo uvedeno, při návrhu pažení výkopu stavební jámy pro obj. Y nebylo s těmito MP uvažováno z důvodu jejich těžko ověřitelné únosnosti.

Závěr

Závěrem je nutno říci, že v tomto příspěvku není možné v celé šíři popsat značnou komplikovanost a specifičnost stavebních prací, probíhající ve velmi omezeném a rizikovém pracovním prostoru zchátralých budov vnitrobloku, s vypjatým zásobováním stavby na pěší zóně u Staroměstského náměstí. Každá rekonstrukce je daleko náročnější nežli novostavba a vždy s sebou nese množství překvapení, změn za pochodu a krizových momentů. Nicméně s „rekonstrukcí takřkajíc na druhou“, kdy bylo nutné „znovu podchyťovat již podchycené“ jsem se za 40 let praxe v oboru setkal poprvé. Poděkování a obdiv si proto zaslouží všichni zúčastnění na stavbě (od projektantů rekonstrukce přes pracovníky Zakládání staveb, a. s., techniky vyššího dodavatele až po dozor investora), kteří svým dílem přispěli ke zdárnému a bezpečnému dokončení této části rekonstrukce. V současné době, tj. po dokončení zajištění stavební jámy tryskovou injektáží, byli projektant a dodavatel prací speciálního zakládání požádáni investorem o vypracování a ocenění studie prací spojených se vznikem případného nového zásobovacího vstupu z ulice Kamzíkova a zajištění dalšího případného prohloubení výkopu v objektech D, E, J. Investor dále

uvažuje i o prohloubení výkopu pro další suterén ve střední a jižní části objektu B.

Výměry hlavních použitých technologií

Sloupy TI Ø 700, 1000, 1200, 1400 mm: 4735 m,
Kotvy dočasné: 1660 m,
MP Ø 108/16 a Ø 133/12,5 mm (S 355): 1321 m,
Stříkané betony: 3650 m²
Ocelové konstrukce (převázky, rozpěry): 37 t,
Zavětrované bárky pro podepření stěn: 17 t.

Hlavní účastníci stavby:

Investor: AKROTHERION, s. r. o.

Vyšší dodavatel: VCES, a. s.

Generální projektant: MS architekti, s. r. o.

Projektant stavebněkonstrukční části:

NÉMEC POLÁK, s. r. o.

Projekt zajištění a založení spodní stavby:

FG Consult, s. r. o.

Speciální zakládání: Zakládání Group, a. s.,

a Zakládání staveb, a. s.

Ing. Pavel Průcha, projektant rekonstrukce spodní stavby, s přispěním

Ing. Michaela Remeše, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrba

Works of a special foundation during the reconstruction of the „U Sixtů“ house into the Ritz-Carlton hotel in the historical center of Prague

At present, in the center of Prague, between Železná, Celetná and Kamzíkova streets, an extensive reconstruction and remediation of a complex of eight historic houses into a luxury Ritz-Carlton hotel complex is underway. There is an adjustment of the layout of individual buildings, deepening of basements and strengthening the bearing capacity of the foundations of existing buildings. Partial securing of excavation work with the use of jet grouting columns, micropiles, anchors, struts and shotcrete was carried out as early as the end of the 1990s. They were re-launched only in 2019. The new layout solution and the requirement for a deeper level of new structures raise, among other things, the need to "underpine already underpinned". Complicated construction work takes place in the limited working space of the historic dilapidated buildings of the courtyard, with complicated supply of the construction site. The supplier of special foundation works is the company Zakládání staveb, a. s., which thus returns to the same construction site after a long time. The heart of the complex is the „U Sixtů“ house, surrounded by other listed houses, each with its own story.



Mikropilotové bárky v objektu C1 na snímcích v časovém odstupu několika měsíců





Spouštění vrtné soupravy stacionárním jeřábem J1 přes částečně rozebranou rozpěrnou pracovní plošinu v objektu Y

REALIZACE

Před zahájením vlastních prací speciálního zakládání na zajištění jednotlivých objektů budoucího hotelového komplexu bylo nutné provést přípravné práce. Jednalo se v první řadě o zajištění zázemí pro zvolené technologie, a tedy projednání uličních záborů. Jelikož se předpokládalo, že bude prováděno několik technologií a s nimi spojených činností současně, vyžadovalo to zajištění odpovídajících prostorů.

Zábory úspěšně projednal vyšší dodavatel a postupně nám je předával v několika etapách. Největší oříšek představovalo umístění tlakového čerpadla TW600 do jednoho z rekonstruovaných objektů, a to bez možnosti provedení jakýchkoliv stavebních úprav vzhledem k jeho památkové ochraně, stejně jako dalších objektů. Veškerá technologie se pak navázala v brzkých ranních hodinách z důvodu minimálního provozu a pohybu lidí v této lokalitě. Po návozu a montáži potřebného zařízení bylo nutné ještě před vlastním zahájením prací zajistit stabilní a únosnou jezdovou plochu pro pohyb vrtné soupravy.

Jelikož se obdobné práce na těchto objektech v minulosti již prováděly, bylo možné část původních pracovních ploch použít, jen je bylo nutné zkontrolovat a staticky zesílit. Na úpravu ocelové plošiny byla zpracována samostatná projektová dokumentace. Stávající plošina byla pak doplněna ocelovými výztuhami

a podstojkována tak, aby vyhovovala svou nosností pro pojezd vrtné soupravy. Celá plošina byla pokryta novou podlahou z hranolů 140/200 mm. Tím bylo vše připraveno pro zahájení prací.

Staveniště je rozděleno do několika objektů – jedná se o objekty Y, C1, C2, E, J, D – tzv. 1. etapa a objekt B – tzv. 2. etapa. Tento objekt B byl nejvíce poškozen, proto zde bylo nutné před zahájením prací nejdříve provést kompletní statické zabezpečení výdřevou a ocelovými rozpěrami, které ale nebylo součástí naší dodávky. Prioritou bylo nejprve zajistit objekty, ve kterých bude umístěn věžový jeřáb, důležitý pro logistiku celé výstavby. Práce byly proto zahájeny v objektu C1 a Y. Jednalo se o technologii sloupů tryskové injektáže (TI) o $\varnothing$ 1000, 1200 a 1400 mm, vyztužených buď mikropilotami o $\varnothing$ 108/16 mm, anebo GEWI tyčemi o $\varnothing$ 38 mm.

Délka sloupů TI se v těchto objektech pohybovala v rozmezí 7–13 m. Jednalo se jak o sloupy, které podchycovaly okolní objekty, tak o sloupy základové, na kterých budou následně založeny nové stěny budoucí vestavby. Při těchto pracích bylo zároveň realizováno i založení zmiňovaného jeřábu J1 v objektu C2. Na práce v těchto objektech bylo možné použít větší vrtnou soupravu, protože nás neomezoval prostor ani do šířky, ani do výšky. Nasazena tedy mohla být vrtná



Transport 60t sila umožňujícího nasazení druhé technologie tryskové injektáže přes střechy staroměstských domů

souprava JANO 5, resp. JANO 4. Po dokončení prací na těchto objektech jsme se přesunuli do objektu C1, kde podmínky pro vrtání byly daleko složitější. Vrtná souprava se zde musela pohybovat ve velmi stísněných prostorech (malá šířka i výška). Proto bylo nutné použít menší vrtanou soupravu MSV. I tak však nastávaly problémy s nastavením stroje na některé projektované vrty. V rámci autorského dozoru pak musel tuto situaci řešit projektant a návržné body se upravovaly tak, aby bylo možné sloupky T1 vytvořit a aby zároveň vždy tvořily souvislou stěnu. Objekt C1 byl rozdělen na čtyři podobjekty (C1.1 až C1.4), přičemž do každé místnosti musel být zajištěn vjezd pro vrtanou soupravu. Další výzvu představovala nutnost vytvořit podpěrnou bárku mezi místnostmi C1.2 a C1.3, na níž se při hloubení vyvěsí stěna v 1. NP. Založení této bárky je tvořeno sloupky tryskové injektáže o $\varnothing$ 700 mm s osazenými mikropilotami 133/12,5 mm, opatřenými hlavami z ocelových desek (300x300x20 mm). Na tyto desky jsou z každé strany stěny osazeny tzv. podélníky z profilu HEB 200. Následně byly do stěny vyhloubeny vrty $\varnothing$ 300 mm a do nich osazeny tzv. příčníky z profilů HEB 160 mm, které se usadily na již provedené podélníky. Kontakt prvků byl zajištěn svařením a otvory s osazenými profily byly

zality betonovou směsí. Po dokončení prací v tomto objektu se práce přesunuly do objektů E, J, D, kde se pokračovalo v podchycování a zajišťování okolních objektů. Mezi tím byly dokončeny práce na statickém zabezpečení objektu B, a tudíž bylo možné začít práce na zajišťování výkopových prací pro budoucí suterénní prostory i v této části. Abychom byly schopni plnit předem daný HMG, bylo nutné začít uvažovat o nasazení druhé technologie tryskové injektáže. Po dohodě s naším objednatelem nám byl předán další zábor pro umístění potřebného zařízení, a sice v ulici Celetné. Zde bylo již bez potíží možno umístit čerpadlo TW600. Naopak byl problém s umístěním 60t sila na cement. Pro nedostatek místa bylo silo nutné umístit do dvorku sousedního objektu. Při jeho transportu byl použit již dříve osazený věžový jeřáb J1, který silo přenesl přes střechy okolních objektů na určené místo. Poté již nebyl problém pracovat na více objektech najednou a dokončit zajištění všech objektů téměř současně a v požadovaném termínu. Jelikož zajištění objektů pomocí tryskové injektáže se zabudovanými mikropilotami a GEWI tyčemi trvalo bezmála 9 měsíců, dostaly se tyto práce do souběhu jak se zemními pracemi, tak s následným zajištěním výkopů pomocí ocelových rozpěr či dočasných tyčových kotev.

Proto bylo nutné koordinovat práce tak, aby každý dodavatel mohl provádět jemu určenou činnost, a nebyli přitom ohroženi jeho zaměstnanci ani zaměstnanci dalších firem. Vše ještě komplikovala skutečnost, že práce probíhaly v podzemí a ve značně stísněných podmínkách.

Obecně lze říci, že se jedná o velmi rozsáhlou a komplikovanou rekonstrukci objektu, ve kterém již bylo provedeno v rámci přípravy na předchozí rekonstrukci velké množství zajišťujících prvků T1, MP a ocelových konstrukcí, avšak pro jinou dispozici. Proto bylo nutné zpracované projekční návrhy neustále konfrontovat s realitou na staveništi a postupně dle zjištěných skutečností upravovat finální podobu a tvar podzemních konstrukcí. V současné době pokračují práce na výkopech, zajištění svislých konstrukcí a hlavně na úpravě povrchu sloupů tryskové injektáže. Veškerá tato činnost je prováděna pod dohledem jak památkářů, tak statiků. Díky spolupráci, profesionalitě a vstřícnosti všech zúčastněných doposud probíhaly veškeré práce v dobré pracovní atmosféře, bez větších potíží. Práce firem Zakládání Group, a. s., a Zakládání staveb, a. s., by měly na stavbě pokračovat ještě asi půl roku.

František Šedivý, Zakládání Group, a. s.



Realizace sloupů tryskové injektáže ve stísněných prostorech jednotlivých sekcí v budově B malou vrtanou soupravou



Zázemí pro druhou technologii tryskové injektáže se podařilo umístit do dvora jednoho ze sousedních domů



Pohled na plavební kanál v Lužci nad Vltavou směrem k Mělníku s probíhající rekonstrukcí silničního a železničního mostu (zcela dole)

TECHNOLOGIE SPECIÁLNÍHO ZAKLÁDÁNÍ PŘI BUDOVÁNÍ NOVÝCH ZDVIŽNÝCH MOSTŮ V RÁMCI PROJEKTU ZABEZPEČENÍ PODJEZDNÝCH VÝŠEK NA VLTAVSKÉ VODNÍ CESTĚ, KANÁL VRAŇANY–HOŘÍN

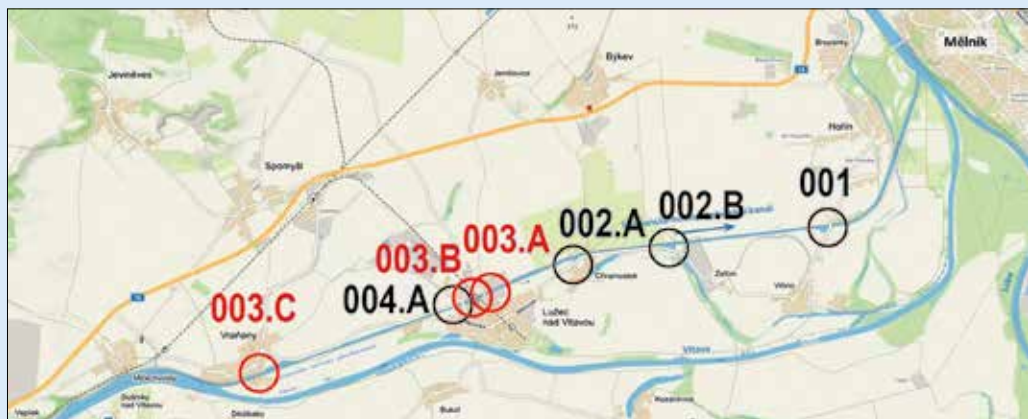
V článku přiblížíme výstavbu tří zdvižných mostů na vltavském plavebním kanálu a související řešení jejich založení a řešení břehových úprav. Jedním z těchto zdvižných mostů je i první zdvižný železniční most v ČR v Lužci nad Vltavou.

Hlavní cíle projektu Zabezpečení podjezdných výšek

Hlavním cílem projektu je vyřešení nedosta-
tečného parametru Vltavské vodní cesty
v úseku Mělník–Praha (Holešovice), tzn.
v oblasti laterálního Vraňansko-hořínského
plavebního kanálu a v úseku Troja–Podbaba.
V úseku Vraňany–Hořín (u města Mělník),
který byl předmětem zpracování dokumenta-
ce pro stavební povolení (DSP) a navazující
dokumentace pro provádění stavby (PDPS),
se jedná o parametr podjezdné výšky pod
mostními objekty, který dosahoval pouze
4,50 m a z hlediska využitelnosti lodní do-
pravy představoval úzké místo. Pro umožnění
proplutí velkých osobních lodí, přepravu nad-
měrných nákladů a pro další rozvoj plavby
byl stanoven parametr podjezdné výšky na
7,0 m pro nejvyšší plavební hladinu kanálu,
která je cca o 0,6 m výše než hladina stávající.
V rámci výstavby nových mostů byl zvět-
šen i průjezdný profil vodní cesty pod most-
ními objekty na 20 m.

V projektu Zabezpečení podjezdných výšek se
jedná o rekonstrukci sedmi mostů, z nichž
čtyři mosty jsou řešeny s trvalým zdvihem
nivelety celé převáděné komunikace a u zby-
lých tří mostů je podjezdná výška zajištěna
formou pohyblivých **zdvižných mostů**. Sou-
částí výstavby mostů jsou i úpravy přilehlých
místních komunikací. Nové mostní konstrukce

budou ocelové příhradové přímopásové nebo
se zakřiveným horním pásem. Stávající most-
ní opěry byly ubourány a nově hlubinně zalo-
ženy na sloupech tryskové injektáže vyztuže-
ných mikropilotami a v jednom případě i na
velkopřůměrových pilotách. Spodní stavba
mostů je navržena jako monolitická železobe-
tonová s kamenným obkladem, v případě
zdvižných mostů s místností pro umístění
technologie zdvihacího zařízení. Mostovky
jsou ortotropní přímo pojižděné nebo spřaže-
né ocelobetonové. Rozpětí mostních konstruk-
cí se pohybuje od 23,0 m do 35,0 m a výška
zdvihu od 2,3 m do 3,1 m.



Celková situace staveb na plavebním kanále Vraňany–Hořín, červeně vyznačeny lokality se zdvižnými mosty



Vyústění plavebního kanálu do řeky Labe pod PK Hořín

Uskutečněním celého projektu dojde k oživení lodní dopravy, což umožní následný rozvoj obcí a celého přilehlého regionu. V neposlední řadě dojde také k obnově původního historického významu plavebního kanálu, který byl vybudován v letech 1903–1905 a v době svého vzniku patřil k největším technickým dílům svého druhu v celé habsburské monarchii. Rekonstrukcí mostních konstrukcí bude zajištěn nejen požadovaný parametr podjezdové výšky, ale také dojde ke zvýšení kapacity dopravního spojení na ostrovní oblast mezi řekou Vltavou a plavebním kanálem. Nově navrhované konstrukce budou splňovat požadavky platných ČSN, resp. ČSN EN, a veškeré parametry vodní cesty.

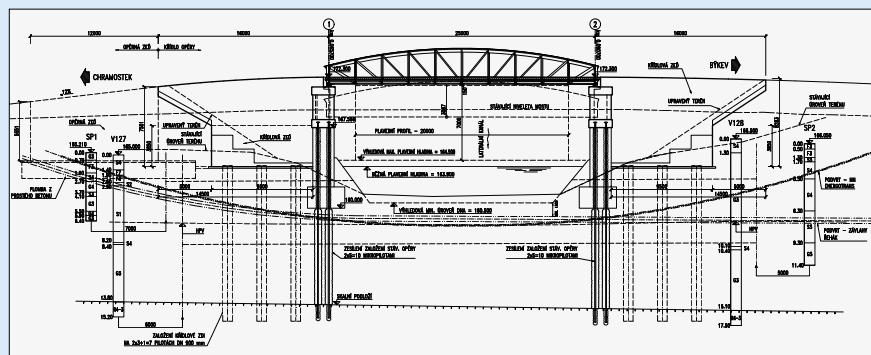


Nové opěry mostu v Chramostku zvýšené o 3,0 m oproti původnímu stavu

Základním řešením pro mostní konstrukce byly nepohyblivé mostní objekty. Pohyblivé mosty byly navrhovány pouze v případech, kdy nebylo možné jiné technické řešení při překonání překážky plavebního kanálu. Základní ideou návrhu rekonstrukce mostů je zachování autentické atmosféry plavebního kanálu, tzn. respektování charakteru původních mostních konstrukcí. Z hlediska architektonického působení jsou navrhovány jak volné konstrukční repliky mostních konstrukcí zohledňující současný vývoj mostního stavitelství, tak i novodobé moderní mostní konstrukce kombinující trámové a obloukové působení. Důležitým sjednocujícím prvkem všech mostů je kamenný obklad ve skladbě kyklopského zdíva z kvarcitu doplňovaného o nárožní kameny z žuly, obklad, který je typický pro původní mostní konstrukce.

Přehled upravovaných mostů

Předmětem projektu pro zabezpečení podjezdových výšek na Vltavské vodní cestě je tedy rekonstrukce celkem sedmi mostních objektů v rámci samostatných staveb.



Most v Chramostku, založení opěr na velkopřůměrových pilotách a zesílení dřívů mikropilotami

V dalším textu budou podrobněji popsány objekty, na nichž se pracemi speciálního zakládání podílela společnost Zakládání staveb, a. s., což jsou především všechny tři zdvižné mosty a nový pevný most stavby 002.A v Chramostku. Stavební práce na výše uvedených stavbách probíhaly v období let 2018–2020. Pro úplnost dodejme, že současně s těmito akcemi probíhala na vyústění kanálu stavba „Úprava ohlaví PK Hořín“.

Pevné mosty

- 001 – Silniční most na silnici III/24635 – Vrbno,
- 002 A – Stavba 002 A – Výšková úprava mostu Chramostek,
- 002 B – Stavba 002 B Zelčín (nezahájeno),
- 004 A – Silniční most na silnici III/24635 – Lužec nad Vltavou

002.A Výšková úprava mostu Chramostek

Umístění mostu je v extravilánu obce Chramostek v místě vltavského laterálního plavebního kanálu. Předmětem úpravy tohoto mostu bylo výškové zdvihnutí mostu o 3,0 m, na základě toho byl zajištěn plavební profil 20x7 m nad výhledovou plavební hladinu 164,500 m.

Ocelová nosná konstrukce stávajícího mostu, tvořená příhradovým jednopólovým nosníkem s dolní mostovkou, byla přenesena do předmostí a po dokončení výstavby nových opěr byla umístěna zpět do zvýšené polohy. Tím je zachován původní charakter mostu.

Po odstranění části konstrukce dřívku opěr byl každý dřív a základ zesílen pomocí 10 ks mikropilot. Mikropiloty byly vrtány 7,5 m přes stávající dřívky a základy opěr, pod základovou spárou mikropiloty pokračují v délce 9,0–10,0 m s následným vetknutím do horniny R4-3. Pro mikropiloty byly použity bezešvé trubky Ø 108/16 z oceli S 235, injektáž mikropilot tvoří cementová suspenze.

Založení opěr – opěrných zdí bylo realizováno na velkopřůměrových pilotách pr. 880 mm. Opěra OP1 je založena na 7 ks pilot, OP2 na 6 ks pilot v délkách 14,5 m. Piloty jsou vetnuty do skalního podloží R4-3. Pro provedení pilot zde byla nasazena velkopřímlová vrtná souprava Bauer BG 18.

Zdvížené mosty

003.A – Silniční most na místní komunikaci – Lužec nad Vltavou (SO 221, SO 223.1),

003.B – Železniční most ev. km 2,622 – Lužec nad Vltavou (SO 241, SO 243),

003.C – Silniční most na místní komunikaci – Vraňany (SO 231).

Mechanismus zdvižných mostů pro soubor staveb SO 003

Zdvih konstrukce mostů probíhá pomocí čtyř hydraulických válců. Každá dvojice válců na jedné opěře je řízena vlastním hydraulickým agregátem o výkonu v rozmezí 2x 7,5–15 kW. Hydraulický agregát je s těmito válci propojen prostřednictvím vysokotlakého potrubního rozvodu. Rychlost zdvihu je cca 20 mm/s a rychlost spouštění je cca 40 mm/s. Na povodní straně kanálu jsou navrženy dva vodící pylony zdvihu mostu, které budou zajišťovat polohu nosné konstrukce při zdvihu a spouštění prostřednictvím kolového vedení po vodících lištách umístěných na těchto pylonech.

Základem koncepce návrhu časového průběhu zdvihu mostu je plynulá lodní doprava bez nutnosti zastavení a vázání ke břehu. S ohledem na bezpečnost plavby a vlastní mostní konstrukce bude most uveden do zdvižené polohy 5 min. před příjezdem lodi, tzn. v okamžiku, kdy je loď cca 400 m před mostem. Tato vzdálenost je dostatečná pro zastavení lodi v případě nemožnosti řádného zdvihu. Přerušení dopravy na mostě bude trvat po dobu cca 15 min. S ohledem na malou vzdálenost mostu 003.A od železničního mostu stavby 003.B v Lužci nad Vltavou je zdvih koncepčně řešen tak, aby oba mosty byly uvedeny do koncové polohy ve stejný okamžik.

Řídicí systém zdvižných mostů

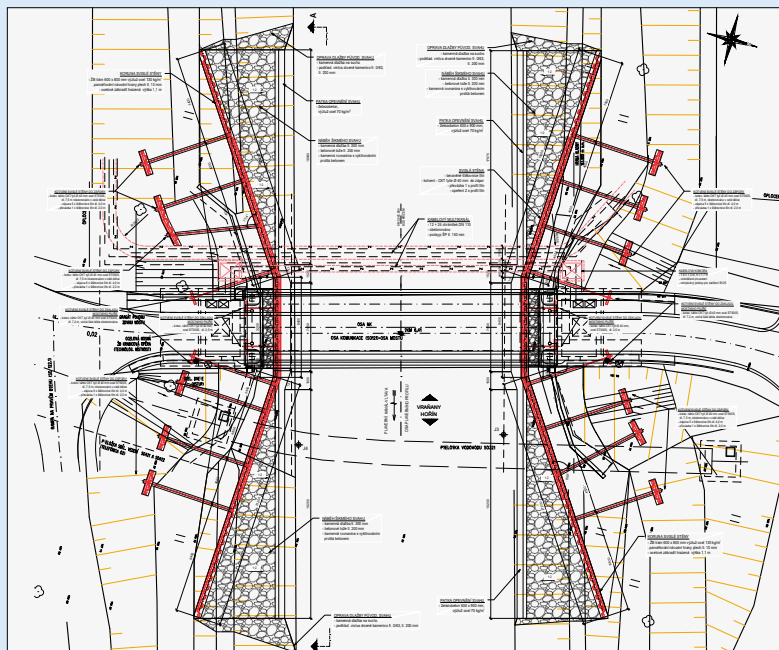
Nedílnou součástí souboru staveb 003 – Zdvížené mosty – je Řídicí systém zdvihu mostů. Ovládání zdvižných mostů bude probíhat z obslužných pracovišť v plavební komoře Hořín (hlavní pracoviště) a na jezu ve Vraňanech (záložní pracoviště). Systém bude obsahovat ovládací počítače v Hoříně a ve Vraňanech, technologické počítače v místech zdvižných mostů, kamerový systém, místní komunikační systém (rozhlas a interkom), systém EZS a klimatizaci technologických místností. Celý systém bude řešen jako uzavřená LAN síť tak, aby byly vyloučeny vnější interakce (hackerské útoky apod.).

003.A Silniční most na místní komunikaci – Lužec nad Vltavou, SO 221, SO 223.1

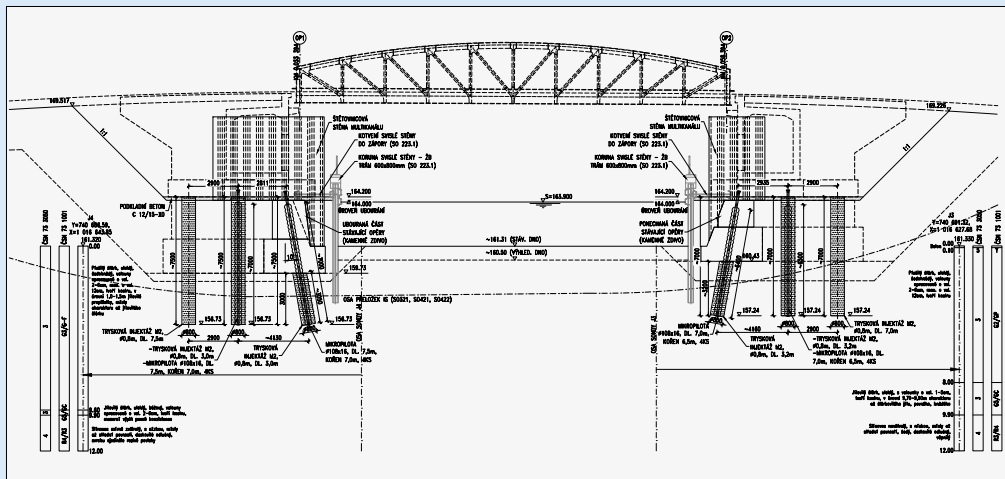
Předmětem stavby byla komplexní rekonstrukce původního mostu v Lužci nad Vltavou, která se skládala z výměny nosné konstrukce a výstavby nové spodní stavby. Při rekonstrukci byla zachována stávající niveleta (směrově i výškově). Nová mostní konstrukce je navržena jako trémová příhradová ocelová svařovaná s dolní přímo pojižděnou ortotropní mostovkou na rozpětí 25 m.

Řešení spodní stavby, SO 221

Založení mostních opěr a bylo provedeno na sloupech tryskové injektáže s mikropilotami. Sloupy tryskové injektáže byly navrženy o Ø 800 mm v délkách 3,2–7,0 m s následným vystrojením mikropilotou – TR Ø 108/16 mm. Přední řada mikropilot na



Silniční most v Lužci, úprava břehu kanálu, trvalé štětové stěny jsou kotveny pomocí táhel ke kotvním štětovnicím



Silniční most v Lužci, založení opěr na sloupech tryskové injektáže s MP v úklonu 10°



Silniční most v Lužci, beranění trvalých štětovnic

každé opěře je ukloněna o 10 ° tak, že pata mikropiloty směřuje ke kanálu, ostatní mikropiloty jsou svislé. Mikropiloty byly opatřeny hlavami, navrženými pro tlakové zatížení. Trysková injektáž byla provedena v geologickém prostředí, které tvoří písčité štěrky, ulehly, šedohnědé; valouny opracované o velikosti 2–6 cm, max. o vel. 12 cm. V úrovni 1,0–1,5 m se vyskytují jílovité proplásky, místy

charakteru až jílovitého štěrku. Tato geologická skladba byla obdobná i na dále popisovaných mostních objektech.

Úprava břehu plavebního kanálu, SO 223.1

Úprava obou břehů plavebního kanálu byla realizována svislými nábrežními zdmi z trvalých štětových stěn. Štětová stěna před a za profilem mostu je zavázána do původního

břehu. Proti vlivům vnějšího prostředí je celý vodou smáčený líc trvalých štětových stěn včetně opěření opatřen protikorozní ochranou – kombinovaným systémem žárové metalizace a ochranného nástřiku, kterému předcházelo očištění povrchu otryskáním křemenným pískem s celkovou tloušťkou souvrství 500 µm. Životnost protikorozní ochrany štětovic je navržena min. 15 let.

Stěna je kotvena pomocí táhel ze závitových tyčí (CKT) Ø 40 mm přes převážku k peticím kotevních štětovic. Koruna štětové stěny byla spřažena s železobetonovým trámem opacovaným návodní hranou. Úroveň koruny štětovic je 1,0 m nad výhledovou plavební hladinou a pata štětovic je zabírána 2,5 m pod výhledovou kótou dna. Štětová stěna je opatřena z návodního líce stěny opěření – svodidly, která tvoří dva vodorovně navařené profily štětovic GU 16-400, rozmístěné v rozsahu předpokládaného kolísání plavebních hladin.

003.B Železniční most – Lužec nad Vltavou, SO 241, SO 243

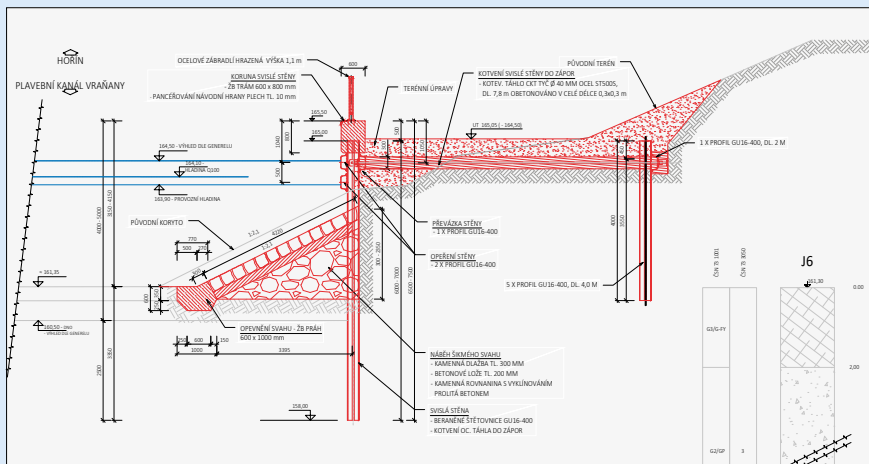
Předmětem stavby byla i zde komplexní rekonstrukce stávajícího mostu, která se skládala z výměny nosné konstrukce, výstavby nové spodní stavby a břehových úprav. Původní přemostění bylo tvořeno příhradovou nýtovanou konstrukcí kosoúhlé soustavy se svislicemi s dolní prvkovou mostovkou na rozpětí 26,8 m z roku 1896.

Při rekonstrukci byla zachována stávající niveleta (směrově i výškově). Jedná se o první železniční most v ČR, který bude v reálném provozu fungovat jako pohyblivý. Konceptně se při jeho návrhu vycházelo z realizovaných staveb v Holandsku.

Návrh nové mostní konstrukce je dán především požadavkem na minimální stavební výšku. Pro rozpětí 29,0 m, které je dáno zejména situováním opěr pro řešení jako kolmý most, byla vybrána konstrukce s dolní mostovkou s přímým upevněním koleje tvarově navazující na původní mostní příhradovou konstrukci, tzn. přímopásová pravoúhlá soustava se sestupnými diagonálami.



Železniční most v Lužci, úprava břehu kanálu, trvalé štětové stěny jsou kotveny pomocí táhel do opěr a ke kotevním štětovicím



Železniční most v Lužci, detail trvalého kotvení štětové stěny do kotevních štětovic



Železniční most v Lužci, beranění křídla štětové stěny



Železniční most v Lužci, úprava břehu kanálu pomocí trvalé štětové stěny v místě nových mostních opěr



Železniční most v Lužci, mikropilotové založení nové opěry

Řešení spodní stavby, SO 241

Opěry železničního mostu byly založeny na 175 ks sloupů tryskové injektáže, délka jednotlivých sloupů $\varnothing$ 800 mm byla 4,4–13,0 m. Následně bylo 90 ks sloupů tryskové injektáže vyztuženo mikropilotami – TR 108/16 mm, v délkách 13,0 m – v ose vrtů tryskové injektáže. Průměr kořene mikropilot byl požadován tl. 300 mm s délkou min 8000 mm. Hlava mikropilot zasahuje 300 mm do nového základu opěry a je provedena s výztuží základu opěry. Hlavy mikropilot byly navrženy jako tlakové. Trysková injektáž zajišťuje trvalou stabilitu opěr i pro případ poruchy pažení z ocelových štetovnic (viz dále).

Na práce speciálního zakládání byly nasazeny vrtná souprava Jano HVS s vysokotlakým injekčním čerpadlem Tecniwell TW 600 a vrtnými soupravami Klemm KR 807-7 a Hütte HBR 610.

Úprava břehů plavebního kanálu, SO 243

Úprava obou břehů kanálu byla provedena podobným způsobem jako u výše popsaného silničního mostu, tedy za pomoci kotvené stěny ze štetovnic GU 16-400. Vlastní realizace trvalých štetových stěn byla rozdělena na dvě etapy. Nejprve byla v době prvního vypuštění plavebního kanálu provedena část štetových stěn směrem od Hořina až k mostním opěrám. Následně se po snesení původní mostní konstrukce a odbourání základů opěr v době druhého vypuštění kanálu pokračovalo v beranění stěn směrem od Hořina k Vraňanům. Současně probíhaly práce na budování nových opěr mostu. Po zabíjení štetovnic byla zezadu při koruně štetovnic přivařena průběžná převážka z GU 14-600, přes kterou je štetová stěna pomocí táhel kotvena k pěticím kotveným štetovnic. Způsob provedení protikoroziční ochrany trvalých štetových je řešen stejným způsobem jako u sousedního silničního mostu (SO 223.1.)



Železniční most v Lužci, zakládání opěr na sloupech tryskové injektáže s mikropilotami



Železniční most v Lužci, oboustranné zakládání opěr mostu na sloupech tryskové injektáže s mikropilotami

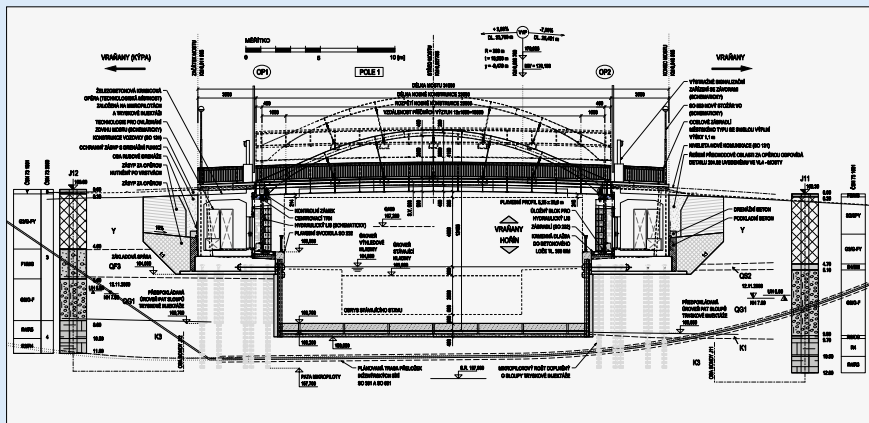


Železniční most v Lužci po dokončení

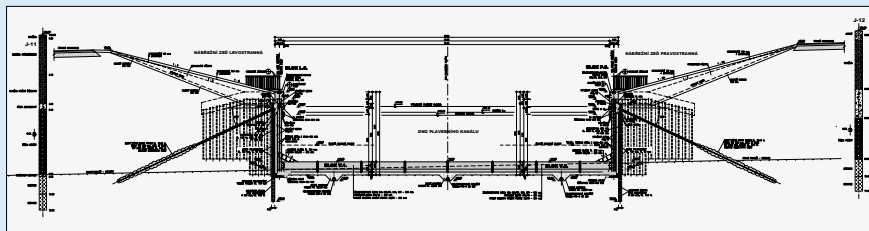
003.C Silniční most ve Vraňanech, SO 231, 232

Předmětem stavby byla kompletní rekonstrukce původního mostu při zachování jeho nivelety (směrově i výškově) a kompletní nové řešení spodní stavby. Původní most měl ocelobetonovou konstrukci se dvěma nýtovanými hlavními nosníky. Most se nachází v těsné blízkosti objektu protipovodňového uzávěru plavebního kanálu. Nová nosná konstrukce zdvihacího mostu vychází z koncepce Langrova trámu, tzn. hlavní nosník je podporovaný obloukem pomocí

sestavy radiálně umístěných závěsů. Architektonickým záměrem bylo vytvoření nové důstojné vstupní brány do plavebního kanálu. Před zahájením prací na rekonstrukci mostních opěr bylo realizováno mostní provizorium, které sloužilo po dobu výstavby nového mostu. Dále se jednalo o výstavbu nových nábrežních zdí navazujících na objekt protipovodňového uzávěru. V místě mostu byla zvětšena šířka plavebního kanálu na 20 m z původních 12 m, které odpovídaly rozměrům původního povodňového uzávěru z roku 1905.



Silniční most ve Vraňanech, založení mostu na sloupech TI s MP a kotvení štětových stěn do základu opěr



Silniční most ve Vraňanech, štětové stěny jsou přisazené ke kotvené mikrozáporové stěně



Silniční most ve Vraňanech, realizace nových opěr a provizorní přemostění

Řešení spodní stavby, SO 231

Nejprve byly ve dvou fázích provedeny výkopové práce s pažením dočasnými kotvenými štětovými stěnami. V první fázi byly zhotoveny stavební jámy pro založení mostního provizoria a podpůrných křídel. V druhé fázi po dokončení mostního provizoria a odstranění původní konstrukce mostu byly pod ochranou prodloužených pažicích stěn zhotoveny kompletní stavební jámy pro založení spodní stavby mostu.

Založení provizorního přemostění i hlavního mostního objektu bylo realizováno pomocí sloupů tryskové injektáže o $\varnothing$ 600 mm sodatečně vetknutou mikropilotou TR $\varnothing$ 108/16. Hlavy mikropilot zde byly navrženy pro tahové a tlakové zatížení. Délka mikropilot byla shodná pro založení obou opěr, a to 7,0 m. Celkem zde bylo provedeno 170 sloupů TI a 84 ks MP.

Sloupy tryskové injektáže byly realizovány vrtovou soupravou HBM 12 KHY a vysokotlakým injekčním čerpadlem Tecniwell TW 600. Převrtví pak vrtanou soupravou Jano – 5 HVS 593.

Úprava břehů plavebního kanálu, SO 232

Stavba SO 232 řeší provedení nábrežních zdí a opevnění dna plavebního kanálu v profilu silničního mostu ve Vraňanech, těsně za protipovodňovým uzávěrem laterálního plavebního kanálu. Práce následovaly po zhotovení provizorního mostního objektu, odbourání a odřezání původních stěn plavebního kanálu.

Zajištění stability břehu plavebního kanálu v místě mostního objektu bylo realizováno pomocí mikrozáporové stěny. Ta slouží také jako podpůrná konstrukce, ke které byla přisazována a přikotvena přes převážku trvalá štětová stěna nasazená do vodícího profilu na dně plavebního kanálu. Mikrozáporové stěny byly prováděny technologií maloprofilových předvrtů vyplněných jílocementovou směsí, do kterých byly následně vibroberaněny profily HEB 140 a 180 v délkách 7,0–9,0 m s osovou vzdáleností 800 mm. Stěna je kotvena trvalými tyčovými kotvami a táhly $\varnothing$ 32 mm. Délka realizované úpravy jednoho břehu byla 60,50 m.

Realizace byla náročná jak vzhledem k nutnosti dodržení termínu pro opětovné napuštění plavebního kanálu, tak pro samotné provádění nasazení štětové stěny pod profilem provizorního mostu s nutností použití vibroberanidla s bočním úchopem MULLER MS-6 na nosiči LIEBHERR R924 COMP.

Průjezdový profil pro plavidla mezi oběma nábrežními zdmi vymezuje vodorovné opeření štětových stěn. Štětovnice vodorovného opeření jsou navařeny k vnějším vlnám štětových stěn ve čtyřech výškových úrovních. S postupně klesající úrovní koruny nábrežních zdí



Silniční most ve Vraňanech, beranění mikrozápor beranidlem s bočním úchopem do předvrtů pod profilem mostního provizoria

se počet výškových úrovní opeření sníží na dvě.

Štětové stěny a opeření jsou provedeny ze štětovic typu GU16-400. Protikoroziční ochrana trvalých štětových stěn je řešena stejným způsobem jako u výše uvedených mostních objektů.

Doprava ocelové konstrukce Vraňanského mostu

Společnost Zakládání staveb, a. s., jako dodavatel prací speciálního zakládání na této stavbě poskytla část svých výrobně-skladových prostor ve Starých Ouholicích pro výrobu ocelové konstrukce Vraňanského mostu. Výhodou tohoto místa je přístavní hrana určená pro nakládku a vykládku materiálu na lodě a blízkost k obci Vraňany. Pro přepravu dokončené ocelové konstrukce do Vraňan byl využit plnopalubový tlačný člun TČ Jantar 1000t společnosti Zakládání staveb, a. s. Tím bylo symbolicky utvrzeno úspěšné dokončení souboru mostních staveb v rámci laterálního plavebního kanálu Vraňany–Hořín.



Silniční most ve Vraňanech, trvalé štětové stěny před instalací opeření během betonáže dna kanálu



Silniční most ve Vraňanech, založení opěr a břehové úpravy před instalací nového zdvižného mostu

Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a. s.,
a Filip Koudelka, Zakládání staveb, a. s.

Foto: Libor Štěrba, Martin Kapoun
a archiv SUDOP Praha, a. s.



Silniční most ve Vraňanech, osazování nové ocelové konstrukce mostu



Silniční most ve Vraňanech, doprava ocelové konstrukce nového zdvižného mostu na tlačném člun Jantar 1000t f. Zakládání staveb

Technology of special foundation during the construction of new drawbridges within the project Securing underpass heights on the Vltava waterway, Vraňany–Hořín channel

In the article we will present the construction of three drawbridges on the Vltava channel and the related solution of their foundation and solution of bank modifications. One of these bridges is the first lift railway bridge in the Czech Republic in Lužec nad Vltavou.



DOČASNÉ JÍMKY PRO REKONSTRUKCI PODPĚR MOSTU PŘES PŘELIVNÝ OBJEKT V HORNÍ HRÁZI VODNÍHO DÍLA NOVÉ MLÝNY NA SILNICI I/52 U PASOHLÁVEK

Nadměrné zatížení původního mostu vlivem husté dopravy se zásadně podepsalo na jeho stavebnětechnickém stavu. Bylo tak rozhodnuto o demolici konstrukce mostovky a její kompletní náhradě za novou. Současně bylo nutné odbourat degradované horní části mostních podpěr a zesílit je. Pro tento účel byly ve zdrži střední nádrže Nové Mlýny instalovány dočasné jímky, umožňující vyčerpání vody pro provedení opravy a zesílení podpěr za sucha.

Důvod rekonstrukce mostu

Projekt rekonstrukce mostu řeší náhradu původního mostu (ev. č. 52-059- SO 201) přes přelivný objekt v horní hrázi vodního díla Nové Mlýny na silnici I/52 u obce Pasohlávky mostem novým. Důvodem rekonstrukce byl nevyhovující stavebnětechnický stav stávající nosné konstrukce mostu. Vzhledem

k významnosti komunikace I/52 (součást sítě TEN-T, vedení trasy E461) a stavu mostu požadoval investor zajištění bezpečné dopravy již před zahájením jeho vlastní rekonstrukce. Proto bylo na most bylo osazeno mostní provizorium umožňující obousměrný provoz. Jednalo se o ocelovou příhradovou konstrukci – vojenský most. Projekt mostního provizoria

nebyl součástí projektu rekonstrukce mostu. Provizorium bylo odstraněno před zahájením prací na rekonstrukci poté, co byla doprava převedena do objízdných tras. Ty fungovaly po celou dobu rekonstrukce, a stavební práce na přelivném objektu a hrázi nádrže tedy nebyly komplikovány dopravou, která je na tahu Brno – Mikulov – Vídeň obvykle velmi hustá.

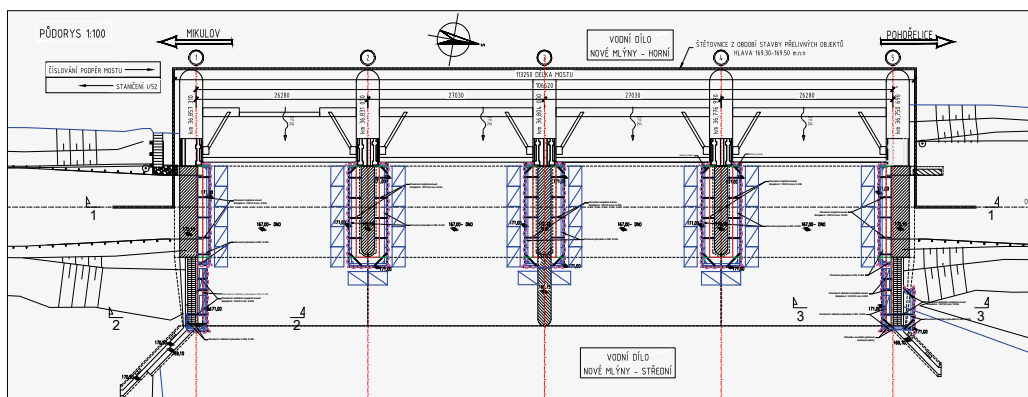


Mostní provizorium položené na původní most před zahájením rekonstrukce



Situace převedení dopravy z frekventované silnice I/52 po dobu rekonstrukce mostu

Vzhledem k důležitosti dopravní tepny byl investorem vyvíjen velký tlak na co nejkratší dobu rekonstrukce, která byla nakonec stanovena na období březen až listopad 2020. Původní most byl o čtyřech prostých polích s nosnou konstrukcí vytvořenou z předpjatých železobetonových nosníků I-73 délky 27,0 m. V příčném řezu byla nosná konstrukce tvořena celkem 8 ks těchto nosníků. Celková délka mostu je 108,0 m. Prostorové uspořádání příčného řezu bylo vozovkou šířky 7,0 m s krajnicí 2x1,50 m, chodníky oboustranné šířky 1,0 m a 1,25 m, ocelové zábradlí a zídky. Celková šířka mostu byla 12,75 m. Z důvodu nevyhovujícího stavebnětechnického stavu původní nosné konstrukce a úložných prahů byly tyto konstrukce sneseny a na jejich místě byly postaveny konstrukce nové. Původní břehové opěry a mezilehlé pilíře mostu z prostého betonu byly v nezbytném rozsahu ubourány a zesíleny přibetonováním vrstvy železobetonu tl. 250–450 mm po celém obvodu jejich dřívků. Nově byly vybetonovány také všechny úložné prahy opěr a podpěr. Na původní břehové opěry navazovaly stávající křídelní zdi se schodišti v jejich koruně. Ty byly velmi zasaženy erozí. Proto byly v horní části opět ubourány a nově dobetonovány do požadovaného tvaru, který již neplní funkci schodiště, ale pouze nábrežní zdi. A právě pro umožnění provedení veškerých těchto železobetonových zesílení, která se prováděla ve zdrži střední nádrže Nové Mlýny, bylo nutné navrhnout dočasné jímky umožňující vyčerpání vody a provedení betonáží za sucha. V původní dokumentaci zpracované generálním projektantem byly jímky uvažovány jako těžké železobetonové konstrukce z filigránových panelů. Ve spolupráci projektanta a dodavatele prací speciálního zakládání byla navržena alternativa ocelových štetovnicových jímek, která byla nakonec i realizována.



Přodorysné schéma štetových jímek

Průzkum – potápěčské práce

Protože převážná část prací na nasazených jímkách měla být realizována v prostoru vývaru přelivného objektu, kde bylo dno tvořeno betonovými deskami z prostého betonu tl. 1,0–1,5 m a štetové jímky měly být na toto dno stavěny, bylo nutné zjistit, v jakém stavu se povrch desek nachází. Proto byl v předstihu proveden potápěčský průzkum, který odhalil, že v některých částech se v trase nachází kamenný zához, který bylo nutné odstranit, a dále byl ověřen stav dilatačních spár mezi deskami a základy pilířů, které bylo nutno před vyčerpáním jímek utěsnit. Na průzkum poté navázaly potápěčské práce na odstranění záhozů, očištění dna od nánosů zbytků koryšů a dalších vodních živočichů.

Přípravné práce

Ještě před zahájením prací na samotných jímkách byl v oblasti za brněnskou opěrou zřízen násyp (rozšíření hráze) směrem do střední nádrže, který sloužil jako plocha pro zařízení staveniště a skládku materiálu. Tento násyp měl také částečně sloužit jako přístav pontonových soulodí, která byla využívána při výstavbě a demolcích, a proto zde byla

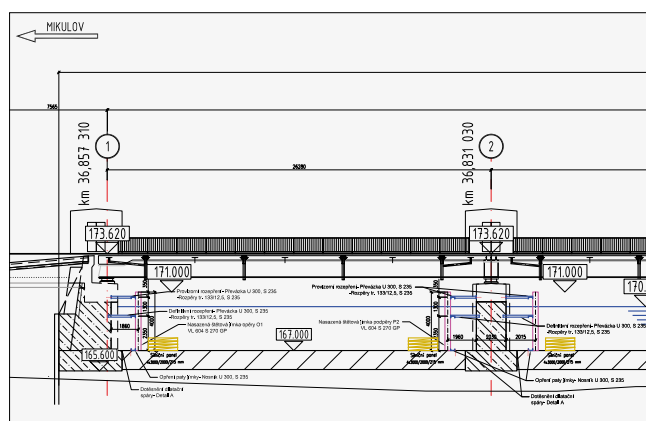
zřízena přístavní hrana (opevněný poloostrov) ze štetovnic VL 604 dl. 7,0 m vetknutých do jílového podloží. Štetovnice byly za rubem přístavní hrany sepnuty ocelovými táhly z betonářské výztuže pro zajištění jejich stability. Na segmentech ze svařenců dvojice štetovnic byly také založeny dva věžové jeřáby, každý na jednom břehu. V předstihu byla také zdemolována stávající nosná konstrukce mostovky tvořená žlb. nosníky. U demolice opět pomáhali potápěči, kteří odstraňovali materiál napadaný na dno vývaru během demolice stávající mostovky a současně již také prováděli na dně přípravu pro realizaci jímek. V této fázi byly zahájeny práce na jednotlivých štetových jímkách. Postup realizace byl od brněnské opěry k mikulovské a práce byly zkoordinovány tak, že při realizaci poslední jímky mikulovské opěry již byly provedeny betonáže na brněnské opěře a jímka byla demontovaná. Veškeré práce na štetových jímkách byly realizovány z vody z pontonového soulodí ovládaného tlačným člunem. Soulodí sloužilo nejen pro převoz jeřábu, beranidla a materiálu pro štetové jímky, ale následně i pro převoz domíchávačů betonu pro betonáž zesílení pilířů.



Přeprava stavební mechanizace na pontonové soupravě



Práce na jímce u pilíře č. 2 v leteckém pohledu



Podélný řez opěrou OP1 a pilířem P2

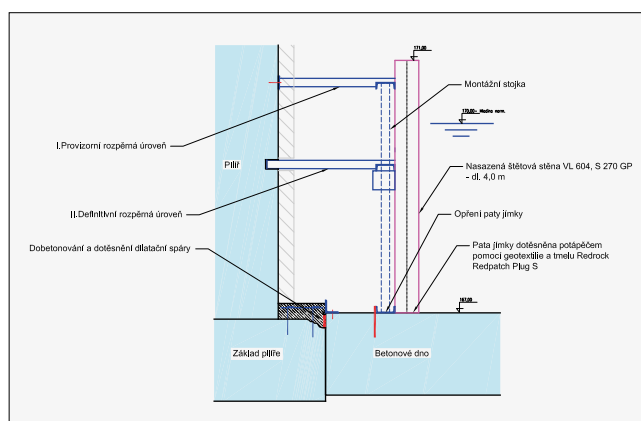


Schéma rozepření štětových jímek

Projekční řešení a realizace dočasných jímek

Statický návrh štětových jímek byl řešen jako štětová stěna postavená na betonové dno, uchycená v patě a v jedné úrovni rozepřená do stávajícího dřívku podpěr. Atypická situace byla u jímek v místě zakončení křídelních zdí, kde již nebylo betonové dno, a jímka byla beraněna do nepropustného podloží z tuhých jílu, které se nacházejí v úrovni cca 1,0 m pod spodní hranou betonového dna vývaru. Mezi betonovým dnem a jíly se nachází propustná vrstva šterkopískovitého charakteru. Jímky byly navrženy na ochranu proti hladině cca 1,0 m nad běžnou hladinou ve střední nádrži, která je 3,0 m nad betonovým dnem, tedy na výšku hladiny 4,0 m. Práce na jímkách začaly potápečskými pracemi na dně, kdy byly do betonového dna navrtány ocelové trny ze závitové tyče M 33 z nerezové oceli sloužící jako zarážky nosníku U 300 držícího patu štětové stěny. Nerezová ocel byla požadována správcem objektu pro veškeré kotvení do stávajících a nově budovaných konstrukcí. Dále pak bylo potápečsky nutné provést dotěsnění vodorovných dilatačních spár mezi dnovými betonovými deskami a základy pilířů z důvodu zabránění přítoku vody z podzákladí do vyčerpaných jímek. Původně bylo počítáno s tím, že spáry budou překryty ocelovými U-profilů, které budou uvnitř zainjektovány. Během potápečského průzkumu se však zjistilo, že hrany spár jsou mnohdy velmi erodované a U-profil nelze na takto nerovný povrch použít. Proto bylo navrženo řešení, kdy spára byla přebetonována pod vodou vrstvou betonu

tl. 0,25 m vyztuženou KARI sítí. Nejprve byl na hranu desky betonového dna přikotven ocelový nosník L 200/200/16 mm. Prostor mezi ním a pilířem širší 0,75 m byl následně zabetonován s použitím gumového těsnicího pásu. Toto řešení mělo několik výhod: došlo k utěsnění spáry, byl vyrovnán erodovaný tvar původních betonů dna a základu pilíře a nový beton sloužil zároveň jako podkladní pro nově realizované žlb. zesílení pilířů. Po dokončení těchto prací byly do vody stráženy „stolice“, sestavené z dolního nosníku U 300, horní převázky rozpěr z nosníku U 300 a dvojice stojek z trubky 133/12,5 mm. Tyto stolice byly svařeny na břehu a následně převezeny pontonem k příslušnému pilíři a osazeny do vody za asistence potápečce, který zajišťoval umístění k připraveným trnům v betonovém dně. Stolice byly fixovány ke stávajícím pilířům pomocí rozpěr z trubky 133/12,5 mm, přikotvených k pilířům. Po sestavení stolic bylo zahájeno samotné strážení štětovnic k připraveným stolicím. Štětovnice byly ke konstrukci zafixovány svařem. Pata štětovnic byla dotěsněna k dnovým deskám vývaru potápečsky těsnicí maltou Redrock. Před vyčerpaním jímek bylo ještě nutné na betonové dno osadit těsně za rub štětovnic silniční panely, které sloužily jako protiváha vzlaku působícího na betonové dno po odčerpání vody z jímek. Panovala totiž obava o poškození nevyztuženého dna z relativně špatného betonu vzlakem. Proto byl proveden výpočet metodou konečných prvků, který doložil nutnost navržení takové zátěže. Po

osazení panelů již bylo možné jímky vyčerpat. Protože rozepření bylo instalováno kvůli jednoduše osazení v úrovni nad běžnou hladinou v nádrži, ale stávající pilíře bylo nutno ubourat ještě pod touto úrovní, bylo nutné instalovat po vyčerpaní jímek rozepření v nižší úrovni. To se provedlo opět pomocí převázky U 300 osazené na štětovou stěnu a vlastních rozpěr z trubky 133/12,5 mm, které byly osazeny do jádrového vrtu v původním pilíři. Po instalaci těchto definitivních rozpěr byly demontovány provizorní rozpěry a pilíř byl ubourán na finální úroveň. Tímto skončily práce speciálního zakládání a byly zahájeny betonáže definitivního žlb. zesílení pilířů. Pro nové rozpěry byly v železobetonu vynechány otvory. Po dokončení opravy žlb. konstrukcí byly jímky opět zaplaveny a postupně rozebrány. Přitom byly za pomoci potápečů odstraněny silniční panely, nosníky U 300 ve dně a dobetonovány otvory po rozpěrách. U křídelních zdí bylo řešení velmi podobné, pouze v místech konců schodišť, která se nacházela pod hladinou vody na konci betonového dna, byla tato zakončení obežita beraněnou štětovou stěnou, která se dotěsnila ke stávající nábrežní zdi – opěra OP1 nebo k rubu křídelní zdi – opěra OP5. Jímky byly opět obdobně v patě uchyceny nosníkem U 300 a v koruně rozepřeny rozpěrami z trubek 133/12,5 mm. Na rozdíl od pilířů zde nebylo nutné instalovat druhou úroveň rozpěr, protože rozpěry se nacházely v dostatečné výšce nad konstrukcí křídla. Aby nedocházelo



Práce při realizaci jímek za pomoci potápečů



Stražení štětových stěn k rozpěrnému rámu



Armatura nového úložného prahu pilíře P2

k přítokům vody dnem jímek v místech beraněné stěny, kde nebylo betonové dno, byly v těchto místech před vyčerpáním jímek provedeny dočasné betonové plomby, které byly v definitivním stavu odstraněny.

Během realizace jímek víceméně nedocházelo k větším problémům a zpožděním prací. Částečné problémy vznikly pouze v situaci, kdy bylo operativně nutno dotěšňovat některé svislé dilatační spáry mezi přelivným objektem a pilířem a mezi pilířem a křídelní zdí opěr, to však nezpůsobilo zásadní komplikace.

V současné době jsou již jímky na všech opěrách a pilířích demontovány a most byl 13. 12. 2020 předán do provozu.

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

Poznámky k realizaci

Práce společnosti Zakládání staveb byly zahájeny v březnu 2020. Na stavbu byl nasazen jeřáb Liebherr LTM 30 a beranidlo ICE 1423. Na obou stranách mostu byly provedeny základy ze štětovnic pod stacionární jeřáb

a ochranné štětovnice ve hrázi mezi nádržemi. Dále bylo na plošině, naspané objednatelům do prostřední nádrže, zaberáno přístaviště. Byla smontována pracovní plošina pro autojeřáb a beranidlo z 8 ks velkých pontonů. Na stavbu byl nasazen tlačný člun Veronika.

Práce na instalaci jímek probíhaly v úzké spolupráci s potápěčskou firmou. Po navrtání trnů do dna, osazení L-profilů a KARI sítí proběhla betonáž dilatačních spár pod vodou. Následně byla do vody osazena konstrukce stolice z profilů U 300 a trubek 133/12,5 mm. Po jejím provizorním ukotvení do později demolované části základu byla instalována vlastní jímka ze štětových stěn. Spáry u dna a svislé spáry byly utěsněny proti průsakům vody pomocí geotextilie, škváry a směsi Redrock Redpatch. Poté byla jímka vyčerpána. Následovala montáž definitivního rozepření a demontáž provizorního rozepření. Na tyto činnosti navázaly práce hlavního dodavatele stavby na opravě podpěr. Při čerpání jímek nebylo možné oproti původním předpokladům zastavit průnik vody ze svislých spár směsí Redrock Redpatch, jak bylo navrženo v PD. Ty byly nakonec překryty



Příprava pilíře P3 pro armování úložného prahu

nerezovým plechem a voda odvedena trubkou mimo prostor nových základů.

V průběhu stavby byla naše pontonová pracovní plošina používána objednatelům pro betonáž jednotlivých pilířů, což pro nás vždy znamenalo vylodit autojeřáb a nalodit čerpadlo betonu.

Po provedení nových úložných prahů podpěr následovala demontáž jímek. Po demontáži definitivního rozepření byly otvory v žlb. konstrukcích zapraveny objednatelům. Poté již mohla být jímka zaplavena a štětovnice a rozpěrná konstrukce demontovány.

V současné době naše pontony a tlačný člun používá objednatel pro svoje práce. Po ukončení prací objednatel bude demontováno přístaviště a vytaženy štětovnice ze základů pod jeřáb. Tím budou práce společnosti Zakládání staveb na této stavbě ukončeny.

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

Foto: Libor Štěrba

Hlavní výměry:

Štětové stěny strážené na bet. dno: 810 m²;
Štětové stěny beraněné: 290 m²;
Ocelové konstrukce: 30 t;
Ocelové trny a kotvení ve dně: 500 ks;
Betonáže pod vodou: cca 50 m³.

Základní údaje o stavbě:

Pozemní komunikace: silnice 1. třídy číslo 52
Pohořelice–Mikulov (trasa Brno – Mikulov – Vídeň)

Investor: Ředitelství silnic a dálnic ČR
Projektant: Stráský, Hustý a partneři, s. r. o.
Projektant části speciálního zakládání:

FG Consult, s. r. o.

Generální dodavatel: Společnost Pasohlávky – Firesta, a. s., + Eurovia CS, a. s.

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



Pohled na střední nádrž s kostelem zatopené obce Mušov

Temporary coffer-dams for the reconstruction of the bridge piers over the overflow object in the upper dam of the Nové Mlýny waterworks on the road I / 52 near Pasohlávky

The excessive load on the original bridge due to heavy traffic was fundamentally reflected in its construction condition. It was thus decided to demolish the bridge deck structure and completely replace it with a new one. At the same time, it was necessary to break down the degraded upper parts of the bridge piers and strengthen them. For this purpose, temporary coffer-dams were installed in the central reservoir of the Nové Mlýny reservoir, enabling water to be drained to carry out repair works and to strengthen the piers in a dry conditions.

www.zakladani.cz
www.zakladani.com



ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.
K Jezu 1, P. S. 21
143 01 Praha 4
tel.: 244 004 111
e-mail: info@zakladani.cz
www.zakladani.cz
www.zakladani.com

