

Povodí Vltavy, státní podnik
Český přehradní výbor, z. s.

XXXIX. PD 2026



XXXIX. PŘEHRADNÍ DNY 2026	22.-24. ZÁŘÍ 2026 PRAHA
------------------------------	----------------------------

SBORNÍK PŘÍSPĚVKŮ

SWAZEK 1

MEZINÁRODNÍ KONFERENCE XXXIX. PŘEHRADNÍ DNY 2026 PRAHA, 22.–24. ZÁŘÍ 2026

Odborná témata konference:

1. Technologická zařízení přehrad – návrh, provozní zkušenosti, opravy a rekonstrukce
2. Aktuální otázky navrhování a realizace vodních staveb z masivních betonů
3. Sypané hráze z místních materiálů – zkušenosti s přípravou a realizací projektů
4. Vývoj v oblasti bezpečnosti přehrad – TBD, kritické situace, hydrologické extrém, stárnutí a adaptace
5. Netechnické aspekty výstavby, provozu a rekonstrukcí vodních děl a digitalizace ve vodním stavitelství

Publikace XXIX. Přehradní dny 2026 je rozdělena do tří svazků:

- Svazek 1 – příspěvky k tématům 1, 2 a 3
- Svazek 2 – příspěvky k tématům 4 a 5
- Svazek 3 – příspěvky z 28. kongresu ICOLD 2025, Čína, Chengdu

Editor: Milan Zukal
Název díla: XXXIX. Přehradní dny 2026
Tel.: 224 354 643
Tisk: Tomos Praha a.s.
Adresa tiskárny: Ohradní 59, 140 00 Praha 4
Počet stran: 204
Náklad: 80 výtisků
Pořadí vydání: 1.

Vydalo České vysoké učení technické v Praze, zpracovala Fakulta stavební

Kontaktní adresa: **Fakulta stavební ČVUT v Praze**
Katedra hydrotechniky
Thákurova 2077/7
166 29 Praha 6 – Dejvice



ISBN 978-80-01-07582-1

ISBN 978-80-01-07581-4 (soubor)

ISBN 978-80-01-07583-8 (2. sv.)

ISBN 978-80-01-07584-5 (3. sv.)

ORGANIZÁTOŘI KONFERENCE

Povodí Vltavy, státní podnik



Český přehradní výbor, z. s.



ZÁŠTITA

Konference je pořádána pod záštitou ministra zemědělství Martina Šebestyána.



Ministerstvo
zemědělství

PARTNEŘI KONFERENCE

Generální partner



Partneři



Mediační partneři



Partner na vodě



ÚVODNÍ SLOVO

Když připravuji toto úvodní slovo v rámci organizace XXXIX. Přehradních dnů, tak skoro celá Evropa trpí horkem a suchem, a ještě si pamatujeme povodně v září 2024. Docela by se nám teď nějaká menší plochá povodeň ze čtrnáctidenního regionálního deště na ploše České republiky hodila.

Po povodních v roce 2024 nám letos příroda opět připravila připomínku důležitosti existence přehrad a zodpovědného hospodaření s vodou v nádržích. Bohužel ale stále využíváme jen to, co postavili skoro už v dávných dobách naši předkové. Stačí se podívat na jižní a severní okolí Bruntálu, kde přehrady fungují nebo by fungovaly. Slezská Harta na jihu od Bruntálu v roce 1997 výrazně snížila dopady katastrofální povodně na oblast severní Moravy a stabilizovala situaci v dílčím povodí i v roce 2024. Nové Heřminovy nepomohly, nemohly, protože již desítky let nestojí. Povodňové škody v roce 2024 čtyřnásobně převýšily náklady na stavbu přehrady, která se snad začne stavět v roce 2028. Absence osvětleného diktátora (poslední byl Karel IV.) a bezbřehá demokracie způsobují ohromné škody a nezměrné utrpení lidí, protože byly v různých oblastech vytvořeny bariéry, které nám brání konat. Příroda nám stále ukazuje, co je třeba, ale je to marné. Nevím, na co čekáme, co horšího musí přijít, aby si lidé uvědomili, že to, co první potřebují každý den ráno, je voda.

Na podzim roku 2024 se zdálo jisté, že severně od Bruntálu se začne něco dít. a neděje se, zákony a administrativní postupy tomu zdárně brání. v roce 2026, dva roky po další povodni na Bruntálsku, se stále řeší nějaké papíry, které se snad dořeší do roku 2028.

Ale jako jsme my, vodohospodáři, přehradáři, doufali v roce 2024, tak doufáme i nyní. Sucho a zvěsti o novém zákonu o potenciální výstavbě nových přehrad nám dělají chvilkovou radost, že si někdo opravdu všiml a uvědomil závažnost situace. Uvidíme, ale po letech a zkušenostech moc nevěříme. Víra je navíc iracionální, tak pracujeme. a tím se dostávám k našim XXXIX. Přehradním dnům 2026.

Před čtyřmi lety jsem napsal, i když v jiném kontextu, že to nejlepší z naší strany, je věnovat se odborným tématům, tedy prohlubování znalostí v oblasti navrhování, výstavby a provozu přehrad a nádrží.

Letošní odborný program XXXIX. Přehradních dnů se skládá z bloku informací ke čtyřem technickým otázkám z 28. kongresu ICOLD 2025 (Čína, Chengdu), a z pěti témat inspirovaných jak naší praxí, tak náměty z mezinárodní přehradářské komunity.

Příspěvky ve sbornících a přednášky na konferenci jsou rozděleny do těchto témat:

- T1 Technologická zařízení přehrad – návrh, provozní zkušenosti, opravy a rekonstrukce,
- T2 Aktuální otázky navrhování a realizace vodních staveb z masivních betonů,
- T3 Sypané hráze z místních materiálů – zkušenosti s přípravou a realizací projektů,
- T4 Vývoj v oblasti bezpečnosti přehrad – TBD, kritické situace, hydrologické extrémy, stárnutí a adaptace
- T5 Netechnické aspekty výstavby, provozu a rekonstrukcí vodních děl a digitalizace ve vodním stavitelství.

Na výzvu k přípravě příspěvků na konferenci zareagovali autoři nebo autorské kolektivy zpracováním celkem 52 referátů, které jsou publikovány ve sborníku. Prezentováno v rámci jednání konference bude celkem 23 přednášek rozdělených do pěti sekcí.

Naše poslední velká přehrada – Slezská Harta – se začala plnit před třiceti lety v roce 1996. To jsme ještě nevěděli, že hned následující rok pomůže zvládat nejničivější a nejdramatičtější povodeň naší novodobé historie. v současné době se žádná nová nádrž neplní. Můžeme jen doufat, že nebude nutné znovu zažívat podobné pocity bezmoci, jako před dvěma lety při pomýšlení na oblast severně od Bruntálu.

Ladislav Satrapa

předseda Českého přehradního výboru

OBSAH – SVAZEK 1

TÉMA 1

Technologická zařízení přehrad – návrh, provozní zkušenosti, opravy a rekonstrukce

VD STŘEKOV – PROVOZNÍ ZKUŠENOSTI Z OPRAV A REKONSTRUKCÍ HRADÍCÍCH KONSTRUKCÍ	
Pavel Benčík, Mojmír Dadejčík	8
POUŽITÍ KOROZIVZDORNÉ OCELI NA VÝPUSTNÁ ZAŘÍZENÍ PŘEHRAD	
Pavel Benčík, Petr Štěpánek	16
KOMPENZAČNÍ ZAŘÍZENÍ PRO ÚPRAVU KYSLÍKOVÉHO REŽIMU POD PŘEHRADAMI	
Miroslav Brouček, Ladislav Satrapa, Martin Králík	24
ÚPRAVA A OPRAVA TĚSNICÍCH PRVKŮ JEHLVÝCH ÚZÁVĚRŮ S DUTÝM VÝTOKOVÝM PAPSKEM	
Miroslav Brouček, Ladislav Satrapa, Martin Králík, Milan Zúkal	30
REKONSTRUKCE UZÁVĚRŮ SPODNÍCH VÝPUSTÍ PŘEHRAD	
Martin Cidlinský	38
REKONSTRUKCE PROVOZNÍCH UZÁVĚRŮ SPODNÍCH VÝPUSTÍ NA VODNÍM DÍLE HUSINEC	
Martin Král	42
DIAGNOSTIKA A STRATEGIE OBNOVY ODBĚRNÝCH OBJEKTŮ VYBRANÝCH VODNÍCH DĚL	
Pavel Lachman, Marek Král	44
CFD ANALÝZA PRŮTOKU PŘELIVU SE SEGMENTOVÝM UZÁVĚREM	
Jiří Souček, Petr Nowak	54

TÉMA 2

Aktuální otázky navrhování a realizace vodních staveb z masivních betonů

VD ORLÍK – ZABEZPEČENÍ PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD – PREZENTACE POSTUPU PRACÍ	
Tomáš Beržinský, Ondřej Hrazdára	62
ANALÝZA NÍZKÉ BETONOVÉ KLENBOVÉ HRÁZE V KLIMATICKÝCH POMĚRECH ČR	
Miroslav Brouček, Ladislav Satrapa, David Černý	74
VD NOVÉ HEŘMINOVY – MASIVNÍ BETONY PRO TÍŽNOU PŘEHRADNÍ HRÁZ	
Marek Čejda, David Čítek, Jiří Kolísko, Jaromír Říha, Jiří Švancara	81
VD NOVÉ HEŘMINOVY – OPTIMALIZACE POSTUPU BETONÁŽE HRÁZE VD	
Marek Čejda, Milan Holý, Petr Kněží, Jiří Kolísko, Simona Potůčková, Jiří Švancara	91
VD ORLÍK – ZABEZPEČENÍ VD PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD – SPECIFIKA ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ	
Pavel Kasal	101

AKTUÁLNÍ OTÁZKY NAVRHOVÁNÍ A REALIZACE VODNÍCH STAVEB Z MASIVNÍCH BETONŮ
Tomáš Skokan, Richard Šimek 109**KONSTRUKČNÍ A TECHNOLOGICKÉ ASPEKTY MASIVNÍCH BETONŮ NA VD KUTŘÍN**
Miroslav Staněk, Martin Hladík, Pavel Svatoš 115

TÉMA 3

Sypané hráze z místních materiálů – zkušenosti s přípravou a realizací projektů

VD VLACHOVICE – ZKUŠENOSTI Z PROJEKČNÍ PŘÍPRAVY	
Daniel Brázda, Jiří Švancara	125
VD HUBENOV – OPATŘENÍ NA PŘEVEDENÍ KPV10000	
Jitka Čaganová, Radek Krupica	137
TECHNICKÁ KONCEPCE VD SKALIČKA	
Oldřich Neumayer, Dominika Schubertová, Jiří Švancara	143
OCHRANÁ RETENČNÍ NÁDRŽ LICHNOV II – VÝSTAVBA A UVÁDĚNÍ DO PROVOZU	
Tomáš Ohera, Jiří Švancara, Vratislav Bradáč	151
VD KRYRY – ZKUŠENOSTI Z PŘÍPRAVY VD Z POHLEDU PROJEKTANTA A INVESTORA	
Markéta Ryšavá, Lucie Santnerová, Jiří Švancara	161
K PROBLEMATICE OPRAV ASFALTOBETONOVÝCH PLÁŠŤŮ POUŽÍVANÝCH PRO TĚSNĚNÍ SYPANÝCH HRÁZÍ	
Jaromír Říha	169
60. VÝROČIE VODNEJ STAVBY ZEMPLÍNSKA ŠÍRAVA – POZNATKY A SKÚSENOSTI Z PREVÁDZKY	
Alena Šoltisová, Jaroslav Vaľo	177

VD STŘEKOV – PROVOZNÍ ZKUŠENOSTI Z OPRAV A REKONSTRUKCÍ HRADÍCÍCH KONSTRUKCÍ

P. Benčík

Povodí Labe, státní podnik, Hradec Králové, Česká republika

M. Dadejčík

AW-DAD, s.r.o., Litoměřice, Česká republika

ABSTRAKT: v příspěvku je zmíněn mimořádný význam vodního díla a přiblížen vývoj návrhu umístění a postupné výstavby Masarykova zdymadla na Labi. Příspěvek je zaměřen zejména na vývoj hradicích konstrukcí jezových polí od prvotních návrhů až po realizované řešení. Dále jsou stručně shrnuty a popsány v minulosti provedené zásadní rekonstrukční a opravné práce na těchto konstrukcích. Rovněž je zhodnocen současný stav a nastíněn výhled oprav a rekonstrukcí na období následujících cca deseti let.

1. STRUČNÁ HISTORIE VÝSTAVBY VODNÍHO DÍLA

Masarykovo zdymadlo v Ústí nad Labem – Střekově bylo vyvrcholením kanalizačních prací započatých na dolním Labi v roce 1903. Projekt a provedení stavby zajišťovala Komise pro kanalizování řek Vltavy a Labe v Čechách. Vlastní realizaci výstavby zdymadla Střekov předcházela celá řada studií, které řešily varianty situačního umístění zdymadla a konstrukčního uspořádání hradicích konstrukcí.

Na začátku první světové války, v roce 1914, pokročily práce na kanalizování dolního Labe až do Lovosic, kde byl v té době rozestavěn zatím poslední plavební stupeň. Projektově byly už připraveny i další dva plánované stupně – u Prackovic se spádem 2,8 m a u Střekova se spádem 3,6 m.

V roce 1914, kdy se Komise stále ještě zabývá výstavbou hradlových jezů s malým spádem, předkládá Elektrická společnost akciová, dříve Kolben a spol. ve Vysočanech k vodoprávnímu projednání revoluční projekt na výstavbu vysokého stupně u Střekova, který kromě plavebního zařízení využívá spád k výrobě elektrické energie. Tento projekt sdružoval spády obou jezů, celkem 6,7 m. Hradicí konstrukce tvořily stavidla s nasazenými klapkami 1,9 m vysokými.

Komise k tomuto projektu zpracovává celkem pět situačních variant doplněných podrobným rozpočtem. Varianty navrhovaly kanalizaci trati Lovosice – Střekov řešit:

1. dvěma stupni (hradlové jezy) s vorovými propustěmi a plavebním zařízením umístěné u Prackovic a u Střekova.
2. dvěma stupni (válcové jezy) s vorovými propustěmi a plavebním zařízením umístěnými u Prackovic a u Střekova při současném využití vodní energie u obou stupňů,
3. dvěma stupni s vorovými propustěmi a plavebním zařízením umístěnými u Litochovic a u Střekova, vodní energie by se využívala pouze u stupně Střekov,
4. jediným stupněm s vorovými propustěmi a plavebním zařízením umístěným u Vaňova na začátku Střekovských proudů při současném využití vodní energie (v podstatě návrh Elektrická společnost akciová, dříve Kolben a spol. ve Vysočanech),
5. jediným stupněm s vorovou propustí a plavebním zařízením umístěným u Střekova na konci Střekovských proudů při současném využití vodní energie.

Po zhodnocení variant Komise jako neúčelnější a nejrentabilnější vybrala variantu č. 5. Pro nedostatek finančních prostředků ve válečných letech se Komise omezuje pouze

na přípravné práce potřebné pro zhotovení projektu. Mimo jiné se obrací na renomované české strojírný se žádostí o návrh vhodné pohyblivé jezové konstrukce. v roce 1916 má již Komise k dispozici 11 prokreslených návrhů v několika variantách:

1. Českomoravská strojírna, která má v době zadání již zkušenosti se stavidlovým jezem, který je dokončen na středním Labi v Poděbradech, předložila projekt podobný projektu Elektrická společnost akciová, dříve Kolben a spol. ve Vysočanech. Šířka jezových polí byla navržena variantně na 31,5 m a na 25 m.
2. Breitfeld, Daněk a spol. se strojírnou Maschinenfabrik-Augsburg-Nürnberg (MAN) předložila dvě varianty s válcovými uzávěry. Válec, který se dal spustit o 3 m pod jezový práh, byl kombinován se štítem. Další alternativou byl válec s nasazenou klapkou. Následovaly tři varianty s dvoudílnými stavidly, které pojížděly po kolejnicích ve dvou samostatných drážkách.
3. Spojené strojírný, akc. spol. (dříve Škoda, Ruston, Bromovský a Ringhofer) předložily čtyři varianty, které vycházely z jezového systému Friedrich (dvoudílná stavidla s lichoběžníkovým průřezem ovládané hydraulickými písty, dvoudílná stavidla trojboká, stavidlo se segmentem a stavidlo s klapkou).
4. Ing. František Prášil (Strojírna Bratři Prášilové a spol.) předložil návrh dvojdílného zdvižného segmentu, jejichž spára byla těsněna horizontálním klínem. Otáčení segmentů a jejich vytažení i s ložisky při převádění povodňových průtoků bylo navrženo pomocí šroubů.

Po posouzení všech návrhů vypracovala Komise ještě téhož roku technický návrh plavebního stupně s jezem o pěti polích světlé šířky 24,5 m s dvoudílným stavidlovým uzávěrem (dolní – vertikální stavidlo, horní – segmentové stavidlo).

V roce 1918 mění Komise názor na typ jezové konstrukce a vrací se zpět ke dvoudílnému stavidlu pohybující se v oddělených výklencích podle návrhu Breitfeld, Daněk a spol., které nakonec nahrazuje dvoudílnými stavidly typu Stoney s jednou drážkou. Přestože v roce 1914 bylo zvoleno umístění jezu na konec Střekovských proudů, vrací se zpět k umístění na začátek Střekovských proudů asi 750 m nad dnešním jezem).

V roce 1922, v době velké nezaměstnanosti, a ještě před dokončením definitivního projektu, československá vláda nařídila co nejdříve zahájit veřejné práce, mezi které patřila i připravovaná výstavba plavebního stupně Střekov. z tohoto důvodu musela Komise přikročit k zadání první části stavby. Jako nejpřípravenější byl projekt výstavby plavebních komor a úpravy nad a pod nimi, na nichž začaly práce na jaře 1923. Jelikož ještě tehdy nebyl proveden geologický průzkum podloží, začaly se pouze omezené zemní práce na pravém břehu nad komorami a opěrné zdi pod nimi.

Téhož roku byly vykopány dvě zkušební geologické jámy a provedeno 7 vrtů v místě budoucího staveniště. Propustnost terénu pod dlouhou dělicí hrází horního plavebního kanálu (730 m), nebezpečí podemletí hráze plavebního kanálu pod jezem a velký vodní přetlak (až 7,1 m) mezi plavebním kanálem a řekou vzbudily vážné pochybnosti o budoucí stabilitě hráze. Ani poloha budovy vodní elektrárny nebyla vyhovující, protože dráha vodního proudu bude od nátku po průchodu turbínami dvakrát lomená o 90°, což bude mít negativní vliv na jejich výkon. Navíc roztržité situační umístění jezu, plavebních komor a vodní elektrárny a špatná geologie podloží naprosto vylučovala vytvoření vodotěsného závěru údolního profilu. Vodoprávně projednaný projekt tedy Komise musela doplnit o následující změny:

1. Osa jezu byla posunuta po vodě do dolního konce Střekovských proudů. Tím odpadné namáhavé a finančně náročné bagrování skalních prahů a balvanů v řečišti.
2. Vzhledem ke stísněnému profilu omezeného na obou stranách silniční a železniční komunikací bylo zvoleno provedení jezu pouze o čtyřech polích s tím, že k odvedení

katastrofálních povodní bude sloužit jako páté pole velká plavební komora, která bude rozšířena ze 13 m na 24 m.

- Do osy jezu bude položena osa horního ohlavi obou plavebních komor. Tím se prodlouží menší komora skoro dvojnásobně, a proto bude opatřena středními vraty pro možné šetření vody a urychlení proplavení jednotlivých plavidel.
- Horní plavební kanál bude prodloužen na délku 760 m proti vodě a oddělen od řeky odlážděnou hrází. Dolní plavební kanál oddělí od řečiště dělicí zeď dlouhá 110 m s horní úrovní na úrovni plata plavebních komor. Tímto způsobem bude plavební dráha na délku 1050 m oddělena od Střekovských proudů, které v této trati při normálním vodě mají spád 1,72 m. Tento spád budou vory a lodě překonávat před ukončením stavby celého zdymadla velkou plavební komorou, po jejím dokončení. Tím bude stavba jezu a vodní elektrárny zcela nezávislá na provozování plavby.
- Osa vodní elektrárny bude ve stejné ose s jezem a plavebními komorami, čili vtok bude rovnoběžně s proudnicí. Vzhledem k bouřlivému vývoji turbín mezi lety 1910–1920 bude snížen jejich počet (za současného zachování výkonu) a tím také snížena šířka přívodního kanálu ze 100 m na polovinu.

Zdymadlo bylo vybudováno v letech 1923–1936. Na výstavbě se podílela řada stavebních firem, z nichž převážnou většinu stavebních prací provádělo Podnikatelství staveb civilních inženýrů stavebních Nejedlý, Řehák a spol., Praha. Ocelové konstrukce a elektrickou výstroj jezu a plavebních komor dodaly Škodovy závody, Plzeň a ČKD, Praha.

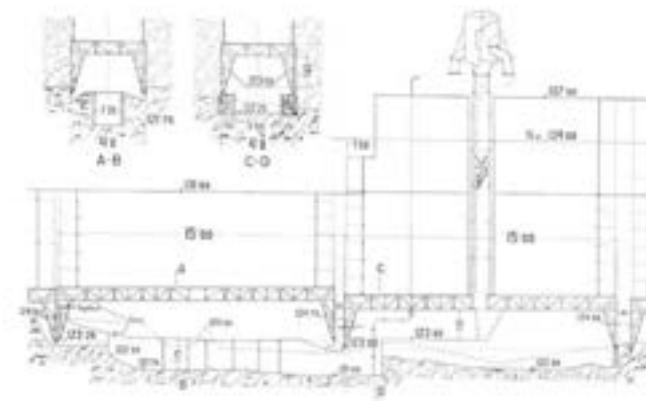


Obrázek 1: Stavba pilířů a montáž ocelových konstrukcí

Vzdouvacím objektem zdymadla Střekov je pohyblivý jez o čtyřech polích, při levém břehu je situována vodní elektrárna, při pravém břehu velká a malá plavební komora. Velkou plavební komoru lze použít při převádění povodní jako páté jezové pole. ve vodní elektrárně Střekov byly jako jedny z prvních na našem území instalovány Kaplanovy turbíny, vyrobené tehdejší největší českou strojírnou Českomoravská-Kolben-Daněk (ČKD).

Zdymadlo bylo založeno ve složitých geologických podmínkách. Dno řeky je v dané lokalitě velmi propustné a je tvořeno vrstvami vzájemně zaklíněných valounů a bloků vulkanických hornin prostoupených nerovnoměrně uloženými pisky, šterky a jíly. Skalní podloží je tvořeno převážně čedičem a žnělcem.

Vzhledem k poměrně nepříznivým geologickým poměrům a k tehdejší úrovni technického vývoje bylo vodní dílo zakládáno na kesonech, které byly spouštěny přes propustné vrstvy ve dně řeky až na nepropustné skalní podloží. Kesony jsou železné konstrukce ve tvaru krabice s bříty a otevřeným dnem udržující vzduch pro práci pod vodou. Hloubka založení dosahuje až 11 m pod úroveň dna řeky.



Obrázek 2: Schematické znázornění práce v kesonech

Celkové řešení zdymadla bylo na svou dobu zcela výjimečné a revoluční. Proto bylo zdymadlo v roce 1958 zařazeno do seznamu kulturních památek České republiky.

2. ZÁKLADNÍ TECHNICKÉ PARAMETRY VODNÍHO DÍLA

Hlavní součástí zdymadla je přehrada říčního typu, obvykle klasifikovaná jako pohyblivý jez o 4 polích světlé šířky 24 m hrazených dvoudílnými tabulemi typu Stoney (horní 5,3 m a dolní 5,9 m vysoká) s kolovými podvozky. Tyto hradící konstrukce jsou zavěšeny na gallových řetězech a jejich pohybovací mechanismus je umístěn v kryté manipulační lávce (strojovna jezu) na vrcholu pilířových nástaveb. Maximální konstrukčně možná hrazená výška jezu je 10,90 m (současná 9,75 m). Provizorní zahrazení jezového pole od horní vody se provádí ocelovými hradidly pomocí portálového jeřábu (55 t) pojiždějícího nad manipulační lávkou. Provizorní hrazení od dolní vody se provádí speciálními příplavovanými ocelovými hradidly. v jezových pilířích jsou z obou stran drážky pro osazování provizorního hrazení a výklenky pro opěry tabulových uzávěrů, ve kterých jsou dvě kolejnicové dráhy vedle sebe. Na pilířích je také umístěna pojezdová dráha portálového jeřábu a veřejná lávka pro pěší. Maximální celková výška konstrukce od základů (břítů kesonů) po střechnu mostu je 42,4 m.

Plavební zařízení zahrnuje dvě plavební komory horní a dolní rejdou a čekací stání, vše je situováno u pravého břehu, s výjimkou levobřežního čekacího stání pro nákladní plavidla v dolní vodě. Obě komory jsou umístěny vedle sebe s horním ohlavím v úrovni osy jezu. Malá plavební komora je dvoudílná o užitné délce 173,7 m (horní 82,2 m, dolní 81,5 m) a šířce 13 m. Minimální hloubka vody nad horním záporníkem 2,8 m a nad dolním 2,5 m. Běžný spád komory je 7,5 m (za vodního stavu 200 cm v Ústí nad Labem). Horní a střední vrata jsou ocelová vzpěrná, dolní ocelová desková. Velká plavební komora (vlaková) má užitnou délku 170 m a šířku 24 m. Minimální hloubka vody nad horním i dolním záporníkem je 3,0 m. Běžný spád komory je 7,5 m. Horní vrata jsou dvoudílná tabulová s portálem shodné konstrukce jako jezové uzávěry. Dolní vrata jsou vzpěrná, ocelové konstrukce.

Vodní elektrárna je umístěna u levého břehu a průběžně zpracovává přirozené průtoky řekou. Její hlavní součásti jsou přívodní kanál, železobetonová spodní stavba, tři vertikální turbosoustrojí (Kaplanovy turbíny, každá o hltlosti 100 m³/s), rozvodna, transformovna a výtokový kanál. Vodní elektrárna pracuje při provozním spádu 3,0 - 8,6 m. Maximální výkon generátoru je 3 × 8,7 MW, instalovaný výkon generátoru 3 × 6,5 MW, dosažitelný výkon 15 MW a průměrná roční výroba se pohybuje mezi 80 až 100 mil. kWh.

3. VÝZNAMNÉ OPRAVY A REKONSTRUKCE VODNÍHO DÍLA

Masarykovo zdymadlo bylo v době výstavby (1923–1936) koncipováno jako moderní plavební stupeň, který vyhovuje i dnešním dopravním potřebám. Proto nebylo třeba na něm provádět zásadní rekonstrukční a modernizační zásahy, jako na ostatních stupních dolního Labe. Teprve počátkem 90. letech 20. století bylo přikročeno k realizaci rozsáhlého programu obnovy fyzicky opotřebovaných prvků a náhrady technicky zastaralých součástí tohoto vodního díla. u malé plavební komory byla v letech 1991–1993 provedena výměna uzávěrů obtoků, náhrada elektromechanických pohonů za hydraulické a utěsnění jejich zdí. Velká plavební komora prodělala v letech 1993–1998 opravu zdí a výstroje, výměnu uzávěrů obtoků, náhradu elektromechanických pohonů za hydraulické a opravu dolních vzpěrných vrat i horních stavidlových vrat. Součástí prací na komorách byla výstavba velínu, nové příjezdové komunikace a přestavba provozního objektu. u jezu byla v letech 1995–1999 provedena oprava přechodové lávky pro pěší a v letech 1998–2002 rekonstrukce rybího přechodu s výstavbou pozorovatelné migrace ryb. v roce 2002 byla dokončena výměna slupic a lávky jemných česlí vodní elektrárny. v roce 2000 byla zahájena generální oprava jezu, která spočívala v renovaci hradicích konstrukcí a závěsných řetězů, sanaci povrchů stavebních částí spodní stavby a jezových pilířů. Po průchodu extrémní povodně v srpnu roku 2002 došlo k havarii spodní stavby druhého jezového pole. v roce 2004 byla tato porucha opravena a v dalších letech byly postupně provedeny sanace zbývajících spodních staveb jezových polí.

3.1 OPRAVA HRADICÍCH KONSTRUKCÍ JEZU

Hradicí tabule jsou nýtované příhradové konstrukce se dvěma vodorovnými nosníky a devíti svislými příhradami mezi závěsnými nosníky. Horní tabule je příhradovou konstrukcí obrácena po vodě. Proti přepadající vodě je tato konstrukce chráněna přelivným plechem. Dolní tabule je svojí konstrukcí proti vodě a je stále pod vodou. Hradicí konstrukce jezu byly postupně smontovány na místě a uvedeny do provozu v letech 1930–1936. První celková obnova protikorozi ochrany těchto konstrukcí s metalizací povrchu byla provedena u jednotlivých tabulí jezových polí postupně v letech 1967 (I. jezové pole), 1968 (IV. jezové pole) a 1972 (II. a III. jezové pole).

V letech 1992–1993 provedl Ing. Miroslav Bubeník (VRV Praha, úsek TBD) postupně podrobnou prohlídku u všech jezových polí, které byly provizorně zahrzené z horní vody. Na všech konstrukcích byly zjištěny deformace, poškozená protikorozi ochrana a zmenšení hlav nýtů. Byla doporučena oprava těchto konstrukcí, tj. výměna zdeformovaných částí a obnova protikorozi ochrany.

V září 1997 byl zjištěn havarijní stav podvozků u III. a IV. jezového pole. Následovala urychlená oprava těchto podvozků. k celkové opravě hradicích konstrukcí mohlo být přistoupeno až po dokončení oprav na velké plavební komoře. Pro tuto komoru a jez se používá stejné provizorní hrzení.

Od roku 2000 probíhá v podstatě průběžně příprava a opravy jednotlivých jezových polí VD Střekov. Opravy byly zahájeny však již opravou jeřábu provizorního hrzení v roce 1999.

Oprava I. jezového pole, 2001–2002

Oprava II. jezového pole, 2003–2006

Havarijní oprava III. jezového pole (mezistavidlové těsnění), 2011

Havarijní oprava IV. jezového pole (mezistavidlové těsnění a podvozky), 2012–2013

Oprava III. jezového pole, 2013–2015

Oprava prahového těsnění dolního stavidla - II. jezové pole, 2016

Oprava IV. jezového pole, 2017–2019

Oprava těsnění mezi stavidly - I. jezové pole, 2021

Oprava těsnění mezi stavidly - II. jezové pole, 2026



Obrázek 3: III. Jezové pole, opravená hradicí konstrukce v roce 2015

3.2 OPRAVA HORNÍCH VRAT VELKÉ PLAVEBNÍ KOMORY

Oprava horních vrat byla provedena v letech 2022 až 2024. Součástí akce byla i nezbytná oprava provizorního hrzení z horní i dolní vody, odtěžení sedimentů z prostoru před vraty a sanace stavebních konstrukcí zdí, dna a pilířů v horním ohlavi.

Na hradicích konstrukcích obou tabulí (horní i dolní) byly nejprve zrevidovány poškozené a zeslabené prvky ocelové konstrukce a po částech nahrazeny za nové. Poškozené konstrukce podvozků byly demontovány včetně pojezdových kol. v dílnách zhotovitele byly rozebrány a opraveny. Všechny těsnící prvky tvořené dubovými trámy (prahové, boční i mezistavidlové) byly vyměněny. Opotřebované vodící kladky a vodící prvky ve výklencích pilířů (kolejnice a boční vedení) byly ošetřeny a částečně nahrazeny za nové. Závěsné gallovy řetězy u dolní tabule byly po jejich demontáži vyčištěny, rozhybány a nakonzervovány. u horní tabule byly gallovy řetězy z důvodu jejich značného opotřebení vyměněny za nové shodné konstrukce, ale vyrobeny z korozivzdorné oceli. Všechny části ocelové konstrukce byly otryskány a opatřeny novou protikorozi ochrannou. u horní stavidlové tabule byla na návodní líc hradicího plechu v celém rozsahu pohybu mezistavidlového těsnění osazena nová nerezová těsnící plocha, která byla přivařena na vyrovnávací rastr z profilů přivařených na původní konstrukci stávajícího hradicího plechu.



Obrázek 4: Pohled na konstrukci dolní tabule při opravě v roce 2023

Zdvihadla horních vrat velké plavební komory sestává ze dvou nezávislých pohybových mechanismů dolní a horní tabule. Tyto mechanismy jsou umístěny po obou stranách nad závěsnými gallovými řetězy a jsou spojeny transmisními hřídeli se středními pohonnými mechanismy. u všech mechanismů byla provedena komplexní revize, která zahrnovala kontrolu a případné dotažení všech spojů mechanismů, demontáž transmisí obou stavidlových tabulí a demontáž šnekových převodovek i gallských ořechů horního stavidla s příslušnými ozubenými koly. Dále byla provedena revize a oprava původních skříněk zařízení koncových spínačů umístěných na levém zdvihadle. u všech ložisek a převodovek byla vyměněna olejové náplně, resp. doplněn vhodný mazací tuk. Po provedení opravy byla na přístupných plochách zdvihadel i pohonu obnovena protikorozní povrchová ochrana.

3.3 OPRAVA PROVIZORNÍHO HRAZENÍ Z HORNÍ VODY

Původní provizorní hrazení bylo v posledních desetiletích trvale intenzivně využíváno ke svému účelu.

Vzhledem k častému využívání hradidel provizorního hrazení v posledních letech v souvislosti s prováděním větších oprav hradicích konstrukcí jednotlivých jezových polí, resp. velké plavební komory, vyvolaných celkovým opotřebením a stářím nebylo možné opravu hradidel provizorního hrazení také realizovat. Na původních hradidlech byla v minulosti prováděna pouze běžná údržba a čas od času výměna těsnících prvků (dřevěných trámů) jednotlivých hradidel. Konstrukce provizorního hrazení jsou však stejně staré jako ostatní ocelové konstrukce vodního díla postaveného v 30. letech 20. století a jejich technický stav odpovídá jejich stáří i provoznímu využívání, zejména v poslední době. Jednotlivé prvky i celé části hradidel jsou zkorodované, protikorozní ochrana je nefunkční. Výztužné trámy a diagonály byly korozi zeslabené stejně jako příčné desky. Místy bylo možno pozorovat odlupování korozních zplodin ve vrstvách. Zároveň technické provedení i běžné umístění hradidel ztěžuje jejich efektivní údržbu a téměř vylučuje realizaci komplexnějších oprav.

Z hlediska technického se jedná o ocelové nýtované trámy (5ks) stejných vnějších rozměrů (24x2,2x2,6 m), avšak s různými dimenzemi jednotlivých prvků. Hradidla jsou osazována do drážek v pilířích jezu. Každé z pěti hradidel do specifické hloubky hrazeného profilu. Páté hradidlo je osazováno na spodní stavbu prahu v horní vodě. Na základě posouzení technického stavu původních hradidel bylo rozhodnuto o jejich výměně za nová svařovaná stejných rozměrů i tvaru.

V současné době je ve výrobě všech pět kusů hradidel lišících se dimenzemi svařovaných prvků odpovídajícími vodnímu tlaku působícímu na hradidla při jejich osazení v hradicích poloze. u nových hradidel bude použito původních opravených hřídelí i opěrných kol doplněných o nová ložiska a pojistné díly (kroužky, příložky).

Rovněž vyvážení hradidel musí být téměř shodné se stávajícími tak, aby bylo možné použít stávající manipulační zařízení i drážky.



Obrázek 5: Nově vyrobené hradidlo č.2 s osazením těsněním, zatím bez pojezdových kol

Těsnění mezi hradidly bude realizováno pomocí dubových trámů montovaných na ocelovou konstrukci ve stejných polohách jako stávající řešení.

4. PLÁNOVANÉ REKONSTRUKCE A OPRAVY

V současné době se projektově připravuje celková oprava malé plavební komory, která bude zahrnovat sanace stavebních částí zdí a dna, kompletní výměnu elektroinstalace včetně nového řídicího systému, v technologické části se předpokládá oprava horních vzpěrných a dolních deskových vrat, výměna středních vzpěrných vrat a oprava všech stavidlových uzávěrů obtoků. Opraveno bude rovněž provizorní hrazení plavební komory.

V realizaci je kompletní výroba nových pěti kusů hradidel provizorního hrazení jezu a velké plavební komory z horní vody a projektově je připravena výroba čtyř kusů plovoucích hradidel z dolní vody.

Na základě v minulosti provedených potápěčských průzkumů je zpracován projekt na opravu poruch na trvale zatopených částech celého vodního díla. Současně se uvažuje o sanaci dna v podjezí i nadjezí.

Po roce 2030 bude nutno napláňovat opravu portálového jeřábu pro provizorní hrazení z horní vody, opravu dolních vrat velké plavební komory a celkovou opravu hradicích konstrukcí jezu s obnovou jejich protikorozní ochrany, zejména v prvním a druhém jezovém poli.

Vzhledem ke stárnutí stavebních a ocelových konstrukcí by výhledově po roce 2030 měla být provedena celková oprava strojovny jezu s nutnou rekonstrukcí elektroinstalace a případné instalace automatického systému řízení jezu.

Tento příspěvek je zaměřen především na opravy technologických částí. Samozřejmě stavebním konstrukcím je věnována obdobná pozornost jako technologii. Tyto konstrukce vyžadují rovněž rozsáhlejší opravy.

5. ZÁVĚR

Masarykovo zdymadlo dnes již neodmyslitelně patří k dominantě krajského města Ústí nad Labem. Krása technického dědictví se zde nenásilně prolíná s moderními zařízeními vodního díla. Zdymadlo je posledním plavebním stupněm na českém úseku Labe a z mezinárodního pohledu tvoří předěl mezi kanalizovaným a regulovaným úsekem Labe. Vzhledem k významu tohoto vodního díla z hlediska plavby i jako kulturní památky je dle našeho názoru v současné době věnována odpovídající péče jeho stavu nejen z hlediska bezpečnosti a provozuschopnosti, ale i z hlediska estetického. v rámci finančních možností bude v tomto trendu pokračováno i v dalších letech.

Ing. Pavel Benčík

Povodí Labe, státní podnik, Hradec Králové
benickp@pla.cz

Ing. Mojmír Dadejík

AW-DAD, s.r.o., Litoměřice
mojmir.dadejik@tiscali.cz

POUŽITÍ KOROZIVZDORNÉ OCELI NA VÝPUSTNÁ ZAŘÍZENÍ PŘEHRAD

P. Benčík & P. Štěpánek

Povodí Labe, státní podnik, Hradec Králové, Česká republika

ABSTRAKT: Používání korozivzdorných ocelí při rekonstrukcích technologických zařízení (potrubí spodních výpustí, uzávěry, gallovy řetězy apod.) vodních děl se v současnosti postupně rozšiřuje. v příspěvku jsou krátce popsány hlavní rozdíly mezi korozivzdornou ocelí a ostatními v minulosti používanými materiály (konstrukční ocel, litina). Dále jsou uvedeny příklady použití korozivzdorné oceli na jednotlivých vodních dílech Povodí Labe i jiných správců vodních děl. Detailněji je popsáno konstrukční řešení spodních výpustí na VD Harcov. Potrubí těchto výpustí včetně uzávěrů a vtokových česlí je vyrobeno kompletně z korozivzdorné oceli. Rekonstrukce VD Harcov byla dokončena v březnu 2026.

1. DRUHY, VLASTNOSTI A POUŽITÍ KOROZIVZDORNÝCH OCELÍ

Korozivzdorná ocel (slangově nerez, nerezová ocel či nerezavějící ocel), (anglicky stainless steel, francouzsky acier inoxydable) je vysocelegovaná ocel se zvýšenou odolností vůči chemické i elektrochemické korozi. Korozní odolnost je založena na schopnosti tzv. pasivace povrchu železa.

Korozivzdorné oceli lze rozdělit podle chemického složení a struktury do tří základních skupin: feritické, martenzitické, austenitické oceli a tzv. přechodové skupiny (duplexní oceli) feriticko-austenitické, martenziticko-austenitické a poloferitické oceli. Ačkoli korozivzdorné oceli obsahují vysoké množství legur, 12 až 30 % chromu, až 30 % niklu nebo do 24 % manganu a dalších, vždy se jedná o slitinu uhlíku s železem, tj. ocel.

Podrobný přehled doporučených jakostí korozivzdorných ocelí, podmínky návrhu a jejich použití je uveden v EN 1993-1-4.

1.1 FERITICKÉ KOROZIVZDORNÉ OCELI

Feritické korozivzdorné oceli jsou oceli, které mají obecně obsah uhlíku menší než 0,1 % a 13 až 19 % chromu s žádným či velmi malým množstvím niklu. Feritické oceli (chromové oceli) nejsou kalitelné a jejich pevnost je obecně vyšší než u nelegované uhlíkaté oceli. Zpravidla mají špatnou svařitelnost, jsou magnetické a při nižších teplotách pod 0°C mají sklon ke křehnutí. Feritické oceli mají nižší korozní odolnost.

1.2 MARTENZITICKÉ KOROZIVZDORNÉ OCELI

Martenzitické a precipitačně vytvrditelné korozivzdorné oceli jsou oceli, které mají obecně vyšší obsah uhlíku 0,08 až 1,5 % a chromu méně než 19 %, a podobně jako feritické oceli neobsahují žádný či velmi malé procento niklu. Tyto oceli jsou vhodné k tepelnému zušlechťování (kalení, popouštění, žíhání na vyšší pevnost). Tyto oceli magnetují. Svařitelné jsou dle typu oceli. Pokud obsahují více, než 0,2 % uhlíku jsou obtížně svařitelné. Martenzitické oceli mají rovněž nižší odolnost proti korozi, avšak po tepelném zušlechťování mohou mít vysokou pevnost a tvrdost. Jejich použití je primárně určeno pro vysokopevnostní aplikace a tam kde je třeba vysoké tvrdosti (například hřídele nebo ozubená kola převodovek).

1.3 AUSTENITICKÉ KOROZIVZDORNÉ OCELI

Austenitické oceli se dělí dále na chrom-niklové a chrom-nikl molibdenové korozivzdorné oceli. Jsou to oceli, které mají obsah chromu 17 až 19 % a obsah niklu 8,5 až 14,5 %. Tyto oceli jsou dobře svařitelné, nejde je tepelně zušlechťovat na vyšší pevnosti či tvrdosti. Mají velký rozsah pracovních teplot od -40°C (max. -296°C) až do +450°C (max. až do +850°C). Austenitické oceli jsou vysoce tvárné a houževnaté. Austenitická struktura je sice nemagnetická, ale reálně je v materiálu z metalurgických důvodů a přirozených vlastností určitý minimální poměr feritické a martenzitické struktury a to je důvodem jejich slabé magnetičnosti. Samozřejmě záleží i na tom, jak silným magnetem budeme tuto magnetičnost zkoušet. Další z důležitých vlastností je tzv. zpevňování za studena. To znamená, že materiál při studeném tváření změní svoji vnitřní strukturu na tvrdou a křehkou. Pro znovu obnovení struktury na austenitickou je nutné materiál rekrystalizačně žíhat. Austenitické oceli mají velmi dobrou až vysokou korozní odolnost a pro svoji houževnatost, tvářitelnost, svařitelnost a další výhodné vlastnosti mají nejširší oblast použití vůbec.

1.4 DUPLEXNÍ KOROZIVZDORNÉ OCELI

Duplexní (dvoufázové) korozivzdorné oceli jsou oceli, které mají v poměru zhruba 50/50 strukturu austenitickou a feritickou, a jsou dále dělené na Lean duplex, Duplex a Super duplex. Tyto oceli obsahují 20 až 26 % chromu a menší množství niklu (1 až 7 %). Duplexní oceli mohou mít v porovnání s austenitickou ocelí vyšší pevnost a výbornou korozní odolnost. Duplexní ocel magnetuje a její svařitelnost závisí na typu oceli. Korozní odolnost duplexních korozivzdorných ocelí je předurčuje k použití v těžkých korozních podmínkách.

1.5 POUŽITÍ KOROZIVZDORNÝCH OCELÍ

Použití těchto ocelí je široké, od chemického a potravinářského průmyslu, přes automobilový průmysl, ve stavebnictví i jako architektonický materiál.

Korozivzdorné oceli jsou používány jednak z důvodu odolnosti vůči korozi, ale také z důvodu jejich atraktivního vzhledu. z technického hlediska vynikají dlouhodobě výbornou vizuální kontrolou stavu technologie při vlastním provozu či výkonu technickobezpečnostního dohledu, kde sledované části konstrukce nejsou skryty pod vrstvami barvy a koroze.

1.6 NÁSTRAHY PŘI POUŽITÍ KOROZIVZDORNÝCH OCELÍ

Běžně je koroze nerezové oceli způsobena mechanickým porušením ochranné pasivní vrstvy, nebo nauhličením povrchové vrstvy, proto je potřeba na to dbát při zpracování těchto ocelí a její manipulaci.

Další korozní situace se mohou tvořit ve špatně přístupných oblastech s omezeným prouděním vody, kde vznikají tzv. mrtvé zóny. Jsou pod sedimenty a kaly, biofilmem, těsněními, ve spárách kolem svarů a v nízko průtočných částech potrubí.

Bodová koroze (pitting) - elektrochemický proces má za následek hluboké černé důlky vznikající po narušení pasivní vrstvy (chloridy).

Mikrobiologicky indukovaná koroze (MIC) - na povrchu nerezů se vytvoří biofilm, pod kterým ubývá kyslík, mění se pH a množí se bakterie produkující agresivní metabolity (sulfidy, organické kyseliny...)

Koroze svarů - důvodem je svařování uhlíkovými nástroji, broušení běžnými kotouči, absence moření a pasivace, špatné oplachy po chemickém čištění.

Galvanická (bimetalická) koroze - dlouhodobý kontakt nerezů s jiným kovem. Plochy styku (např. šroubové spoje) je nutno vhodným způsobem izolovat např. podložkami a vložkami, kontaktní plochy ošetřit ochrannými povlaky. Méně ušlechtilý kov koroduje rychleji.

Koroze způsobená bludnými proudy - elektrický proud přichází z vnějšího zdroje např. z tramvajové tratě nebo železnice. Zde je potřeba důkladně uzemnit jednotlivé části potrubí a technologie.

Častý problém je také zadření nerezových šroubových spojů (tzv. galling nebo „studené svaření“), kdy se závity při utahování „zakousnou“ a spoj už nejde povolit bez poškození. Nečastější chybou je závitový spoj bez maziva, rázový utahovák, absence momentového klíče, přetažení „na jistotu“ a nevhodná kombinace materiálu.

Nevhodným mazivem pro nerezové mechanismy jsou minerální oleje na běžné oceli, mohou obsahovat částice železa nebo složky, které mohou uvolňovat kovové ionty a kontaminovat nerez. Měděná pasta u některých kombinací kovů může podporovat galvanickou korozi. Naopak vhodným mazivem jsou keramické, bezkovové anti-seize pasty a suchá teflonová maziva.

Veškeré nástroje používané k rovnání, ohýbání atd. musí být také z korozivzdorných ocelí, na nerezovou ocel vždy jen nerezové nástroje.

V případě nutnosti přešetření povrchu korozivzdorné oceli nebo požadavku na lesklý povrch je nutno předepsat v zadávací dokumentaci úpravu povrchu leštícími kotouči (molino, brunok, technická tkanina) a leštícími pastami a doleštěním (leštícími kotouči - flanel, molino). v případě požadavku na vysoký lesk je možno předepsat elektrolytické leštění nerezí, stupeň lesku je však nutno specifikovat v zadání.

2. POUŽITÍ KOROZIVZDORNÝCH OCELÍ NA VODNÍCH DÍLECH

V případech, kdy je nutné zohlednit specifické podmínky provozu (trvalý nebo střídavý ponor) nebo například s ohledem na problematiku údržbu (špatná přístupnost) a provádění obnovy protikoročních ochranných klasické oceli, je možné posoudit použití nerez materiálu pro vlastní konstrukci, jak z hlediska výpočtového (pevnostního) tak ekonomického.

Výhody konstrukcí vyrobených z korozivzdorné oceli:

1. Úspory na protikoročním ošetření. Nerez konstrukce se nemusí protikorozně ošetřovat. Pokud budeme uvažovat reálnou životnost konstrukce 100 let, v porovnání s konstrukcí z běžných ocelí se ušetří 5x až 7x - obnova protikoročních ochranných.
2. Možné úspory na hmotnosti konstrukce. Snížení hmotnosti těchto hradicích konstrukcí je spekulativní a bude možné ho přesně vyjádřit až po provedení konstrukčního návrhu a jeho úplném statickém výpočtu. Lze však alespoň částečně snížení hmotnosti předpokládat vzhledem k možnosti použít plechy o menší tloušťce.
3. Vliv na těsnost hradicích konstrukcí. u všech ploch z klasických materiálů nekorozivzdorných, kde při pohybu těsnícího prvku po těsnící ploše vzniká rychlé opotřebení povrchových ochranných a následná, stále otíraná koroze vytváří nerovný povrch vyvolávající nejenom značné průsaky, ale i rychlé opotřebení těsnících prvků. Korozivzdorné oceli neztrácejí svoji hladkost povrchu a lze předpokládat téměř úplnou těsnost na těsnících plochách. Použitím nerez materiálů se prodlouží i termíny nutných oprav bez snížení provozuschopnosti.
4. U konstrukcí z běžných ocelí je nutné všechny svary provádět plně uzavřené, aby nemohlo dojít ke korozi mezi vnitřními protikorozně neošetřitelnými plochami. Není možné pro přivaření výztuh použít přerušované nebo střídavé svary - tam kde to namáhání umožňuje. Protože u korozivzdorných ocelí nehrozí koroze mezi vnitřními plochami svařovaných částí, lze využít všech konstrukčně možných svarů a tím dosáhnout i zlevnění konstrukce.

2.1 KONSTRUKČNÍ PRVKY UZÁVĚŘŮ

Korozivzdorná ocel se používá na různé konstrukční prvky uzávěrů jezových, potrubních i uzávěrů plavebních komor už dlouhou dobu nejenom při opravách, a to zvláště přesné šrouby

pro spojení konstrukčních částí, šrouby pro spojení často vyměňovaných těsnících prvků, čepy, přitlačovací planžety těsnění a těsnící lišty. ve všech těchto případech je použití nerez ocelí přínosné a bezproblémové. v žádném případě se i při dlouholetém provozu neprojeví na materiálu těchto částí koroze, ani jiné negativní jevy.

2.2 GALLOVY ŘETĚZY A OVLÁDACÍ TÁHLA

Na základě vyhodnocení podmínek použití a s minimalizací nákladů na údržbu (mazání) je možné použití nerez ocelí pro výrobu Gallových řetězů, zejména tam, kde nemůžeme zaručit pravidelné periodické projíždění uzávěrů nebo tam kde jsou vystaveny trvale nepříznivým podmínkám způsobující ztuhnutí a korozi článků. v takovém případě se doporučuje použití konstrukce skladby řetězu z korozivzdorné oceli zásadně s kluznými pouzdry pro eliminaci ztuhnutí. u těchto řetězů je nutno věnovat zvýšenou pozornost při volbě typu použité oceli a konstrukčnímu provedení.

Rovněž dlouhá ovládací trubková táhla návodních tabulových uzávěrů spodních výpustí se v dnešní době vyrábějí z nerez oceli (přehrady Seč, Mšeno, Fojtka, Mlýnice).

2.3 UZÁVĚRY A HRADÍCÍ KONSTRUKCE

V posledních cca 12-ti letech došlo na několika přehradách k výměně uzávěrů z nerez oceli (Fojtka, Mlýnice, Mšeno, Harcov).

Na jezu Chlumec nad Cidlinou byla v roce 1999 konstrukce jezového tabulového uzávěru (světlá šířka 18 m, hradicí výška 1 m) vyměněna za novou vyrobenou nerez oceli.

Na jezu Sojovice na Jizeře byla v roce 2020 provedena výměna klapky (světlá šířka 14 m, hradicí výška 0,8 m) za novou vyrobenou nerez oceli.

2.4 POTRUBÍ SPODNÍCH VÝPUSTÍ PŘEHRAD

Potrubí výpustí svoji stabilitou a pevností nesmí ovlivnit bezpečnost přehrady, ani spolehlivost uzavření průtoků. u výpustí přehrad byly v minulosti používány dva typy materiálu potrubí výpustí. Potrubí litinová a potrubí tvořená plechem z běžné konstrukční oceli s protikorozní ochranou (nátěrem). Nově se začínají používat potrubí vyrobená z korozivzdorné oceli.

Potrubí litinová

Mají velkou tloušťku stěn, jsou velmi tuhá a i při značné turbulenci vody za šoupátkovými uzávěry se nerozkmítají. Potrubí jsou poměrně odolná proti korozi a abrazi tekoucí vodou.

Potrubí nesmí být namáháno tahovou silou. Mají nízkou pevnost při jakékoli poruše osově stability. Při tahových jevech dochází k lomu potrubí, většinou za přírubou. Oprava prasklého potrubí je problematická. Napojení do stávajícího potrubí bez výměny dílu není u větších připojovaných světlostí možné. Vzhledem k tloušťce stěn potrubí je velká hmotnost potrubí.

Potrubí ocelová (běžná konstrukční ocel)

Pevnost v tahu je velká, nehrozí prasknutí potrubí ani při značném zatížení i tvarové deformaci. Materiál je svařitelný, je možné tvořit i tvarové změny. Napojení odboček i dodatečně není problém.

Vzhledem k pevnostnímu využití materiálu je snaha volit tloušťku stěn potrubí co nejmenší. Ocelová potrubí nejsou odolná proti abrazi a kavitační erozi. Materiál stávajících ocelových potrubí není korozivzdorný a povrch je nutné proti korozi chránit.

Protikorozní ochrany potrubí výpustí jsou většinou prováděny pouze z vnější strany, kde výpusti procházejí strojovnou, nebo jsou jinak přístupné. Vnitřní povrch potrubí výpustí, který je zatížen protékající vodou i abrazi protékajícími nečistotami v řadě případů i kavitační erozí, je protikorozně ošetřován s velkou obtížností a s vysokými náklady. Vnitřní povrch by měl být ošetřen nátěrem, který je schopen odolat nejenom trvale mokrému prostředí, ale i poměrně značným rychlostem proudění abrazivních nečistot.

Potrubí z korozi-vzdorné oceli

Hlavní přednost je v jejich odolnosti proti korozi, ale i při vhodné volbě typu oceli zvýšenou odolností proti abrazi.

Vzhledem k odolnosti materiálu proti korozi odpadá nutnost protikorozi-ních ochran. To je velmi významné zvláště u potrubí menších světlostí, kde je provedení protikorozi-ních ochran vnitřních ploch velmi obtížné až nemožné.

Pro potrubí, která nejsou dynamicky zatěžována, je možno volit relativně malou tloušťku stěny potrubí, odpovídající statickému namáhání. To se projevuje nejenom snížením hmotnosti, ale i v pořizovacích nákladech.

Pořizovací náklady, které jsou pro nerez oceli vyšší, je nutné hodnotit spolu s ušetřenými náklady na základní a opakovanou protikorozi-ní ochranu vnějšího i vnitřního povrchu potrubí u běžných konstrukčních ocelí a litiny.

Při volbě nerez oceli je nutné předcházet výše uvedeným nástrahám a zohlednit složení vody. Rovněž při návrhu konstrukcí z těchto materiálů je nutné počítat s pevnostními charakteristikami těchto ocelí.

3. PŘÍKLADY POUŽITÍ KOROZIVZDORNÝCH OCELÍ**3.1 VD PASTVINY**

Přehrada Pastviny byla uvedena do provozu v roce 1938. Spodní výpusti jsou dvě, DN 1400. Na vtoku jsou hrazené tabulovými uzávěry. Jako regulační uzávěry jsou instalovány uzávěry segmentové.

Každý tabulový uzávěr je zavěšen na dvou gallových řetězech a je ovládán pomocí ovládacích, samosvorných mechanismů v horní strojovně. Při revizích a prohlídkách je možno tabulový uzávěr zvednout nad hladinu vody pod horní strojovnu, přičemž se gallové řetězy skládají do úložných nosníků (zásobníků). Délka zdvihu tabule je v tomto případě cca 28 m a tomu odpovídá i délka řetězů.

Již v roce 1975 bylo zjištěno velmi silné korozi-ní narušení původních řetězů zejména v oblasti kolísání hladiny. v roce 1978 došlo k přetržení jednoho řetězu. v roce 1993 byly původní řetězy vyměněny za nové vyrobené z korozi-vzdorné oceli.



Obrázek 1: Detail gallova řetězu s pojezdovou kolejničí v roce 2021

3.2 VD SEČ

Přehrada Seč byla uvedena do provozu v roce 1934 a je vybavena čtyřmi spodními výpustmi (2 x DN 800 a 2 x DN 1500). Každá výpust je na návodní straně vybavena tabulovými revizními uzávěry. Tyto uzávěry jsou ovládány elektromechanickými pohony umístěnými

v úrovni koruny hráze. Spojení pohonů a vlastních uzávěrů je pomocí trubkových táhel. Táhla jsou v několika výškových úrovních vedena v konzolách s rolnami. Původní táhla včetně vedení byla vyrobena z konstrukční oceli. v roce 2016 byla korozi-ně zeslabená táhla včetně jejich vedení vyměněna za nová zhotovená z korozi-vzdorné oceli.



Obrázek 2: Táhla a detail vodičích roln (vlevo původní stav, vpravo po výměně) v roce 2016

3.3 VD OPATOVICE

Na přehradě Opatovice (Povodí Moravy) byla v druhé polovině roku 2003 provedena výměna potrubí obou spodních výpustí DN 700. Potrubí obou výpustí jsou vedena v chodbě přehrady mezi návodním provozním uzávěrem tabulovým na vtoku a provozním regulačním uzávěrem kuželovým v délce cca 109 m.

Původní potrubí bylo z běžné konstrukční oceli s protikorozi-ní ochranou. Bylo místně prokorozené a opakovaně opravované. u potrubí této světlosti a tohoto provedení je téměř nemožné obnovovat a udržovat protikorozi-ní ochranu vnitřního povrchu.

Potrubí obou výpustí bylo nahrazeno potrubím DN 700 z nerez oceli. Tloušťka stěny tohoto nerez potrubí byla volena 5 mm.

Jednotlivé části potrubí těchto výpustí z nerez oceli jsou z převážné části svařovány, částečně spojeny na příruby. Napojení nerez potrubí na stávající ocelový vtokový kus je provedeno svař přechodovými elektrodami. Po svaření potrubí byly všechny svař chemicky stabilizovány. Omezení vlivu bludných proudů bylo provedeno centrálním uzemněním jednotlivých částí potrubí.



Obrázek 3: VD Opatovice, nové nerezové potrubí spodních vpustí, červen 2004

Návrh na výměnu potrubí z nerez oceli byl proveden po ekonomickém rozboru nákladů na potrubí a jeho údržbu se započítáním nákladů na obnovu protikorozi-ních ochran.

3.4 VD MŠENO

Stavba přehrady Mšeno byla dokončena v roce 1910 a je vybavena dvěma spodními výpustmi DN 800. Na návodní straně jsou výpusti vybaveny tabulovými uzávěry, které jsou ovládány dlouhými trubkovými táhly. v roce 2015 došlo u levé výpusti z důvodu korozního zeslabení k přetržení táhla, které bylo operativně ihned opraveno. v roce 2017 byla provedena u obou výpustí výměna tabulových uzávěrů a táhel včetně jejich vedení. Nově instalované uzávěry, táhla a vedení jsou vyrobeny z nerez oceli.

Při rekonstrukci hrázových výpustí dokončené v roce 2021 byla u obou výpustí vyměněna část litinového potrubí v délce 2700 mm s původním šoupátkovým uzávěrem za nové potrubí DN 800 z nerez oceli a dvěma provozními uzávěry (návodním klapkovým a povodním regulačním nožovým šoupátkem) rovněž z nerez oceli. Mezi uzávěry je na potrubí spodních výpustí instalována montážní vložka. Za nožovými šoupátky jsou instalovány zavzdušňovací ventily. Montážní vložky i zavzdušňovací ventily jsou rovněž z nerez oceli.

Na levé spodní výpusti bylo dále v délce nového potrubí instalováno obtokové potrubí DN 200 pro asanační průtok tvořené trubními kusy, dvěma provozními šoupátkovými uzávěry a montážní vložkou mezi uzávěry. Všechny tyto díly jsou rovněž z nerez oceli.



Obrázek 4: Levá výpust v roce 2021

Na pravé spodní výpusti byla instalována nová trubní odbočka přívodního potrubí na novou MVE tvořená trubními kusy DN 300, revizním klapkovým uzávěrem s elektromechanickým ovládáním, česlicovým kusem a pryžovým kompenzátorem, přechodovým kusem DN 300/125 a trubním obloukem DN 125. Všechny tyto díly jsou rovněž z nerez oceli. Turbosoustrojí MVE tvoří čerpadlová turbína s asynchronním motorem o jmenovitém výkonu 7,5 kW.

3.5 VD HARC OV

Účelem stavební obnovy přehrady Harcov bylo zajištění bezpečnosti za povodní se současným navýšením retenčního objemu nádrže a zlepšením podmínek pro ochranu intravilánu města Liberec před povodněmi. Práce probíhaly od podzimu 2022 do března roku 2026.

Rekonstrukční práce zahrnuly zkapacitnění bezpečnostních přelivů i vývaru pod hrází vycházející z hydraulického modelu vytvořeného ČVUT Praha. Rekonstrukce dále zahrnovala drenážní a pozorovací vrtvy ve vlastním tělese hráže a jejím bezprostředním okolí, těleso samotné hráže bylo zpevněno jílocementovou a chemickou injektáží. v rámci injektáže podloží hráže do hloubky až 25 m byla vybudována pod základovou spárou injekční štola se samostatným vstupem, ze které bude do budoucna možné provádět další injektáže podloží nebo vlastního tělesa hráže.

Byly kompletně vyměněny dvě původní spodní výpusti DN 800 včetně vtokových česlí. Nově je instalována levá výpust DN 1200 s revizním tabulovým uzávěrem, provozním nožovým

šoupátkem, zavzdušňovacím ventilem a segmentovým regulačním uzávěrem. Pravá výpust DN 1000 je rovněž vybavena třemi uzávěry stejných typů jako levá. Navíc byla instalována výpust DN 300 minimálního zůstatkového průtoku. Kompletní potrubí všech výpustí včetně uzávěrů a česlí je vyrobeno z nerez oceli.



Obrázek 5: Pravá výpust – segmentový uzávěr a část potrubí, dílenská přejímka prosinec 2024

Rekonstrukce zahrnovala instalaci moderního vybavení pro obsluhu a provoz, například nové osvětlení hráze, komplexní obnovu elektroinstalace včetně záložního zdroje a řídicího systému. prvky automatického monitoringu vodohospodářského a technickobezpečnostního dohledu.

Rekonstrukční práce zahrnovaly přespárování obkladního zdiva na vzdušné straně, zaiizolování návodního líce vč. koruny hráže s následným obnovením původních dlažeb.

4. ZÁVĚR

Používání korozivzdorných ocelí při rekonstrukcích technologických zařízení vodních děl se v posledních cca třiceti letech postupně rozšiřuje. Při návrhu konstrukcí a uzávěrů z těchto materiálů je nutno věnovat pozornost volbě jakosti nerez oceli, konstrukčnímu návrhu a vlastní výrobě a montáži. „Ušlechtilé“ korozivzdorné oceli vyžadují při výrobě a montáži „ušlechtilé“ zacházení.

Pro plné využití výhodných vlastností nerez oceli je nutné věnovat zvýšenou pozornost hlavně volbě konkrétního typu nerez oceli, tj. odborné posouzení vhodnosti zvolené nerez oceli z hlediska její korozní odolnosti pro prostředí, ve kterém bude konstrukce osazena.

Konstrukční návrh ocelové konstrukce z korozivzdorné oceli vyžaduje nový přístup konstruktéra. Konstrukce musí zůstat tuhé, nesmí být náchylné ke chvění, musí dlouhodobě odolávat převádění plavenin i splavenin, tj. odborné posouzení oteruvzdornosti použité nerez oceli, resp. posouzení velikosti úbytku materiálu v běžném provozu a ověření její únavové pevnosti a vrubové houževnatosti.

Ing. Pavel Benčík

Povodí Labe, státní podnik, Hradec Králové

bencikp@pla.cz

Ing. Petr Štěpánek

Povodí Labe, státní podnik, Hradec Králové

stepanekpe@pla.cz

KOMPENZAČNÍ ZAŘÍZENÍ PRO ÚPRAVU KYSLÍKOVÉHO REŽIMU POD PŘEHRAdami

M. Brouček, L. Satrapa & M. Králík

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Obsah rozpuštěného kyslíku patří mezi sledované parametry kvality vody nejen v nádržích, ale i pod vodními díly. v návaznosti na teplotní stratifikaci a s ní spojeným promícháváním vody v hlubokých nádržích je v rámci běžného provozu pod vodní dílo převáděna voda s odpovídajícím množstvím rozpuštěného kyslíku. Zejména v letním období pak bez přidání aerace dochází ke snížení obsahu kyslíku k limitním hodnotám pro přežití vodních organismů, což se za nepříznivých okolností projeví i úhynem ryb, který je následně významně medializován. Dopad takových událostí na společenské vnímání přehradního stavitelství je výrazně negativní. Společenský požadavek na nápravu je v některých zemích již zakomponován do schvalovacího procesu výstavby nebo rekonstrukcí přehrad. Příspěvek představuje technologické zařízení pro zlepšování kyslíkového režimu pod vodními díly bez potřeby dodatečné energie. Toto zařízení lze umístit na sanační výpust (bypass spodních výpustí), případně na samostatnou výpust. Pro zajištění maximálního rozpuštění vzdušného kyslíku ve vodě zařízení využívá efektivního promíchávacího účinku prstencového vodního skoku v potrubí. Zařízení bylo vyvinuto v rámci projektu Technologické agentury České republiky a testováno na vybraných vodních dílech. Výsledky hydraulických zkoušek, parametry zařízení z hlediska množství přidaného rozpuštěného kyslíku a provozní zkušenosti a limity jsou předmětem příspěvku.

1. ÚVOD

Nezbytnost kompenzace kyslíkového deficitu pod vodními nádržemi se projevuje v letních měsících na řadě úseků vodních toků v ČR již řadu let, např. [1], [2]. Jednotlivé případy, kdy dojde ke snížení koncentrací rozpuštěného kyslíku ve vodě zejména pod limitní hodnoty pro život rybí obsádky jsou intenzivně medializovány. v tomto směru ovšem není situace v ČR výrazněji odlišná od potíží, kterým čelí vodní toky v kulturní krajíně vystavené eutroizačním tlakům v Evropě [3], [4] či ve světě. v případě velmi hlubokých nádrží se nejedná jen o otázku kvality vody v nádrži v průběhu rozvoje, a hlavně úhynu biomasy sinic v letních měsících, ale o procesy navázané na úživné sedimenty v nádržích, u kterých je problém celoroční. Bez příslušné kompenzace tak pod těmito nádržemi zůstávají stovky metrů toku s úrovní rozpuštěného kyslíku, která neumožňuje oživení odpovídající charakteru toku. Projekty na využití vodní energie jsou v některých zemích limitovány garantováním minimálních hodnot koncentrací rozpuštěného kyslíku, např. 5 mg/l v USA [5]

Zatímco změna koncentrace rozpuštěného kyslíku ve vodě v nádrži z principu vyžaduje přísun další energie, pro stav pod nádrží lze využít potenciální energii zadržené vody. Při odpovídající manipulaci s výpustními zařízeními lze částečně kompenzovat nedostatek kyslíku na vstupu a pod vodní dílo převádět vodu s vysokou saturací kyslíkem. Bez příslušných úprav však taková manipulace není efektivní z pohledu obsahu rozpuštěného kyslíku a množství převáděné vody z nádrže, a navíc představují významná provozní rizika z pohledu opotřebení či dokonce poškození těsnících prvků jednotlivých uzávěrů. Navzdory intenzivnímu vývoji zůstává možnost aerace pomocí zařízení pro využití vodní energie mimo praktické využití.

2. MOŽNOSTI AERACE NA VODNÍM DÍLE

K aeraci vody odtékající z vodního díla dochází samovolně v návaznosti na použitý typ zařízení a vstupním hodnotám rozpuštěného kyslíku. Za nejúčinnější způsob rychlého zlepšení kyslíkové saturace pod nádrží je obvykle považována manipulace s uzávěry na bezpečnostních přelivech. Výhodnost této manipulace je dána zejména vysokými hodnotami saturace kyslíkem již na vstupu, neboť z nádrže je odebírána voda při hladině, kde jsou hodnoty obvykle výrazně vyšší než při vtocích do spodních výpustí. u vysokých vodních děl se přidává efekt provzdušnění proudů na skluzu a případný rozstřík na odrazech. Podstatná část přehrad v ČR i ve světě však není vybavena hrazenými bezpečnostními přelivy.

Další možnosti pro zlepšení kyslíkového deficitu pak představují spodní výpusti, kterými je vybavena každá přehrada, byť ve světě existují výjimečné případy bez spodních výpustí. Aerační potenciál spodních výpustí je ovlivněn zejména typem regulačního uzávěru a konstrukčním uspořádáním zaústění výpusti do dolní vody, tj. zda vodní paprsek se dostává do kontaktu se vzduchem nebo je vyústění pod hladinou dolní vody. Zásadní nevýhodou použití spodních výpustí pro aeraci nepředstavuje tolik hodnota saturace kyslíkem na vtoku do spodní výpusti, která je, zejména u hlubokých nádrží, nízká, ale potřeba velmi malého otevření regulačních uzávěrů. Kapacity spodních výpustí jsou nezfídka navrženy na převádění neškodných průtoků, tedy jedno i víceletých povodní. Jejich využití pro provzdušnění vody při nízkých průtocích tak vyžaduje, aby byly regulační uzávěry otevřeny na jednotky procent. Pro tokový provozní stav ovšem není většina typů uzávěrů principiálně vhodná a není proto na ně konstruována. Jejich provoz v tomto nastavení, pokud se jej vůbec podaří přesně dosáhnout, přináší výrazné opotřebení obtékaných částí, rizika vibrací a poškození uzávěrů.

Pro stanovení aeračního potenciálu hrazených přelivů, spodních výpustí pro potřeby rozpuštěného kyslíku ve vodě pro ryby z hlediska vhodných podmínek pro jejich život v tocích pod vodními díly byl v rámci řešení projektu SS07020356 financovaným Technologickou agenturou ČR vyvinuta softwarová aplikace s názvem „šťastná ryba“, která je dostupná online.

3. AERÁTOR S PRSTENCOVÝM VODNÍM SKOKEM

Při snaze o zvyšování obsahu rozpuštěného kyslíku v proudící vodě je zásadním faktorem nejen průtok vzduchu, který se podaří do proudící vody vpravit, respektive poměr průtoků vzduchu a vody, ale i „doba zdržení“, po kterou dochází k saturaci vody kyslíkem. Tato „doba zdržení“ je závislá na stupni promíchání proudy vzduchu ve vodě, velikosti bublin a skutečnému času či dráze, kterou bubliny vzduchu ve vodě urazí. Právě aspekt „doby zdržení“ je příčinou velmi nízké efektivnosti řady provzdušňovacích zařízení, která jsou instalována přímo na vodních nádržích, jakkoliv množství dodávaného vzduchu lze v poměru k použité energii považovat za vysoké. Podstatným faktorem je samozřejmě počáteční koncentrace kyslíku ve vodě, kdy při přesycení, tj. hodnotách nad 100 % saturace, dochází při provzdušnění vodního proudy naopak k úbytku kyslíku směrem k plné saturaci. Uzávěry instalované na spodních výpustech vodních děl nebo na bypasses těchto výpustí, které slouží pro převádění minimálních průtoků, nejsou v principu navrženy pro zvyšování obsahu rozpuštěného kyslíku, jakkoliv při malých otevřeních mohou tohoto efektu dosáhnout. Limitujícím faktorem je u těchto uzávěrů pak právě doba zdržení, kdy se vzduch vrací zpět bez možnosti výrazně zvýšit koncentraci rozpuštěného kyslíku.

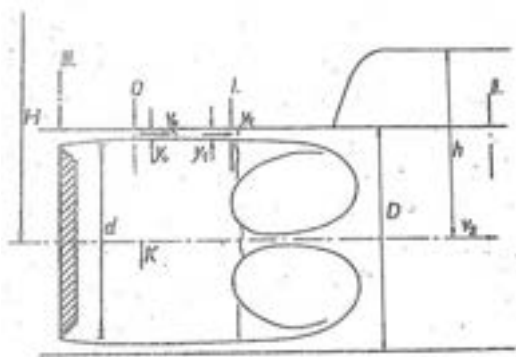
Za účelem kompenzace kyslíkového režimu pod vodními díly byl vyvinut aerátor využívající principu prstencového vodního skoku, který byl teoreticky popsán ve 20. století. Aerátor nevyžaduje vnější zdroj energie, pracuje v kontinuálním režimu a je navržen jako jednoúčelové kompenzační zařízení pro instalaci na bypassy spodních výpustí. v návaznosti na hodnoty převáděných průtoků s minimální saturací například přes vodní elektrárnu, lze tyto doplnit průtokem vody přes aerátor a zajistit dostatečnou kvalitu vody z pohledu hodnot rozpuštěného

kyslíku. v případě, že není vhodné kompenzovat celý průtok přes vodní elektrárnu, lze při nepříznivém období využít aerátoru pro vytváření pásu provzdušněné vody, který zabezpečí přežití nejen rybí obsádky.

3.1 PRSTENCOVÝ VODNÍ SKOK

Vodní skok v potrubí, tzv. prstencový vodní skok, byl po teoretické stránce popsán doc. Haindlem ve Výzkumném ústavu vodohospodářském již v šedesátých letech 20. století [6], [7]. Jeho aplikace pro tlumení kinetické energie byla navržena například na objektech Podkrušnohorského přivaděče nebo u vodního díla Hracholusky. Základní princip pro stabilizaci vodního skoku v potrubí, je prakticky totožný s řešením stabilizace vodního skoku ve vývaru. Praktické řešení tak čelí stejným obtížím při nastavení úrovně hladiny dolní vody při různých průtocích. Zařízení, které nevyžaduje průběžnou úpravu lze sestavit za předpokladu ustálených tlakových poměrů.

Při studiu prstencového vodního skoku byl zároveň popsán jeho homogenizační účinek, kdy se z dvofázového proudění přechází do proudění disperzního. Vysoce účinné promísení směsi vody a vzduchu vede k efektivnímu zvyšování koncentrací rozpuštěného kyslíku.



Obrázek 1: Schéma vodního skoku v potrubí s označením veličin v jednotlivých profilech 0. až III.

3.2 AERÁTOR – LABORATORNÍ ZKOUŠKY

Na dedikované vodní lince ve Vodohospodářském experimentální centru Fakulty stavební ČVUT v Praze byla ověřována zejména hydraulická funkce vyvíjeného aerátoru, tlakové poměry uvnitř zařízení a schopnost stabilizovat vodní skok v příslušné délce pro různé nastavení clon. Zároveň probíhalo testování množství nasávaného vzduchu pro kontrolu poměru zavzdušnění proudy. Samotné ověření efektivnosti zvýšení koncentrací bylo prováděno až na vodních dílech za nepříznivých koncentrací rozpuštěného kyslíku. v laboratorních podmínkách byla saturace na vstupu 85–95 %. Účinek aerace je nepřímo úměrný počátečním hodnotám saturace, tj. zvýšení koncentrací je výrazně vyšší u nízkých počátečních saturací, a to jak v absolutních, tak v relativních hodnotách. v laboratorních podmínkách byly absolutní přírůstky u testovaných aerátorů v rozmezí 0,5 – 2,0 mg/l a v relativních hodnotách pak voda na výstupu z aerátoru vykazovala hodnoty saturace blízké 100 %.



Obrázek 2: Testování hydraulické funkce aerátoru v laboratorních podmínkách – funkční vzorek aerátoru DN200

3.3 AERÁTOR – APLIKACE NA VODNÍCH DÍLECH

Po úspěšných laboratorních zkouškách byla hydraulická funkce, provozní vlastnosti a účinnost provzdušnění aerátoru s prstencovým vodním skokem experimentálně ověřována na sanačních výpustech VD Jordán, VD Džbán a VD Klíčava.



Obrázek 3: Testování prototypů aerátoru DN100 na sanační výpusti VD Jordán – pohled po proudu do odpadní štol

Na VD Jordán jsou kyslíkové poměry při vtoku do spodních výpustí z pohledu testování zařízení výhodné. Koncentrace rozpuštěného kyslíku při měření z nádrže byly blízké 0. Při odběrech z neupravené sanační výpusti pak saturace dosahovala 12–15 %. Sanační výpust DN100 navíc umožnila přímé napojení kompenzačního zařízení přes převlečenou spojku. Pro trvalé instalace je vhodnější využití přírubového spoje, kterým jsou vybaveny i prototypy aerátorů.

Změřené průměrné přírůstky koncentrací kyslíku při funkci zařízení byly 5 mg/l, což s ohledem na teplotu vody představovalo výslednou saturaci v průměru 58 %. Průtok sanační výpusti je ovládaný klapkovými uzavěři. Při velmi malém otevření jsou klapky schopny provzdušnit převáděnou vodu na koncentrace blízké 30 %, ovšem za cenu nevhodného provozního stavu.



Obrázek 4: Testování prototypů aerátoru na VD Džbán (vlevo)
a VD Kličava (vpravo)

V nádrži VD Džbán je v letních měsících dlouhodobě zlepšován kyslíkový režim a voda odtékající ze spodní výpusti má proto vysoké hodnoty rozpuštěného kyslíku. Aerátor zde byl testován zejména pro ověření nastavení stabilizace vodního skoku a dalších hydraulických poměrů v zařízení, pro aplikace s nízkými tlaky a vodou v nádrži, která nese větší množství nečistot.

Testování na VD Kličava proběhlo v první polovině roku 2026 a potvrdilo možnosti instalace na zvolené vodní dílo. Přestože na VD Kličava lze dosáhnout efektu provzdušnění otevřením uzávěru na výpusti na malé hodnoty, hlavní výhodou dodatečného aeračního zařízení je jeho snadné osazení a případná výměna v průběhu času. Není tedy nezbytné vystavovat původní uzávěr nepříznivému provoznímu stavu s prouděním úzkou štěrbínou a v návaznosti na takový provoz řešit opravy.

4. ZÁVĚR

Kompenzace nevyhovujících hodnot koncentrací rozpuštěného kyslíku v toku pod vodními díly v průběhu celého či po určitou část roku je s ohledem na současný vývoj nevyhnutelná. Vodní díla vybavená hrazenými bezpečnostními přelivy jich mohou k tomuto účelu využít pouze za předpokladu dostatečné úrovně hladiny a za cenu často nepříznivého provozního stavu z hlediska samotného uzávěru. Kompenzace s pomocí spodních výpustí je komplikované jednak z důvodu nízkých hodnot rozpuštěného kyslíku na vstupu a zároveň pro potřebu otevření regulačních uzávěrů na nízká procenta, což nepředstavuje z dlouhodobého hlediska příznivý stav.

Jako alternativa byl vyvinut, v laboratoři otestován a ověřen v reálném provozu na vodních dílech aerátor využívající stabilizovaného prstencového vodního skoku k efektivnímu promísení vody a vzduchu. Aerátor je možné instalovat na sanační výpusti či bypassy spodních výpustí a využít pro kompenzaci činnosti vodních elektráren, které převádí vodu často z větších hloubek nádrží s nízkou koncentrací rozpuštěného kyslíku. Aerátor lze dále využít pro zlepšování kvality vody v ukazateli rozpuštěného kyslíku při převádění minimálních zůstatkových průtoků na vodních dílech, kde je aerační potenciál spodní výpusti omezený nebo přináší nepříznivé provozní stavy pro jednotlivé uzávěry. Zařízení po stabilizaci vodního skoku korektním návrhem a nastavením funguje v automatickém režimu bez potřeby dodatečného zdroje energie či manipulačních zásahů. Prototypy zařízení v nerezovém provedení byly vyrobeny a testovány do průměru DN 200 a rozsahu tlaků 8 až 34 m vodního sloupce.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři příspěvku by rádi vyjádřili poděkování Technologické agentuře ČR, která financováním projektu SS07020356 Aerátor s prstencovým vodním skokem pro eliminaci nepříznivých vlivů anoxické vody pro život ve vodním prostředí umožnila vznik tohoto příspěvku.

LITERATURA

- [1] BOROVEC, J., PIXA, J. Kvalita vody v Novomlýnských nádržích a v toku řeky Dyje pod nimi. *Ochrana přírody* 2024, 79 (6), 30–33.
- [2] SÝKOROVÁ, P., POULÍČKOVÁ, A. Vliv údolní nádrže Šance na společenstvo nárostových rozsivky v řece Ostravici. *Czech Phycology* 2001, 1, 69–76.
- [3] RÖSCH, T., TÖNSMANN, F. Minimierung des Einflusses von Talsperren auf die Wasserqualität des Unterwassers durch Turbinenbelüftung. *Kasseler Wasserbau-Forschungsberichte und -Materialien* 2000, 12, 51–62.
- [4] SCHWEVERS, U., ADAM, B., ENDERS, E. Fischereiliche Probleme an Talsperren: Der Edersee in Hessen. *Fischerei und Naturschutz* 2005, 7, 7–34.
- [5] FEDERAL ENERGY REGULATORY COMMISSION. Federal Power Act (FPA). 16 U.S.C. § 803(a).
- [6] HAINDL, K. Prstencový skok a přechodové jevy proudění. 1. vyd. Praha: Academia, 1975.
- [7] HAINDL, K. Teorie vodního skoku v potrubí a její aplikace v praxi. Praha: VÚV, 1958.

Ing. Miroslav Brouček, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

miroslav.broucek@fsv.cvut.cz

doc. Ing. Ladislav Satrapa, CSc.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

satrapa@fsv.cvut.cz

Ing. Martin Králík, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

martin.kralik@fsv.cvut.cz

ÚPRAVA A OPRAVA TĚSNICÍCH PRVKŮ JEHLOVÝCH UZÁVĚŘŮ S DUTÝM VÝTOKOVÝM PAPRSKEM

M. Brouček, L. Satrapa, M. Králík & M. Zukal

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Vývoj jehlových regulačních uzávěrů pro spodní výpusti přehrad od počátku od prvního Johnsonova patentu z roku 1912 probíhal na základě provozních zkušeností několika různými směry. Jednou z koncových větví vývoje jsou jehlové uzávěry s dutým výtokovým paprskem, které se ve velkých profilech uplatnily a dodnes jsou ve funkci na vodních dílech Orlik a Slapy. Zásadní výhodou tohoto typu uzávěru jsou vyrovnané tlaky v přiváděcí a vnitřní komoře uzávěru, což eliminuje tlakové namáhání dosedacích ploch „hlavního“ těsnicího prvku stejně jako ovládacích prvků uzávěru. Pro eliminaci kavitačních projevů je tento typ uzávěru zavzdušněn jak z vnějšího obvodu v místě těsnění, tak i z vnitřního obvodu pohyblivého válce v blízkosti těsnicího kruhu. Celkově má uzávěr šest nezávislých prvků vyžadující těsnost ovšem pouze ve dvou případech dochází k výraznému namáhání při manipulaci. Příspěvek představuje přípravu a provedení opravy těsnicího kruhu v místě proudící vody včetně popisu technologie a výsledků zkoušek. Dále příspěvek obsahuje popis nového těsnicího prvku jako náhradu za notovou pryž ve vnitřní tlakové komoře uzávěru. Prezentovány jsou možnosti hydrodynamického odlehčení pryže a výsledky smykových zkoušek pryžových těsnění a moderních povlakových vrstev provedených ve vodohospodářském experimentálním centru fakulty stavební.

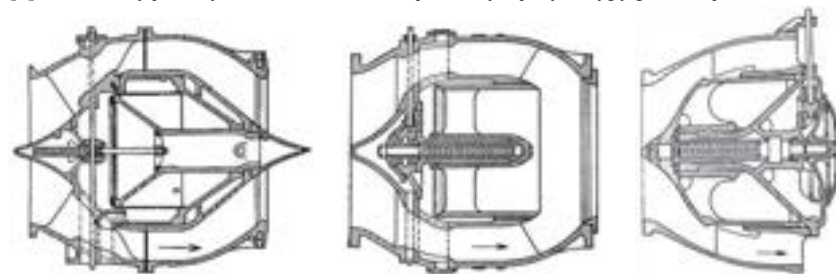
1. JEHLVÉ UZÁVĚRY V PŘEHRADNÍM STAVITELSTVÍ

Potřeba spolehlivého regulačního uzávěru pro velké přehradby budované na přelomu 19. a 20. století vedla k vývoji nových typů uzávěrů. Autorem předchůdce jehlových uzávěrů byl O. H. Ensign, který v roce 1908 představil koncept uzávěru s pohyblivou ocelovou jehlou, jejíž pohyb bylo možné ovládat změnou tlaku vody v komoře. Uzávěry byla v roce 1911 vybavena 107 m vysoká klenbová přehrada Arrowrock ve státě Idaho v USA [1].

Nedostatečná patentová ochrana původního návrhu O.H. Ensigna umožnila intenzivní rozvoj a zdokonalení původního uzávěru. Zásadní úpravy přinesly inovace R.D. Johnsona [2] (návrh na patentovou ochranu podán v roce 1909), jehož jméno je s daným typem uzávěru v ČR spojeno dodnes a C. W. Larnera [3] (patent udělen v roce 1920). Kombinací obou inovací vznikl jehlový uzávěr, který je pod názvem „Larner-Johnson valve“ vyráběn dodnes řadou světových výrobců až do průměru 2500 mm [4].

V rámci dalšího vývoje jehlových uzávěrů došlo nejprve k částečnému odbourání potíží s kavitačním namáháním vstupní jehly, která byla upravena do hydraulicky vhodného zakulaceného tvaru již ve 30. letech 20. století [5]. Kavitační na koncové, pohyblivé, jehle limitoval dobrý přístup vzduchu při umístění regulačních uzávěrů na vzdušných lících přehrad. Hydraulické ovládání se ukázalo jako provozně problematické při převádění průtoků při malém otevření uzávěrů. Zároveň při dovírání docházelo ke vzniku hydraulických rázů, které v některých případech vyústily v havárii celého uzávěru. Od poloviny 20. století byly téměř všechny jehlové uzávěry vybaveny elektromechanickým ovládáním pohybu jehly a i ty jsou postupně nahrazovány vývojově novějšími typy, které jsou z původního jehlového uzávěru odvozené. Jedná se o typ s dutým výtokovým paprskem, tzv. hollow jet“ a plunžrové uzávěry, které dříve nesly název trubkové uzávěry. Další podrobnosti k historickému vývoji jehlových

uzávěrů lze nalézt například v publikaci prof. Kratochvíla [6] nebo přehradního výboru USA [7]. Příčné řezy jehlovým uzávěrem a navazujícími vývojovými typy prezentuje Obrázek 1.



Obrázek 1: Vývoj jehlových uzávěrů (zleva jehlový uzávěr, trubkový/plunžrový uzávěr a uzávěr s dutým výtokovým paprskem) [6]

Zásadní odlišností uzávěru s dutým výtokovým paprskem byl pohyb návodní jehly. Při uzavírání se jehla pohybuje proti proudící vodě, což klade zvýšené nároky na ovládací mechanismy. Zároveň však bylo možné výrazně zkrátit celkovou délku uzávěru a předejít problémům s odtrháváním proudu na vzdušné části uzávěru. Další významnou změnou jsou vyrovnané hydrostatické tlaky na těsnicí prstence v uzavřeném stavu. Kavitační namáhání v místě těsnicích prstenců je pro uzávěry s dutým výtokovým paprskem řešeno oboustranně, kdy vzduch je přiveden jak před vnější prstencem na pevné vstupní části, tak i za vnitřní prstencem po obvodu jehly. Zavzdušňovací potrubí vnějšího obvodu je tak v uzavřeném poloze pod plným tlakem a musí být vybaveno zpětnou klapkou a dalším uzávěrem pro případ netěsnosti klapky. Jehlové uzávěry instalované na přehradách v tehdejší ČSSR byly variantou uzávěrů s dutým výtokovým paprskem. Výrazněji se odlišovaly v délce jehly a lze tedy konstatovat, že uzávěry na jednotlivých vodních dílech jsou unikátní, byť je jmenovitá světlost totožná (VD Orlik a VD Slapy). Konstrukce jehlových uzávěrů z 20. století byla založena na lité oceli a v porovnání s rozšířovacími uzávěry je jejich hmotnost výrazně vyšší. Např. celková hmotnost uzávěru na VD Orlik přesahuje 93 tun. Montáž vyšších jmenovitých světlostí tak probíhala po částech, což omezovalo možnost zkoušek těsnosti a v dnešní době pak opravy nebo výměny uzávěrů.

2. JEHLVÝ UZÁVĚR S DUTÝM VÝTOKOVÝM PAPERSEM JS 3000 NA VD ORLÍK

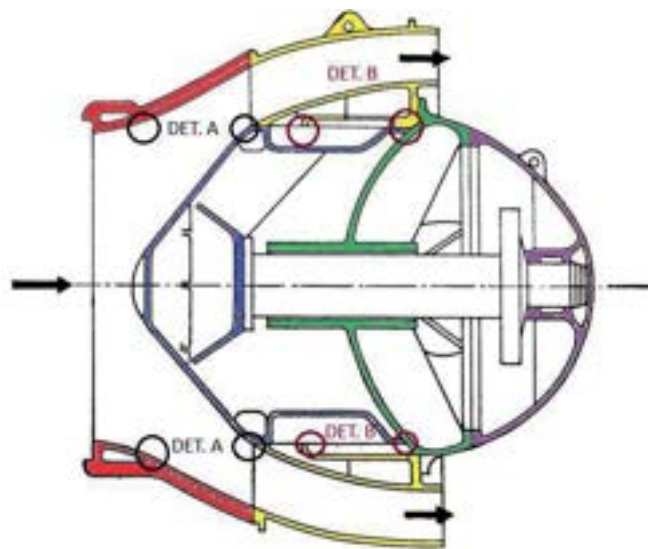
2.1 MÍSTA POTENCIÁLNÍCH PRŮSAKŮ

Vnější obálka jehlového uzávěru na VD Orlik je pevně spojená s hrází. Podpěrná stolice střední části, viz obrázek níže, byla přikotvena k betonu hráze ještě před obetonováním celého uzávěru. Pevné spoje jednotlivých nepohyblivých částí uzávěru nepředstavují významné riziko průsaku, který navíc nebyl nikdy zaznamenán. z hlediska průsaků v uzavřeném stavu jsou u uzávěru potenciálně problematická místa kontaktu pohyblivých částí uzávěru. Jedná se jednak o prstencové těsnění v místě kontaktu vstupního kusu a jehly a o kontakt pevné střední části a pohyblivé jehly těsněný profilovanou pryží. Prstencové těsnění na vstupním kusu tvoří nerezová ocel, zatímco na jehle je prstencem mosazný, přestože výrobní dokumentace udává jako materiál prstence bronz. Vnitřní tlakovou část jehly od střední části odděluje dvojice původně notových pryží s dutinou, která se smýká po vnitřní válcové ploše střední části uzávěru. Ucpávka pístnice sice představuje potenciální místo průsaků, ale tyto dosud nebyly zaznamenány. Stejně tak je potenciálním místem průsaku tlakové víko předního víka uzávěru,

kteří umožňuje vstup do jehly při vyprázdnění spodní výpusti. Odkalovací či odlehčovací potrubí z tlakové části středního kusu bylo historicky vybaveno šoupětem a následně tlakovou zátkou, které nepředstavovala zdroj průsaků. Na fotografii z montáže je dobře patrný vstup pro vnější zavzdušnění ve vstupním kusu a otvory vnitřního zavzdušnění na jehle uzávěru.

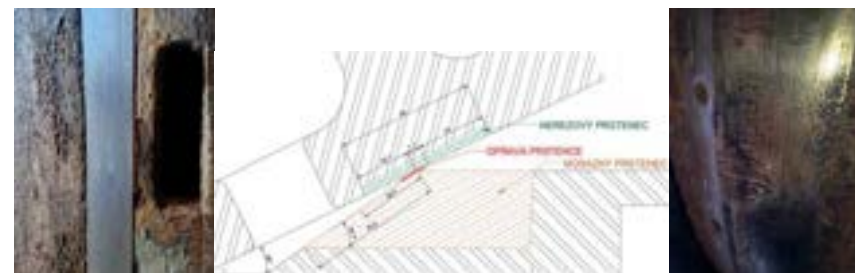


Obrázek 2: Montáž vstupního kusu, jehly a spodku střední části jehlového uzávěru s dutým výtokovým paprskem na spodní výpust VD Orlik v roce 1959 (pohled částečně proti vodě)



Obrázek 3: Schéma otevřeného jehlového uzávěru s dutým výtokovým paprskem na VD Orlik – vstupní kus (červená), střední část (žlutá), přední víko (zelená), zadní víko (fialová), jehla (modrá)

Na schématu výše jsou vyznačena problematická místa. u prstencového těsnění, DET. A, se jedná zejména o opotřebení způsobené částicemi v proudící vodě, případně „zmáčknutí“ tuhého prvku při dovření uzávěru. Kontakt jehly a střední části, DET. B, těsněný profilovanou pryží je poškozován smykáním při manipulaci s uzávěrem. Původní konstrukční řešení vedlo k přitlačení návodní pryže do vymezeného prostoru a následně zatažení části pryže do pryže při otevírání uzávěru. Při opačném pohybu se pak částečně uvolněná pryž protlačovala mezi nedostatečně tuhými přitlačnými segmenty, o které se dále poškozovala až do úplného přetržení. Na poškození má vliv i stav povrchu válcové plochy střední části, po níž se pryž smývá.



Obrázek 4: Detail prstencového těsnění – nerezový prstenec vstupního kusu (vlevo), schéma při kontaktu prstenců, mosazný prstenec jehly s poškozeným místem (vpravo)



Obrázek 5: Detail pryžového těsnění mezi jehlou a pevnou válcovou plochou střední části uzávěru – vlevo původní dokumentace, střed a vpravo poškozený stav pryží před opravou

2.2 PRŮSAKY UZÁVĚRU LEVÉ SPODNÍ VÝPUSTI PŘED REALIZACÍ OPRAV

V průběhu návrhu opravy těsnění v místě mosazného prstence, které se vyznačovalo tryskající vodou, viz následující obrázek vlevo, došlo k výraznému zhoršení těsnění v místě profilovaných pryží. Průsak v tomto detailu je dobře identifikovatelný na výtok ze střední části uzávěru. Po prověření stavu ostatních potenciálních průsaků byl připraven návrh opravy obou míst. Průsaky skrze oba detaily byly pozorovány a opravovány již v minulosti. v roce 1975 byly za tímto účelem demonotvány nezabetonované části. Průsaky skrze prstence se ani pak nepodařilo zcela eliminovat. Vnitřní pryžové těsnění bylo opravováno několikrát. Během oprav

byl nahrazen původní dutinkový typ pryže za plnou notovou pryž, zvětšeny profily kotevních plechů i svorníků.



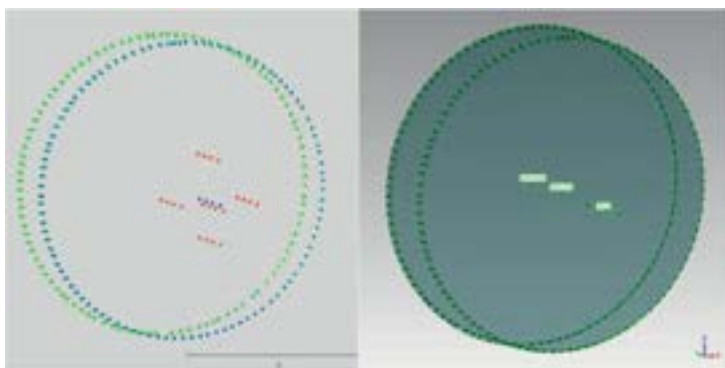
Obrázek 6: Vývoj průsaků skrze uzávěr v průběhu přípravy oprav

3. NÁVRH OPRAV A ÚPRAV

V návaznosti na zpracování Studie proveditelnosti rekonstrukce, modernizace provozních uzávěrů spodních výpustí [8], která ověřila varianty kompletní výměny více než 60 let fungujících uzávěrů byl připraven návrh oprav za účelem eliminace nebo snížení průsaků. Cílem oprav je zajistit spolehlivou funkci uzávěrů do doby potřebné k nalezení konsenzu vhodné náhrady a její projekční přípravy, která, jak naznačila studie [8], vyžaduje rozsáhlé zásahy do hráze.

3.1 PRSTENCOVÉ TĚSNĚNÍ

Původní projektová dokumentace uzávěru není v oblasti těsnicího prstence jehly bohužel kompletní. Existující výkresy však materiál prstence identifikují jako bronz, což následné spektrometrické měření nepotvrdilo. Tato záměna si vyžádala úpravu technologie oprav. Obavy s ovality prstenců a celkově jejich skutečné provedení i 3D průběh pohybu uzávěru byly předmětem geodetického zaměření. Zaměření dále umožnilo popsání skutečného kontaktu dvou různě ukloněných prstenců, jak je zobrazeno v Obrázku 4.

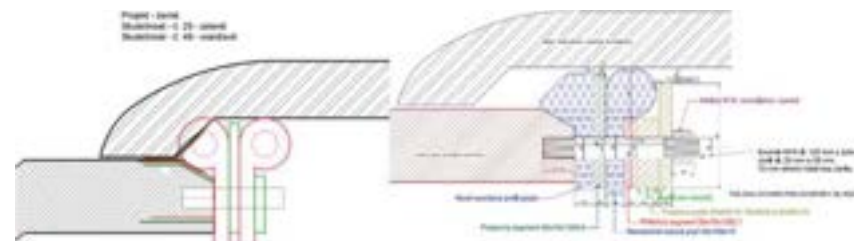


Obrázek 7: Zaměření polohy nerezového i mosazného prstence a osy pohybu jehly při pohybu

Finální řešení těsnosti prstenců je provedeno tušírováním (zaškrabáváním) na opakované otisky. Vzhledem k faktu, že nebylo možné v místech nejhlubších poškození provést doplnění chybějícího materiálu svařováním, zvýšila se výrazně pracnost celého procesu. Největší obtíže působí prostorová dostupnost detailu a pomalý pohyb uzávěru během otisků, kterých bylo zapotřebí přes 100.

3.2 PRYŽOVÉ TĚSNĚNÍ JEHLY

Detail těsnění mezikruží mezi pohybující se jehlou a pevnou střední částí uzávěru byl od výroby řešen s pomocí dvou notových pryží. Opakovaně však docházelo k poškození pryže, ohybu ocelových segmentů či svorníků. Původní dokumentace zobrazuje řešení detailu v otevřeném stavu uzávěru. Při analýze dokumentace a rozměrů pryže však bylo zjištěno, že při plně uzavřeném uzávěru nezbyvá pro pryž dostatek prostoru, viz schéma na následujícím obrázku vlevo. Při otevírání uzávěru se smýkaná návodní notová pryž zatahovala do vnikající drážky, což kladlo výrazné nároky na pryž i ocelové segmenty. Pro návodní pryž byl navržen a vyroben nový profil uzpůsobený požadavkům na těsnost uzávěru v uzavřené poloze a omezenému smyku v mezipolohách. Rozměry nového profilu jsou odvozeny ze skutečně změřených rozměrů detailu, které se od výkresové dokumentace odlišují. Výsledné schéma je na následujícím obrázku vpravo. Nově navržená pryž má dále výrazně nižší tvrdost (do 50 ShA), aby dobře vyplnila prostor při uzavřené poloze.

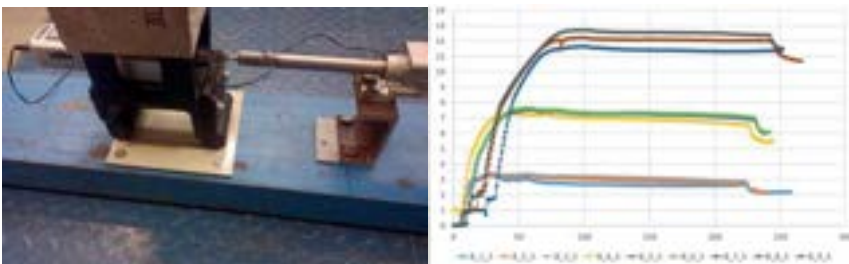


Obrázek 8: Detail těsnění jehly a střední části – vlevo původní návrh, vpravo nově realizovaný detail.

3.2.1 Smykové parametry nátěrových materiálů

Zásadním faktorem provozní spolehlivosti detailu je smykání pryží po válcové ploše střední části. Smykové parametry kontaktu ovlivňují jak namáhání pryže, tak i celkovou sílu nutnou k pohybu uzávěru. Nátěrová hmota musí zároveň plnit požadavky protikorozní ochrany. Za účelem výběru vhodného materiálu a konečného řešení detailu byl ve Vodohospodářském experimentálním centru Fakulty stavební zřízen experimentální stend pro měření smykových parametrů a simulaci otevírání pryže a nátěru při různých stavech (běžný provozní stav s mokřým povrchem/ stav během oprav a prohlídek se suchým třením). Jako referenční byla použita černá ocel bez další povrchové úpravy i bez koroze. Výsledné hodnoty součinitele tření se nachází v Tabulce 1.

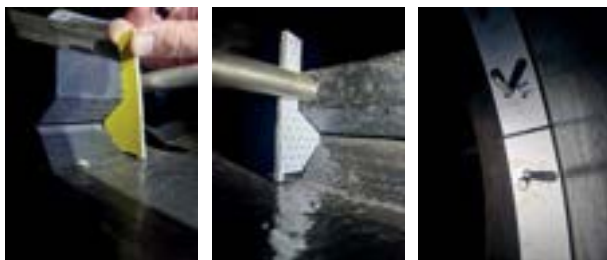
Na základě laboratorních experimentů zaměřených na smykové parametry a odolnost proti otevírání byla navržena aplikace polymer kompozitního povlaku s keramickou výztuží a PTFE částicemi s přilnavostí kompozitu nad 25 MPa (ASTM D4541), odolností proti otevírání 48 mg (ASTM D4060) a pevností v ohybu nad 44 MPa (ASTM D790). Zároveň je požadováno namazání kontaktu silikonovou vazelinou, která jak je patrné výrazně snižuje součinitel tření.



Obrázek 9: Ukázka experimentu a změřené hodnoty sil vůči posunu pro vzorek nátěru B za sucha při 3 měřeních a 3 zatěžovacích stupních.

Tabulka 1: Výsledné hodnoty součinitele tření pro jednotlivé nátěry

Označení vzorku	Suchý povrch	Mokrý povrch	Vazelína
A	0,52	0,62	0,31
B	0,56	0,56	
B (100x)	0,65	---	
C	0,64	0,66	
D	0,61	0,56	



Obrázek 10: Provedení nátěru a testování navrženého tvaru pryže a přítlačných segmentů

3.3 HYDRODYNAMICKÉ ODLEHČENÍ

Střední část uzávěru obsahuje odkalovací potrubí DN80 ze dna tlakové části. Za účelem snížení tlaku na pryžové těsnění bylo navrženo hydrodynamické odlehčení pomocí kulového ventilu. Přítok do tlakové části uzávěru omezují sítka v jehle a při otevření odkalovací výpusti před samotnou manipulací s uzávěrem lze snížit tlak, tedy i smykovou sílu. Vyhodnocení hydraulických ztrát na sítkách a z něj vyplývající snížení tlaku v komoře je předmětem ověřování přímo na uzávěru.

4. ZÁVĚR

Jehlové uzávěry nejsou v současné době instalovány na nová vodní díla a jejich místo převzaly vývojově odvozené typy. Jedná se o plunžrové uzávěry, které v různých úpravách dominují v lokalitách s navazujícím odpadním potrubím, a o uzávěry s dutým výtokovým paprskem, které zůstaly platnou alternativou k rozstřikovacím uzávěrům. Hmotnost jednotlivých částí uzávěrů s dutým výtokovým paprskem znesnadňuje přepravu pro dílenské opravy

a v případech, kdy jsou uzávěry zabetonovány v tělese hráze pak přímo vylučuje dílenské opravy těchto pevných částí. Zároveň je celková konstrukce uzávěrů velmi robustní, netrpí zásadními konstrukčními vadami je tedy vhodná pro prodlužování životnosti dílčími opatřeními, jež snižují vliv opotřebení a v detailech zlepšují původní konstrukční řešení. Vybraná opatření vedoucí ke zvýšení těsnosti prstenců i kontaktu pohyblivé jehly s pevnou střední částí uzávěru a omezení provozní opotřebení pryžového těsnění představuje tento příspěvek.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři příspěvku by rádi vyjádřili poděkování státnímu podniku Povodí Vltavy, za možnost prezentovat výstupy prací spojených s návrhem opravy provozního uzávěru levé spodní výpusti VD Orlík.

LITERATURA

- [1] HESS, J., A. Inventions and Patents for the Public Good: The Needle-Valve Program of the Bureau of Reclamation. The Journal of the Society for Industrial Archeology, 22(1), 35-49. 1996
- [2] US Patent 1030890 z 2.7.1912 – Raymond D. JOHNSON. US Patent Office S.N. 521,729
- [3] US Patent 1362331 z 14.12.1920 – Chester W. LARNER. US Patent Office S.N. 280,939
- [4] Blackhall Engineering, [on-line], <https://blackhall.co.uk/larner-johnson-flow-control-valve/>, 2026.
- [5] SCHMIDT, M. Die Sanierung der Sösetalsperre. Wasserwirtschaft, 77 (6), 1987
- [6] KRATICHVÍL, S. Vodní nádrže a přehrady; Nakladatelství Československé akademie věd: Praha, 1961.
- [7] U.S. Society on Dams. Committee on Hydraulics of Dams. Improving Reliability of Commonly Used Hydraulic Valves. Denver. USA. 2017
- [8] SATRAPA, L.; BROUČEK, M. Studie proveditelnosti rekonstrukce, modernizace provozních uzávěrů spodních výpustí. ČVUT v Praze. Praha. 2024

Ing. Miroslav Brouček, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

miroslav.broucek@fsv.cvut.cz

doc. Ing. Ladislav Satrapa, CSc.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

satrapa@fsv.cvut.cz

Ing. Martin Králík, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

martin.kralik@fsv.cvut.cz

Ing. Milan Zukal, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební

zuka@fsv.cvut.cz

REKONSTRUKCE UZÁVĚŘŮ SPODNÍCH VÝPUSTÍ PŘEHRAD

M. Cidlinský

Povodí Ohře, státní podnik, Chomutov, Česká republika

ABSTRAKT: Přehrady stárnou a s nimi i jejich technologické vybavení. Povodí Ohře v posledních letech provádělo rekonstrukce uzávěrů spodních výpustí na několika z nich. Při těchto rekonstrukcích se projevuje nedostatek vhodných dodavatelů. Společnosti, které do zakázek vstupují, se potýkají s absencí výrobců vhodných prvků a rovněž zkušených odborníků ve svých řadách. Problémy tak začínají již u výroby uzávěrů, pokračují při jejich montáži a zdaleka nekončí při zprovoznění na vodním díle. Rekonstrukce nejen na vodních dílech Jirkov a Stanovice tak trvají roky a přinášejí náročné a nežádoucí situace. Příspěvek pojednává o nelichotivé situaci na těchto dvou významných přehradách.

1. VD JIRKOV

Spodní výpusti VD byly tvořeny potrubími DN 800 s regulačními kuželovými uzávěry DN 800. Technicky zastaralé s častými poruchovými stavy, které vzhledem ke stáří jednotlivých uzávěrů se velice obtížně a ekonomicky náročně udržovaly v provozuschopném stavu. Manipulace zvládala jen zkušená obsluha VD.

1.1 PŘÍPRAVA

Požadavek na rekonstrukci byl schválen v roce 2013. Při projekční přípravě, která začínala studií, se hledala cesta k co nejlepší náhradě stávajících uzávěrů. Studie byla dokončena v roce 2014. Předložila tři varianty:

- Plunžrové uzávěry DN 1000.
- Rozstříkovací uzávěry DN 800.
- Segmentové uzávěry DN 800.

Po zvážení výhod a nevýhod se rozhodlo ve shodě o plunžrových uzávěrech DN 1000. Následovalo zpracování projektové dokumentace na vybranou variantu. Dokumentace pro provedení stavby se dokončila v roce 2017.

1.2 REALIZACE

Výběrové řízení proběhlo standardním způsobem a smlouva nabyla účinnosti 25.10.2017 s termínem plnění 30.11.2018. Při realizaci došlo k posunutí termínu na 31.03.2019.

Stavba zahrnovala nejen výměnu regulačních uzávěrů, ale i repasi stávajících šoupat a úpravy rozrážecí v odpadní chodbě. Rozsah bouracích prací byl poměrně velký a vyžadoval časté manipulace s vodou. Při stavbě byla demontována i MVE.

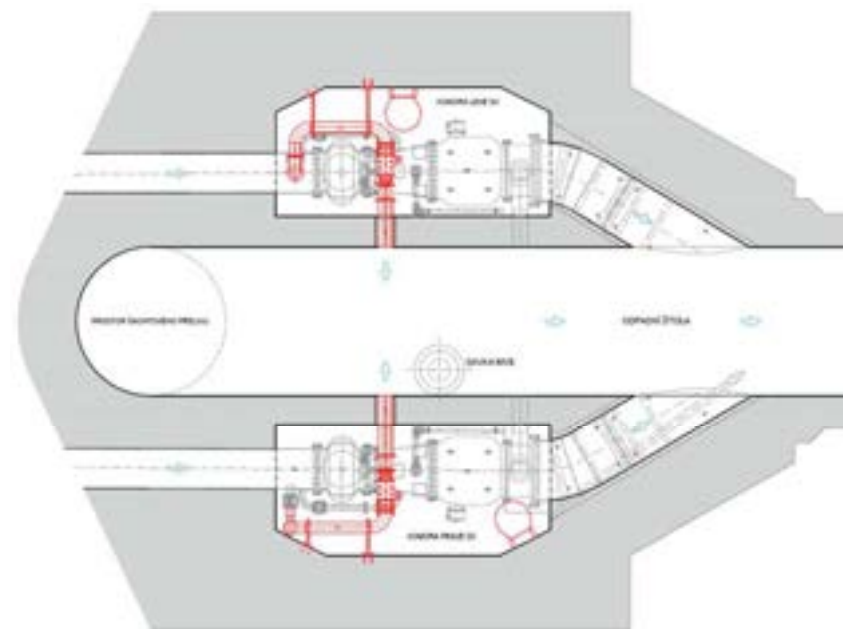
Jako drtivá většina staveb, tak i zde se objevilo několik komplikací. Např. transport uzávěru v komunikační chodbě na místo osazení si vyžádal nestandardní zásah do tělesa uzávěru – byla odříznuta jedna z jeho přečnívající částí.

Jako první byla dokončena LSV. Její užívání bylo povoleno v 11/2018. PSV pak v 03/2019.

1.3 MEZIHRA

Při realizaci se zjistilo, že nové plunžrové uzávěry spodních výpustí umožňují dle předpisu výrobce bezpečný dlouhodobý provoz až od 25 % otevíření, je možné je tedy provozovat až od průtoku 300 l/s výše.

Z tohoto důvodu byl předložen v dubnu 2019 nový požadavek na dodání obtokových potrubí DN 200. Každé s regulačním plunžrovým uzávěrem (a samozřejmě i návodním šoupátkem) s elektrickým ovládáním, jak z místa, tak z domku hrázňého. Smlouva na realizaci nabyla účinnosti 13.08.2021 s termínem plnění 31.07.2022. Při realizaci došlo k posunutí termínu na 30.04.2024. Rozsah průtoků nových obtoků je 10–300 l/s. Tím se zajistila manipulovatelnost dle požadavků vodohospodářského dispečinku po převážnou část roku.



Obrázek 1: Spodní výpusti VD Jirkov po dokončení obtoků

1.4 POKRAČOVÁNÍ

Krátce po dokončení realizace při zavírání obou plunžrových uzávěrů DN 1000 docházelo k hlasitým zvukovým projevům, zřejmě rázovým poskokům. Reklamacce byla uplatněna v listopadu 2020 a bezprostředně potvrzena dodavatelem. Od té doby do dnešního dne proběhlo nepočítaně zásahů zhotovitele k nápravě stavu a spíše s menšími úspěchy. Zhotovitel byl v březnu 2026 požádán o odstranění vad díla dodáním náhradního plnění. To v podstatě odmítá a dále vyvíjí snahu stávající plunžrové uzávěry uvést do řádného provozuschopného stavu. Uvidíme...

2. VD STANOVICE

Spodní výpusti VD tvoří potrubí DN 1200 opatřené návodním klapkovým rychlouzávěrem DN 1200 s elektromechanickým ovládáním z místa i z domku hrázňého. Za klapkou se potrubí redukuje na DN 800 a je osazeno provozním rozstříkovacím uzávěrem DN 800 ovládaným elektrickým servomotorem z místa i z domku hrázňého.

2.1 PŘÍPRAVA

Na základě provedené provozní prohlídky uzávěrů SV na VD Stanovice v červenci 2017 byl v září 2017 schválen požadavek na provedení generální opravy všech provozních uzávěrů na pravé i levé spodní výpusti.

Následovalo zpracování projektové dokumentace. Dokumentace pro provedení stavby se dokončila v roce 2018.

2.2 REALIZACE

Výběrové řízení proběhlo standardním způsobem a smlouva nabyla účinnosti 11.04.2019 s termínem plnění 30.06.2020. Při realizaci nedošlo k posunutí termínu...

Na levé spodní výpusti se provedla oprava dle PD a následně v říjnu 2019 došlo ke zprovoznění. Po rozebrání pravé spodní výpusti se došlo k závěru, že prostá oprava není ekonomická a vznikl požadavek na dodání nových uzávěrů. Tím se zakázka dostala mimo limit ZZVZ a proběhla nová soutěž. Smlouva s jiným dodavatelem nabyla účinnosti 27.07.2020 s termínem dokončení 04.06.2021. Při realizaci došlo k posunutí termínu na 30.09.2021. Pravá spodní výpust se dokončila v září 2026.



Obrázek 2: Kompletní nová levá spodní výpust

2.3 POKRAČOVÁNÍ

V průběhu opravy pravé spodní výpusti došlo k problémům na již opravené levé spodní výpusti. Dne 17.03.2021 byla v rámci pravidelné prohlídky rozstřikovacího uzávěru LSV zjištěna jeho nefunkčnost. Uzávěr šel otevřít pouze na cca 4 %. Dne 18.03.2021 se zahájila reklamacie opraveného uzávěru a provedena zevní kontrola viditelných částí. Závada nebyla nalezena.

Na VD Stanovice se v té chvíli nacházely nefunkční uzávěry obou SV, čímž byl dosažen mezní jev dle programu TBD a situace naplnila vznik I. stupně povodňové aktivity při nebezpečí zvláštní povodně. Dne 22.03.2021 se podařilo uzávěr nějak zprovoznit. Následovala nekonečná reklamační jednání a dohady o příčinách nefunkčnosti. v jejich průběhu došlo k demontáži levé spodní výpusti v červenci 2023. Následně dodavatel ukončil svoji podnikatelskou činnost. Přišlo rozhodnutí o dodání nových uzávěrů i pro levou spodní výpust. Smlouva s jiným dodavatelem nabyla účinnosti 31.07.2024 s termínem dokončení 31.08.2025. Při realizaci nedošlo k posunutí termínu, ale levá spodní výpust se zdárně dokončila v dubnu 2026.

3. ZÁVĚR

Na VD Jirkov probíhá vlastní realizace od 25.10.2017 do současnosti včetně reklamace. Na VD Stanovice probíhala od 11.04.2019 do 21.04.2026. Zdali bude uplatněna reklamacie, uvidíme... Obě zmiňované realizace na významných vodních dílech jsou velmi znepokojivé. Je stále těžší zajistit jejich provozuschopnost. a vyhlídky nejsou vůbec příznivé.

Ing. Martin Cidlinský

Povodí Ohře, státní podnik, Chomutov

cidlinsky@poh.cz

REKONSTRUKCE PROVOZNÍCH UZÁVĚRŮ SPODNÍCH VÝPUSTÍ NA VODNÍM DÍLE HUSINEC

M. Král

Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika

Abstrakt: Příspěvek se věnuje komplexní technické přípravě a řešení rekonstrukce návodních uzávěrů spodních výpustí na vodním díle Husinec, které se nachází na řece Blanici. Hlavním účelem navrhované modernizace je zvýšení provozní spolehlivosti a zajištění bezpečné manipulace s odtoky v souladu s manipulačním řádem, a to nahrazením původních značně opotřebovaných prvků z let 1934–1941.

Předmětem rekonstrukce je výměna hradicích tabulí obou spodních výpustí DN 1400, včetně jejich vedení, dorazů a česlí. Technické řešení respektuje specifické provozní nároky: uzávěr levé výpusti je koncipován jako rychlouzávěr schopný uzavírání do průtoku, zatímco pravý uzávěr slouží jako provizorní hrazení. Ovládání hradicích tabulí bude nově zajištěno elektromechanickými pohony se servomotory a Gallovými řetězy, které budou umístěny v nově vybudovaném objektu strojovny na manipulační plošině koruny hráze. Zásadní technickou výzvu projektu představuje fakt, že podstatná část demontážních a montážních prací bude probíhat potápěčským způsobem pod hladinou vody v hloubkách až 25 m, a to za plného provozu vodárenské nádrže bez možnosti snížení hladiny. Součástí stavby je rovněž plošná sanace železobetonových konstrukcí vtokového objektu a instalace moderního řídicího systému s dálkovým přenosem dat.

1. ÚVOD

Vodní dílo Husinec bylo vybudováno v letech 1934–1941 na řece Blanici v říčním kilometru 57,588. Vzdouvací objekt je zděná oblouková tížná hráz z lomového kamene s žulovým obkladem, dosahující maximální výšky 34,10 m nad základovou spárou. Účel vodního díla je víceúčelový: ochrana území před povodněmi, akumulace surové vody pro vodárenský odběr úpravny Husinec, zajištění minimálního průtoku v korytě pod hrází a využití hydroenergetického potenciálu v malé vodní elektrárně (MVE).

Původní technologické vybavení spodních výpustí pochází z roku 1937 od firmy Bratři Prášilové a spol. Vzhledem k jeho stáří a pokročilé korozi vykazují hradicí tabule i jejich vedení značné funkční opotřebení, které již neodpovídá nárokům na bezpečnou a přesnou manipulaci dle platného manipulačního řádu.

2. SOUČASNÝ TECHNICKÝ STAV A POTŘEBA REKONSTRUKCE

Výpustné zařízení Husince zahrnuje dvě hlavní potrubí profilu DN 1400 a jednu středovou základovou výpust DN 600. Stávající návodní uzávěry jsou tvořeny ocelovými hradicemi tabulemi nýtované konstrukce, ovládanými z manipulační plošiny na koruně hráze pomocí článkových řetězů. Průzkumy a prohlídky provozovatele (Povodí Vltavy, státní podnik) indikovaly nutnost celkové výměny, neboť těsnicí plochy a boční vedení již neposkytují dostatečnou těsnost, což je kritické zejména u levé výpusti, která slouží jako nátok pro turbínu MVE.

3. NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Hlavním předmětem rekonstrukce je výroba a montáž dvou nových ocelových hradicích tabulí pro výpusti DN 1400. Levá spodní výpust je navržena jako svařenec z oceli S355 o celkové hmotnosti 5,30 tuny. Konstrukce je dimenzována tak, aby byla schopna uzavírání do plného průtoku (funkce rychlouzávěru). Tabule je opatřena čtyřmi pojezdovými koly uloženými na soudečkových ložiskách, která pojíždějí po ocelových kolejnicích. Pravá spodní výpust (provizorní hrazení) slouží k hrazení do vyrovnaných hladin, čemuž odpovídá lehčí konstrukce o hmotnosti 1,35 tuny bez pojezdových kol. Obě tabule budou opatřeny prstencovým pryžovým těsněním, které bude dosedat na repasované bronzové těsnicí plochy vtokových armatur. Zavěšení tabulí bude nově realizováno na nerezových Gallových řetězech (typ DGV 110 pro rychlouzávěr a DGV 70 pro provizorní hrazení).

Na koruně hráze v místě stávající manipulační podesty bude vybudován nový objekt strojovny pohonů. Konstrukci strojovny o půdorysných rozměrech cca 7,6 x 2,6 m tvoří prostorový ocelový rám se zaobleným plechovým zastřešením z plexiskla. k ovládání budou sloužit elektromechanická soustrojí se samosvornými servopohony AUMA a kuželovými převodovkami. Celkový instalovaný příkon pohonů je navržen na 10,5 kW. Součástí je i automatizovaný systém řízení s dálkovým přenosem dat o poloze tabulí do velínu hrázového.

Nové rámy návodních uzávěrů zajistí přesné vedení tabulí v uzavírací zóně. Tyto sdružené ocelové rámy výšky 4,25 m budou ukotveny pomocí chemických kotev a epoxidových pryskyřic k betonovému vtokovému objektu. Součástí je i kompletní výměna česlí klecového typu z korozivzdorné oceli třídy 1.4301. Česle levé výpusti mají navrženou světlost průtů 30 mm (ochrana turbíny), zatímco u pravé výpusti je světlost 120 mm.

4. SPECIFIKA REALIZACE A SANACE BETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

Realizace stavby je silně ovlivněna požadavkem na zachování provozu vodárenské nádrže. Hladinu nelze snížit pod úroveň, která by zajistila suchý přístup k uzávěrům. Většina prací bude proto probíhat potápěčsky v hloubkách do 25 m. Důležitým technologickým krokem je plošná sanace železobetonových konstrukcí vtokového objektu: povrchy pod hladinou budou očištěny vysokotlakým vodním paprskem a následně sanovány tixotropní epoxidovou pastou určenou pro aplikaci pod vodou v tloušťce 1–5 mm. Nad hladinou bude k sanaci manipulační plošiny využita opravná cementová malta s atestem na styk s pitnou vodou. Původní železobetonová konzola manipulační plošiny bude nadbetonována deskou tloušťky 320 mm z betonu C30/37, čímž dojde ke sjednocení úrovně s chodníky na koruně hráze (kóta 532,05 m n. m.). Předpokládaná doba realizace je 18 měsíců.

5. ZÁVĚR

Rekonstrukce provozních uzávěrů na VD Husinec představuje technicky náročný zásah do historického objektu realizovaný ve specifických podmínkách potápěčských prací. Implementace moderních elektromechanických pohonů se systémem průběžného sledování polohy, náhrada zkorodovaných nýtovaných tabulí novými svařenci a sanace betonových konstrukcí zajistí prodloužení životnosti díla o další desetiletí.

*Ing. Martin Král**Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika**martin.kral@pvl.cz*

DIAGNOSTIKA A STRATEGIE OBNOVY ODBĚRNÝCH OBJEKTŮ VYBRANÝCH VODNÍCH DĚL

P. Lachman & M. Král

Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Příspěvek se zabývá problematikou stárnutí a degradace ocelových potrubních tras pro odběr surové vody na strategicky významných vodárenských nádržích v České republice, konkrétně na vodních dílech Římov, Švihov, Nýrsko, Pílská a Láz. Tyto objekty se nacházejí v různých fázích svého životního cyklu a jsou vystaveny rozdílným korozním vlivům, odlišným režimům proudění a specifickým provozním zatížením, stejně jako rozdílnému chemickému složení surové vody.

V první části práce je představena metodika prohlídek, komplexních technických průzkumů a jejich výsledky. Diagnostika zahrnovala nedestruktivní měření tloušťek stěn pomocí ultrazvukové defektoskopie, vizuální inspekce standardně trvale zaplavených částí prostřednictvím dálkově ovládaného robota, radiografické zkoušky svarových spojů a kritických detailů potrubí a analýzu stavu vnitřních i vnějších antikorozních ochranných povrchů. Hodnoceny byly rovněž provozní podmínky a historické zásahy do potrubních tras.

Vyhodnocení technického stavu identifikovalo kritická místa s urychlenou degradací, zejména armaturní šachty, přechody mezi úseky vedenými ve štole, v zabetonovaných blocích a svarové spoje. Příspěvek dále popisuje realizovaná dočasná i trvalá opatření zajišťující provozuschopnost zařízení a podrobně rozebírá proces přípravy komplexních rekonstrukcí. Zvláštní důraz je kladen na koordinaci prací za plného provozu vodárenských odběrů, návrh moderních materiálů s prodlouženou životností a ekonomické aspekty optimalizace investic do obnovy klíčových prvků kritické infrastruktury.

1. ÚVOD

Odběrné objekty vodárenských nádrží představují klíčové prvky vodohospodářské infrastruktury zajišťující kontinuální dodávku surové vody. Tyto objekty jsou zpravidla tvořeny ocelovými potrubními trasami umístěnými ve složitých podmínkách - ve štole, pod terénem nebo v konstrukčních blocích. V důsledku dlouhodobého provozu dochází k postupné degradaci materiálu, zejména vlivem koroze, mechanického namáhání a technologických nedostatků z doby výstavby.

Odběrná potrubí vodárenských nádrží mají pro provozovatele zvláštní význam, protože porucha v těchto částech může mít přímý vliv na spolehlivost odběru surové vody a na provoz navazujících úpraven vody. Diagnostika proto nemůže být omezena pouze na běžnou vizuální prohlídku přístupných částí. u starších ocelových potrubí je nezbytné kombinovat vizuální hodnocení, nedestruktivní měření a prověření kritických detailů, zejména svarových spojů.

S ohledem na význam těchto zařízení pro zásobování obyvatelstva pitnou vodou je nezbytné systematicky hodnotit jejich technický stav a navrhnout odpovídající strategie obnovy. Příspěvek shrnuje poznatky z diagnostiky vybraných vodárenských nádrží se zaměřením na detailní průzkum potrubí DN600 na vodním díle Nýrsko. Tento objekt byl zvolen jako reprezentativní případ, protože na něm byla provedena kombinace vizuální robotické inspekce, ultrazvukových měření a radiografických zkoušek svarových spojů.

2. POPIS ŘEŠENÝCH OBJEKTŮ

Sledované vodárenské nádrže Římov, Švihov, Nýrsko, Pílská a Láz vykazují rozdílné konstrukční řešení odběrných objektů i odlišné provozní podmínky. Společným znakem je využití ocelových potrubních tras pro odběr surové vody a jejich dlouhodobé provozování v prostředí se zvýšeným korozním namáháním.

Vodní dílo Římov je vybaveno odběrným potrubím DN1200, u kterého je dlouhodobě prováděn systematický diagnostický monitoring včetně měření tloušťky stěn a kontroly vnitřního povrchu prostřednictvím revizních vstupů.

Vodní dílo Švihov disponuje odběrným potrubím DN1400, u něhož byly při diagnostických kontrolách identifikovány projevy degradace protikorozních ochranných povrchů, vyžadující přípravu odpovídajících sanačních opatření.

Vodní dílo Nýrsko je osazeno odběrným potrubím DN600, které bylo zvoleno jako detailně analyzovaný referenční objekt. Kombinace vizuální robotické inspekce, ultrazvukového měření a radiografických zkoušek zde umožnila komplexní posouzení technického stavu svarových spojů a identifikaci kritických vad.

Vodní dílo Pílská je vybaveno odběrným potrubím DN350 a vodní dílo Láz odběrným potrubím DN400. u obou objektů je technický stav průběžně sledován v rámci systematického programu diagnostiky a plánování obnovy odběrných objektů.

U jednotlivých objektů se liší zejména dimenze potrubí, způsob jejich vedení, přístupnost pro kontrolní činnost, charakter protikorozi ochrany i provozní režim odstávek. Tyto rozdíly významně ovlivňují volbu diagnostických metod i návrh optimální strategie obnovy.

3. METODIKA DIAGNOSTIKY

Pro hodnocení stavu odběrných potrubí byla využita kombinace metod, které se vzájemně doplňují. Cílem nebylo pouze zjistit aktuální stav přístupného povrchu potrubí, ale také identifikovat skryté vady, které mohou být rozhodující pro bezpečnost a spolehlivost dalšího provozu.

Tabulka 1: Přehled hlavních diagnostických metod použitých při hodnocení potrubních tras

Metoda	Účel	Výstup pro hodnocení
Vizuální kontrola / robotická inspekce	Zjištění stavu vnitřního povrchu a přístupných detailů	Inkrustační vrstvy, korozní produkty, zjevné poruchy, orientace v trase
Ultrazvukové měření tloušťky	Ověření zbytkové tloušťky stěny potrubí	Orientační hodnota tloušťky stěny, lokální odchylky
Radiografická zkouška svarů	Prověření vnitřních vad svarových spojů	Pórovitost, neprůvar, lineární vady, studené spoje, zápaly
Vyhodnocení provozních údajů	Zohlednění historie oprav a provozního zatížení	Stanovení priorit obnovy a návrh monitoringu

3.1 VIZUÁLNÍ KONTROLA

Pro umožnění inspekce vnitřního povrchu potrubí DN600 na VD Nýrsko byl zřízen revizní otvor DN400. Revizní otvor byl proveden z důvodu prostupnosti monitorovacího robotu. Po jeho zhotovení byla provedena vizuální kontrola pomocí inspekčního robotu vybaveného kamerovým systémem.

Kontrola probíhala v celé délce potrubní trasy od revizního otvoru přes zúžení v oblasti průtokoměru až po rozbočení k trojici vstupních ventilů umístěných ve strojovně. Následně byla provedena také kontrola části potrubí směrem k venkovnímu úseku a k odbočce vypouštění. Robotická inspekce umožnila získat souvislý kamerový záznam a ověřit stav vnitřního povrchu v úsecích, které nejsou běžně přístupné.

3.2 ULTRAZVUKOVÁ MĚŘENÍ

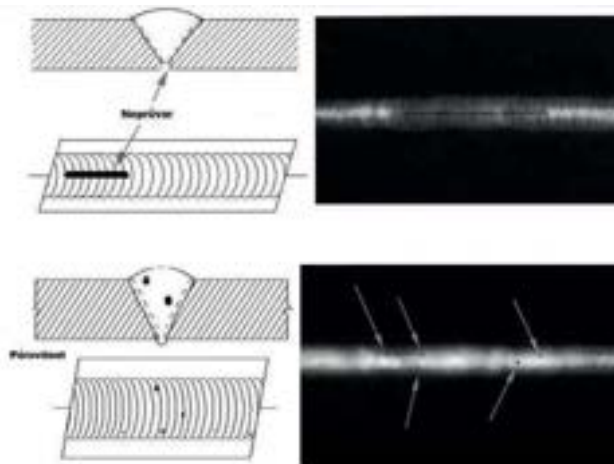
Tloušťka stěny potrubí byla orientačně ověřena ultrazvukovou metodou. Zjištěná tloušťka se pohybovala přibližně kolem 7 až 8 mm, což odpovídá původním konstrukčním parametrům s lokálními odchylkami. Měření tloušťky stěny bylo využito zejména jako doplňkový podklad k posouzení, zda zjištěné vady svarů doprovází také významné plošné zeslabení základního materiálu.

Ultrazvukové měření je vhodné pro rychlé ověření stavu stěny v přístupných místech, neumožňuje však samo o sobě spolehlivě posoudit vnitřní kvalitu svarových spojů. Z tohoto důvodu bylo doplněno radiografickými zkouškami.

3.3 RADIOGRAFICKÉ ZKOUŠKY

Stěžejní část diagnostiky představovala radiografická kontrola svarových spojů. Bylo provedeno 66 platných RTG snímků zaměřených na kritické oblasti potrubí. Kontrolovány byly zejména obvodové svary, spirálové svary a místa předchozích oprav. Snímky byly pořizovány v úsecích, kde bylo možné očekávat zvýšené riziko výskytu vad nebo jejich dalšího rozvoje.

Radiografické zkoušky umožňují identifikovat vady, které nejsou při vizuální kontrole patrné. Jedná se zejména o pórovitost, neprůvar, studené spoje, zápaly, trhliny, červovité póry a nedostatečné provaření kořene svaru. Pro hodnocení byly využity příslušné normové klasifikace vad svarových spojů a výsledky z protokolů nedestruktivních zkoušek.



Obrázek 1: Schéma typických vad svarového spoje a jejich projevu na radiografickém snímku - neprůvar a pórovitost.

4. VÝSLEDKY DIAGNOSTIKY

4.1 VIZUÁLNÍ STAV POTRUBÍ

Vnitřní povrch potrubí byl pokryt souvislou vrstvou inkrustů a korozních produktů. Tento stav odpovídá běžnému provozu obdobných zařízení a dlouhodobému kontaktu potrubí se surovou vodou. Inkrusty byly při pohybu robotu v některých místech mechanicky narušeny, což potvrdilo jejich relativně snadnou oddělitelnost od povrchu.

Vizuální kontrola neprokázala zásadní porušení kontinuity stěny potrubí. Nebyla zjištěna zjevná perforace ani lokální poškození stěny, které by samo o sobě vyžadovalo okamžitý havarijní zásah. Stav vnitřního povrchu lze z pohledu vizuální inspekce hodnotit jako odpovídající stáří a povaze užívání potrubí.

Tento závěr je však nutné interpretovat opatrně. Vizuální stav vnitřního povrchu nepostihuje vnitřní vady svarů a nemusí odhalit trhliny nebo nespojitosti překryté korozními produkty a inkrusty. Proto byla rozhodující část hodnocení založena na RTG kontrole.

4.2 VÝSLEDKY RTG ZKOUŠEK

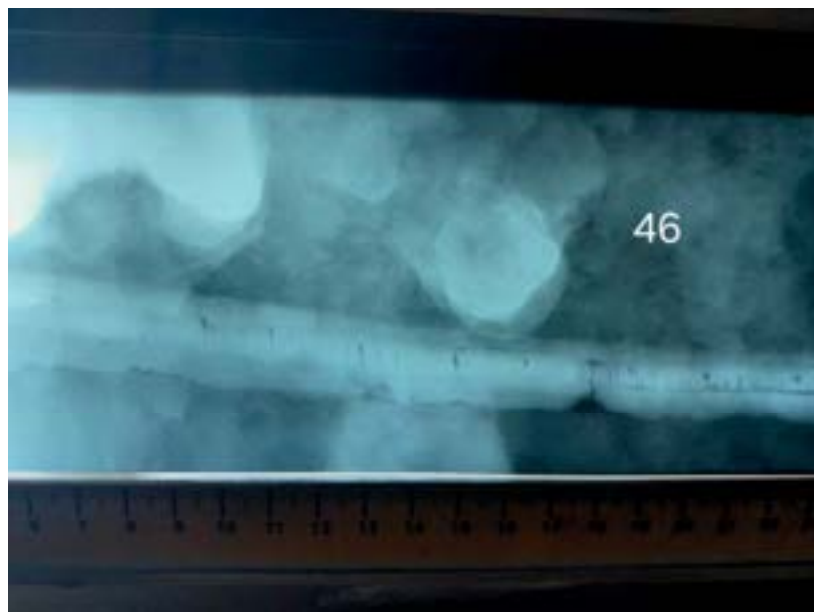
Z celkového počtu 66 RTG snímků bylo 20 vyhodnoceno jako nevyhovujících, což představuje 30,3 % kontrolovaného rozsahu. Tento podíl indikuje významnou míru vad svarových spojů a současně potvrzuje, že pouhé vizuální hodnocení stavu potrubí není pro rozhodování o dalším provozu dostačující.

Identifikované vady lze rozdělit do následujících skupin:

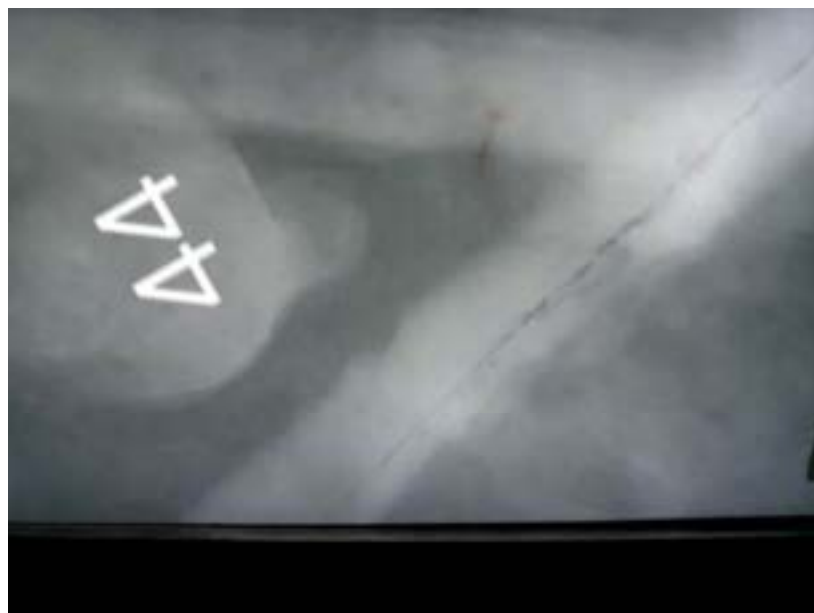
- pórovitost svaru, včetně lokální koncentrace pórů ve svarovém kovu,
- neprůvar a nedostatečné provaření kořene svaru,
- studený spoj,
- zápaly v oblasti svaru a tepelně ovlivněné oblasti,
- trhliny a lineární nespojitosti,
- červovité póry.

Vady byly detekovány jak v obvodových, tak ve spirálových svarech potrubí. Výsledky ukazují, že se nejedná pouze o ojedinělou lokální vadu, ale o stav, který je nutné posuzovat systémově. Z hlediska provozní spolehlivosti jsou nejzávažnější zejména lineární vady a trhliny, které mohou být iniciátorem dalšího šíření poruchy při změnách tlaku, vibracích a opakovaném provozním zatížení.

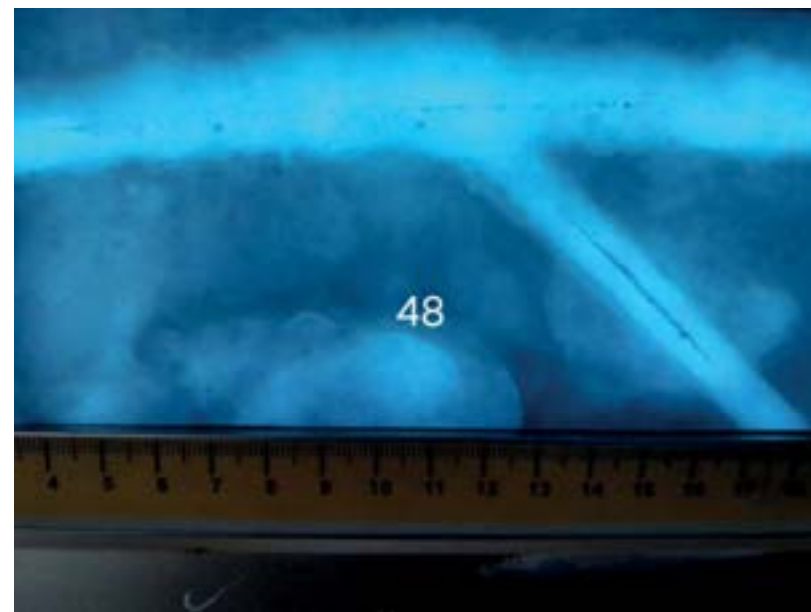
Pro interpretaci výsledků je významné, že již v dřívějších zkouškách byly vybrané úseky spirálového svaru vyhodnoceny jako nevyhovující. Novější rozšířená kontrola potvrdila, že problematika svarových spojů je pro posouzení další životnosti potrubí zásadní.



Obrázek 2: RTG snímek č. 46 - pórovitost a lineární indikace praskliny svaru



Obrázek 3: RTG snímek č. 44 - viditelná lineární prasklina svaru orientovaná šikmo k ose potrubí



Obrázek 4: RTG snímek č. 48 - vady spirálového svaru DN600



Obrázek 5: RTG snímek č. 50 - lineární vada v oblasti svarového spoje



Obrázek 6: RTG snímek - další příklad vady svarového spoje na potrubí DN600

Tabulka 2: Souhrn hlavních výsledků diagnostiky potrubí DN600 na VD Nýrsko

Parametr / zjištění	Výsledek
Kontrolované potrubí	Ocelové potrubí DN600
Způsob zpřístupnění	Revizní otvor DN400 pro inspekční robot
Vizuální stav vnitřního povrchu	Souvislá vrstva inkrustů a korozních produktů; bez zjevné perforace
Orientační tloušťka stěny	Přibližně 7 až 8 mm
Počet platných RTG snímků	66
Počet nevyhovujících snímků	20
Podíl nevyhovujících snímků	30,3 %
Hlavní vady	Pórovitost, neprůvar, studený spoj, zápaly, trhliny, červovité póry, hubený kořen
Celkové hodnocení	Potrubí je z hlediska zjištěných vad svarů nevyhovující pro dlouhodobý bezpečný provoz bez zásadního opatření

5. DISKUSE A HODNOCENÍ STAVU

Výsledky diagnostiky ukazují výrazný rozdíl mezi vizuálním a skutečným technickým stavem potrubí. Zatímco vizuální kontrola indikuje relativně uspokojivý stav vnitřního povrchu,

radiografické zkoušky odhalily významné vnitřní vady svarových spojů. Tento rozdíl potvrzuje, že při hodnocení starších ocelových potrubí nelze vycházet pouze z vizuálního nálezu.

Zjištěný podíl nevyhovujících svarů představuje riziko vzniku poruch, zejména v podobě lokálních netěsností, postupného rozvoje trhlin a havarijních úniků vody. Riziko je zvýšeno skutečností, že potrubí tvoří součást vodárenského odběru, u něhož je provozní dostupnost zásadním požadavkem.

Z dlouhodobého hlediska lze potrubí hodnotit jako nevyhovující pro bezpečný provoz bez zásadních zásahů. Nevyhovující stav svarových spojů neznámá nutně okamžitou havárii, ale představuje stav s omezenou rezervou spolehlivosti. Další provoz proto musí být podmíněn pravidelným monitoringem, provozními opatřeními a přípravou rekonstrukce.

Podstatným poznatkem je rovněž skutečnost, že degradace se neprojevuje pouze plošnou korozí základního materiálu. Rozhodujícím prvkem se v tomto případě staly vady svarových spojů, které mohou mít původ v technologii výroby potrubí, v kvalitě původního svařování nebo v následném dlouhodobém provozním namáhání. Pro plánování obnovy je proto nutné zaměřit se nejen na výměnu degradovaných úseků, ale také na optimalizaci konstrukčních detailů a minimalizaci rizikových svarových míst. Porovnání jednotlivých objektů potvrzuje, že technický stav odběrných potrubí je významně ovlivněn nejen stářím konstrukce, ale především způsobem uložení, kvalitou protikorozi ochrany a možností pravidelné diagnostické kontroly.

6. NÁVRH OPATŘENÍ A STRATEGIE OBNOVY

Na základě výsledků diagnostiky lze navrhnout soubor krátkodobých, střednědobých a dlouhodobých opatření. Cílem není pouze odstranění jednotlivých zjištěných vad, ale vytvoření strategie obnovy, která zajistí dlouhodobou spolehlivost odběrných objektů a současně umožní provozní koordinaci s odběrem surové vody.

6.1 KRÁTKODOBÁ OPATŘENÍ

Krátkodobá opatření mají zajistit bezpečné období do realizace komplexnější obnovy. Patří mezi ně především pravidelný monitoring kritických míst, kontrola míst předchozích oprav, lokální opravy vadných svarů v případě zjištění netěsností nebo rychlého rozvoje vady a vyhodnocování provozních stavů, které mohou zvyšovat namáhání potrubí.

V rizikových úsecích je vhodné zvažovat omezení provozního zatížení nebo řízený provozní režim, pokud to umožňuje vodárenský systém. Součástí krátkodobých opatření by mělo být také uchování a průběžná aktualizace pasportu vad, včetně přesné polohy zjištěných indikací.

6.2 DLOUHODOBÁ OPATŘENÍ

Dlouhodobým řešením je postupná rekonstrukce potrubních tras, případně náhrada kritických úseků novými potrubními díly. Při návrhu je vhodné preferovat materiály a konstrukční řešení s vyšší životností, kvalitní vnitřní i vnější antikorozi ochranou a omezením počtu rizikových svarových detailů.

U obnovy vodárenských odběrů je nutné zohlednit také hygienické požadavky, požadavky na kvalitu vody, možnost odstávek a dostupnost náhradního provozního řešení. Rekonstrukce proto musí být připravována nejen jako stavebně-technický zásah, ale jako součást širší provozní strategie.

6.3 STRATEGICKÝ PŘÍSTUP

Zásadním požadavkem je realizace prací za plného nebo omezeného provozu vodárenského odběru. To klade vysoké nároky na koordinaci prací, technologické postupy a bezpečnost. Vhodným postupem je etapizace obnovy podle míry rizika jednotlivých úseků a podle jejich významu pro provoz.

Strategie obnovy by měla vycházet z kombinace diagnostických výsledků, provozní důležitosti objektu, technické proveditelnosti zásahu a ekonomického posouzení. u objektů kritické infrastruktury je nutné zohlednit nejen přímé investiční náklady, ale také náklady a rizika spojená s případnou havárií nebo omezením odběru surové vody.

6.4 ORGANIZACE REALIZACE A ZAJIŠTĚNÍ PROVOZU BĚHEM REKONSTRUKCE

Realizace navržené rekonstrukce vodárenského potrubí je z hlediska provozu odběrného objektu výrazně limitována nutností zachování kontinuální dodávky surové vody do vodárny. Provozovatel vodárny umožňuje pouze krátkodobou odstávku odběru, a to v maximálním rozsahu přibližně 10 hodin.

Z tohoto důvodu byl navržen etapový postup prací, který minimalizuje dobu úplného přerušení dodávky vody a umožňuje provádění rozhodujících stavebních zásahů při současném zajištění náhradního způsobu odběru.

1. etapa – vybudování bypassu

V první etapě dojde k realizaci dočasného obtokového potrubí (bypassu) pro zajištění odběru vody do vodárny. Bypass bude napojen v prostoru strojovny MVE přímo za uzavíracími šoupaty vodárenského potrubí.

Trasa bypassu bude vedena zavzdušňovacím prostupem do odpadní štol, kterou bude potrubí vyvedeno mimo těleso hráze. Následně bude bypass napojen zpět na vodárenské potrubí za úrovní předávacího místa, tedy již na potrubí v majetku provozovatele vodárny.

Toto řešení umožní plnohodnotné převedení odběru vody mimo rekonstruovaný úsek.

2. etapa – přepojení na bypass

V průběhu přepojování systému na bypass bude nutné krátkodobě zajistit dodávku vody náhradním způsobem. k tomu bude využito čerpání vody z vývaru pomocí kontejnerových čerpadel Hasičského záchranného sboru (HČR).

Doprava vody do vodárny bude zajištěna pomocí hadicových vedení. Vzhledem k trasování těchto vedení bude po dobu realizace tohoto opatření nezbytné dočasné uzavření silnice III/19021.

3. etapa – výměna potrubí

Po uvedení bypassu do provozu bude možné provést vlastní rekonstrukci potrubní trasy. Ta bude spočívat v kompletní výměně vodárenského potrubí v úseku od uzavíracích šoupatků ve strojovně MVE, přes dělicí místo (T-kus) až do prostoru vývaru.

V této fázi budou realizovány veškeré stavební a montážní práce bez omezení dodávky vody, která bude zajištěna přes dočasný bypass.

4. etapa – odpojení bypassu a uvedení do provozu

V závěrečné etapě bude provedeno odpojení bypassu a přepojení nového potrubí do standardního provozu. Obdobně jako ve druhé etapě bude nutné krátkodobě zajistit dodávku vody pomocí kontejnerových čerpadel HČR s využitím hadicových vedení.

I v tomto případě se předpokládá dočasné omezení dopravy na komunikaci III/19021.

7. ZÁVĚR

Diagnostika potrubních tras odběrných objektů vodárenských nádrží prokázala významnou míru degradace, zejména v oblasti svarových spojů. Kombinace vizuálních a nedestruktivních metod umožnila komplexní posouzení technického stavu a odhalila vady, které by při běžné vizuální kontrole nebyly spolehlivě identifikovány.

Na příkladu potrubí DN600 na vodním díle Nýrsko bylo prokázáno, že i při relativně uspokojivém vizuálním stavu může být konstrukce z hlediska vnitřních vad nevyhovující. Zjištěný podíl 20 nevyhovujících RTG snímků z celkového počtu 66, tedy 30,3 %, představuje významné riziko pro další provoz.

Výsledky potvrzují nutnost systematického přístupu k diagnostice a plánování obnovy těchto zařízení s důrazem na bezpečnost, spolehlivost a ekonomickou efektivitu. Provozovatelé vodárenských nádrží by měli u obdobných potrubních tras uplatňovat pravidelnou kombinovanou diagnostiku, průběžně vyhodnocovat stav kritických detailů a připravovat rekonstrukce s dostatečným předstihem. Zjištěný stav svarových spojů současně ukazuje, že u obdobných potrubních tras nelze při rozhodování o jejich další provozuschopnosti spoléhat pouze na vizuální hodnocení, ale je nezbytné systematické využívání nedestruktivních diagnostických metod.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři děkují pracovníkům Povodí Vltavy, státní podnik, a spolupracujícím dodavatelům diagnostických prací za poskytnutí podkladů, zajištění provozní součinnosti a spolupráci při vyhodnocení technického stavu potrubních tras.

LITERATURA

- [1] DS Machine s.r.o. Odborné posouzení MVE Nýrsko - Kontrola vodárenského potrubí DN600, MAN.25.039.001_R01, 2025.
- [2] GAMALUX Plzeň spol. s r.o. Protokol o radiografické zkoušce A-144/23/RT a Protokol o zkoušce ultrazvukem A-027/23/UT, VD Nýrsko, 2023.
- [3] KKK-NDT, Karel Janda. Protokol o radiografické zkoušce 042K25-N-RT, RT spirálového svaru na vodárenském potrubí DN600 ve štole, VD Nýrsko, 2025.
- [4] ČSN EN ISO 17636-1. Nedestruktivní zkoušení svarů - Radiografické zkoušení - Část 1: Rentgenové a gama záření s filmem.
- [5] ČSN EN ISO 17640. Nedestruktivní zkoušení svarů - Zkoušení ultrazvukem - Techniky, úrovně zkoušení a posuzování.

Ing. Pavel Lachman

Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 3178/8, 150 00 Praha 5

pavel.lachman@pvl.cz

Marek Král

Povodí Vltavy, státní podnik, Denisovo nábřeží 2430/14, 301 00 Plzeň

marek.kral@pvl.cz

CFD ANALÝZA PRŮTOKU PŘELIVU SE SEGMENTOVÝM UZÁVĚREM

J. Souček & P. Nowak

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Použití CFD analýz pro posouzení kapacity přelivů představuje efektivní alternativu k fyzikálnímu modelování, zejména při analýze širokého spektra provozních a extrémních povodňových stavů.

Na lokalitě dolní nádrže přečerpávací elektrárny Dlouhé stráně byla provedena komplexní CFD analýza celého hydraulického „uzlu“ zahrnujícího bezpečnostní přeliv vybaveného třemi segmentovými uzávěry, skluz, spodní výpusti zaústěné do spadiště a navazující odpadní tunel s rozdělovacím objektem a navazujícími dvěma paralelními chodbami.

Numerické simulace byly provedeny v programu ANSYS CFX s využitím metody *Volume of Fluid* (VOF) v kombinaci s turbulentním modelem SST. Tento příspěvek se konkrétně zaměřuje na hydraulické chování hrazeného bezpečnostního přelivu v širokém rozsahu poloh hladiny vody v nádrži a poloh segmentových uzávěrů, včetně extrémních průtoků zahrnujících přepad přes horní hranu uzávěru. Primárním výsledkem analýzy je 3D „průtoková plocha“ jako funkce polohy hladiny vody v nádrži a polohy uzávěru.

Mezi zajímavá zjištění patří nestandardní chování v několika provozních oblastech, zejména v interakci proudící hladiny se spodní hranou uzávěru, které narušuje rychlostní a tlakové pole, což v určitých provozních oblastech vede ke snížení průtokové kapacity i při zvyšování horní hladiny. CFD model přesně zachycuje kolizi proudící vody s hradicí konstrukcí se zahrnutím snížení hladiny vlivem rychlostní výšky, hydraulických ztrát i boční kontrakce.

Dalším významným výstupem jsou zatěžovací hydrodynamické síly působící na ložiska segmentových uzávěrů v závislosti na jejich poloze a hladině, což představuje důležitý podklad pro návrh ložisek a ovládacího mechanismu.

Nově stanovené průtokové charakteristiky jsou porovnány s původními návrhovými podklady. Jsou identifikovány rozdíly a diskutovány pravděpodobné příčiny těchto odchylek.

1. ÚVOD A CÍLE

Před plánovanou revizí manipulačního řádu (MŘ) na dolní nádrži přečerpávací elektrárny Dlouhé stráně (DN PVE DS) byly na katedře hydrotechniky Fakulty stavební ČVUT provedeny numerické CFD analýzy celého hydraulického „uzlu“ – sdruženého objektu s přelivy a spodních výpustí s odpadní štolou a chodbou (Obrázek). Souhrnný model byl velice rozsáhlý o celkové délce několika set metrů. Nejdůležitější bylo numerické posouzení pro různé hodnoty průtoků na lokalitě až do Q_{10000} . Zároveň byla provedena posouzení jednotlivých objektů bez jejich vzájemného ovlivnění s cílem demonstrovat kapacity jednotlivých prvků při případných úpravách. V tomto článku jsou prezentovány výsledky simulace průtoku jedním přelivným polem vybaveným zdvižným segmentem.



Obrázek 1: Rozsah celého numerického modelu

2. MĚRNÁ KŘIVKA PŘELIVNÉHO POLE SE SEGMENTOVÝM UZÁVĚREM

2.1 3D GEOMETRIE A VÝPOČETNÍ SÍTĚ

Sdružený objekt DN PVE DS obsahuje celkem tři přelivná pole – jedno čelní a dvě boční. Pro vytvoření měrné křivky byla uvažováno jen čelní přelivné pole, obě boční přelivná pole jsou uvažována jako zahrazená a nevstupují do simulací. Celkový rozsah zájmového úseku je od předpolí vtoku v nádrži až po začátek skluzu pokračující do „spojné“ komory, kde se odtok od přelivů stýká s odtokem ze spodních výpustí.

Pro několik poloh segmentů a řadu úrovní hladin v nádrži bylo vytvořeno několik nestrukturovaných výpočetních sítí s prizmatickými elementy u stěn. Tvorba výpočetních sítí probíhala v programu ICEM CFD. Elementy výpočetní sítě byly velmi pečlivě využity – výška prvního elementů u prizmatických vrstev vzhledem k drsnosti povrchů, zjemnění elementů v oblasti očekávané polohy hladiny a velkých gradientů atp. Celkově výpočetní sítě obsahovaly od 6 do 10 milionů elementů v závislosti na zdvihu segmentu a poloze hladiny. Počty elementů výpočetních sítí vyplývaly z testování citlivosti výpočetní sítě na výsledky simulací.



Obrázek 2: Ukázka výpočetní sítě pro jednu polohu segmentu a hladiny v nádrži

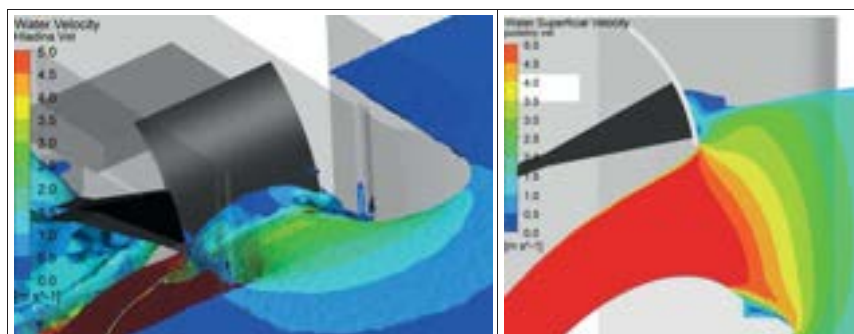
2.2 NUMERICKÉ SIMULACE

Numerické simulace byly realizovány v prostředí ANSYS CFX. Úloha byla řešena jako pseudo-ustálené (*Steady-state*) dvoufázové proudění vody a vzduchu, přičemž zvolený přístup neumožňuje zachytit časově proměnné dynamické jevy proudění, jako jsou například pulzace. Pro modelování volné hladiny byl použit přístup VOF (Volume of Fluid), konkrétně model *Fluid Pair* s nastavením *Interphase Transfer – Free Surface*, kde je volná hladina reprezentována rozhraním mezi vodní a vzduchovou fází. Pro výpočet byl zvolen homogenní vícefázový model (*Homogeneous Model*), který oproti explicitnímu modelování oddělených fází umožňuje kratší výpočetní čas při zachování dostatečné přesnosti výsledků. Tepelná výměna ani disipace mechanické energie na teplo nebyly v modelu uvažovány. Rovněž nebyla zahrnuta kavitace. Referenční tlak byl stanoven na hodnotu 1 atm.

Proudění bylo řešeno metodou RANS (Reynolds-Averaged Navier–Stokes). v rámci analýzy byly testovány tři modely turbulence: SST (Shear Stress Transport), standardní k- ϵ a RNG k- ϵ . SST model poskytuje vysokou přesnost zejména v oblastech s odtržením proudu, avšak vyžaduje velmi jemnou síť v blízkosti stěn, přičemž situaci dále komplikuje zahrnutí drsnosti stěn. Standardní k- ϵ model je numericky stabilní, robustní a výpočetně nenáročný, avšak vykazuje nižší přesnost při složitějších proudových strukturách. RNG k- ϵ model představuje kompromis mezi robustností a schopností lépe zachytit složitější turbulentní proudění a přechodové oblasti. Na základě provedeného testování byl jako nejvhodnější zvolen SST model, který byl současně numericky nejstabilnější.

Klíčovou okrajovou podmínkou byla horní okrajová podmínka typu *Opening*, reprezentující úroveň volné hladiny, respektive hydrostatický tlak v nádrži. Na dolní okrajové podmínce byla definována podmínka typu *Outlet*, reprezentující odtok do volna (skluz). Stěnové okrajové podmínky byly definovány jako *No-Slip Wall*, přičemž jejich drsnost byla nastavena tak, aby odpovídala charakteru povrchu stanovenému na základě fotodokumentace.

Časové měřítko výpočtu bylo nastaveno pomocí funkce *Auto Timescale – Conservative* s faktorem 0,2 během prvních 20 iterací a následně 0,5, což umožnilo efektivní adaptivní řízení velikosti výpočetního kroku. Výpočty byly prováděny na výpočetní stanici s využitím 12 procesorových jader.



Obrázek 3: Ukázka chování proudění pod segmentem

2.3 DISKUZE VÝSLEDKŮ CFD ANALÝZY

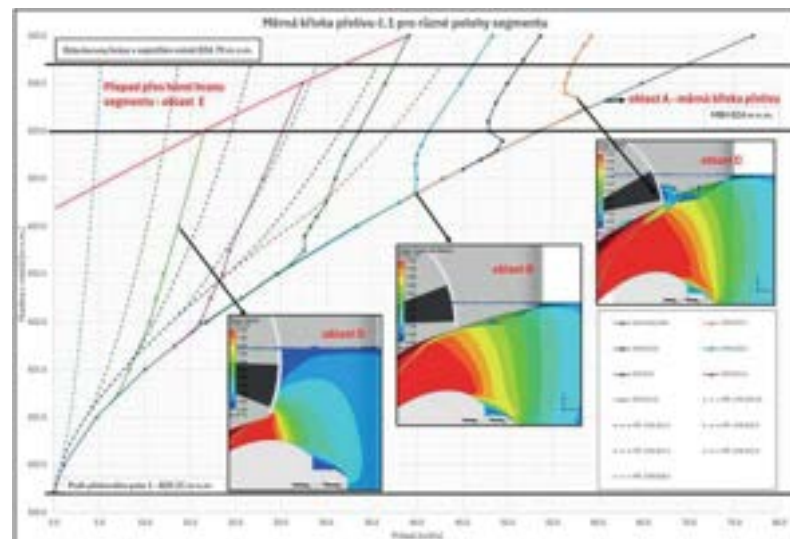
Byly provedeny simulace pro celkem 6 poloh segmentu od úrovně spodní hrany segmentu (SHS) 821.00 m n.m. až do maximálního vyhrazení 823.1 m n.m. a pro rozsah úrovní hladin od 821.00 až po fiktivní úroveň 825.00 m n.m. (kóta koruny hráze v nejnižším místě je 824.70 m n.m.). Celkem bylo tedy provedeno přes 50 simulací vazeb hladiny a SHS. Tyto body jsou vyneseny do měrných křivek (Obrázek) a v 3D grafu řízení průtoku segmentem (Obrázek). z porovnání s Manipulačním řádem (MŘ) lze konstatovat že:

- Samotný přeliv je kapacitnější, než udává manipulační řád
- MŘ chybně udává počátek ovlivnění průtoku jako bod, kdy je kóta SHS rovna hladině v nádrži. Vzhledem ke křivce snížení pod segmentem toto není pravda, a to zejména pro vyšší polohy segmentu.
- Průtok v MŘ je udáván pro průtok pod segmentem, ve skutečnosti při hladinách vyšších, nežli je horní hrana segmentu (HHS) dochází k přepadu přes segment.

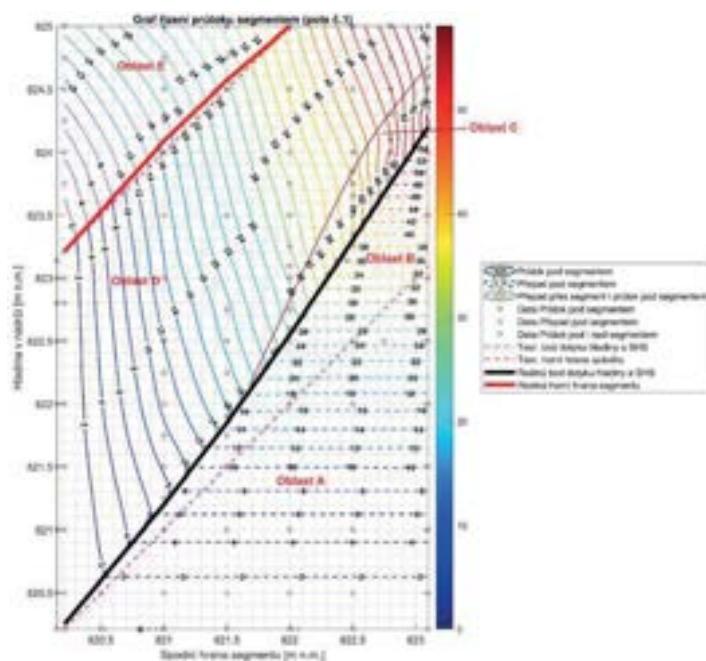
V grafech jsou pro názorný popis uvedeny oblasti a – E:

- **Oblast a** – průtok pod vyhrazeným segmentem, segment neovlivňuje průtok. Oblast je ohraničena osou prvního kvadrantu.
- **Oblast B** – průtok pod vyhrazeným segmentem, kóta SHS je nižší, než je hladina v nádrži. Vzhledem ke křivce snížení ale nedochází k ovlivnění průtoku segmentem.
- **Oblast C** – Speciální stav při vyšších polohách segmentu, kdy segment narušuje rychlostní (a tlakové) pole a kdy dochází ke snížení průtoku pod segmentem i při dalším zvýšení hladiny.
- **Oblast D** – standardní stav kdy vyhrazený segment „škrtí“ průtok přes přeliv.
- **Oblast E** – speciální stav při nižších polohách segmentu, kdy dochází kromě průtoku pod segmentem i k přepadu přes segment. Tento stav není přípustný. Simulace pro tento stav nebyly provedeny (Obrázek). Pro graf (Obrázek) byly hodnoty orientačně dopočteny rovnicí přepadu (tzn. i součtová hodnota je orientační).

Střední chybu numerického modelu odhadujeme na cca 3 % průtoku. Zároveň nízké hodnoty průtoků (odhadem cca pod $10 \text{ m}^3/\text{s}$ – $15 \text{ m}^3/\text{s}$) a malý zdvih segmentu (SHS cca pod 821 m n.m.) jsou zatíženy vyšší chybou.



Obrázek 4: Měrná křivka přelivu pro různé polohy segmentů



Obrázek 5: Graf řízení průtoku segmentem

2.4 DALŠÍ VÝSTUPY Z CFD ANALÝZY

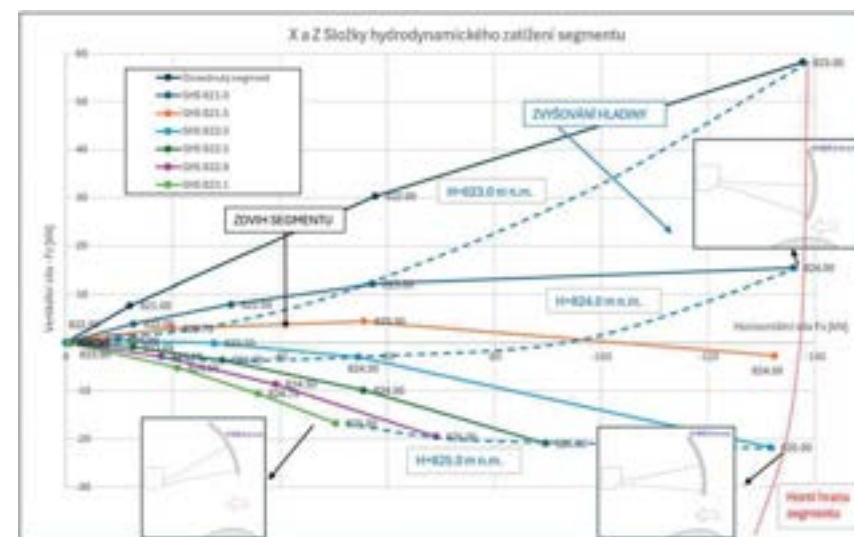
V postprocessingu simulací v CFD-Post lze vyčíslit celkové hodnoty zatížení hradičí plochy segmentu hydrodynamickou silou. Podmínky vyhodnocení jsou:

- Není uvažován přepad vody přes segment.
- Referenční poloha zavřeného uzávěru je -25.3°
- Není uvažován tlak na břit uzávěru, výsledná síla ze zatížení břitu nesměruje do ložiska (excentricita). Tato síla působí proti směru gravitace a nadlehčuje segment.

V grafu (Obrázek) jsou vyhodnoceny vodorovná F_x a svislé složky F_z výslednice pro polohy, pro které byla provedena CFD analýza a nejsou zde zahrnuty stavy při přelivu přes horní hranu segmentu.

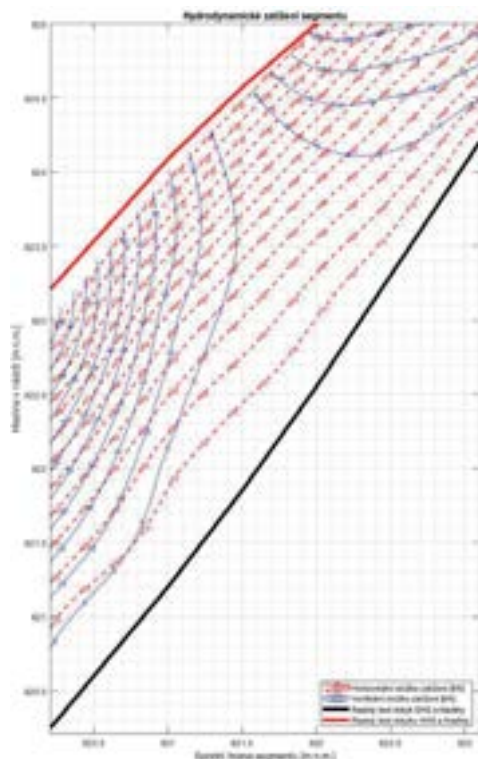
Získané hodnoty hydrodynamického zatížení segmentu představují vhodný podklad pro dimenzování segmentu, zejména, ložisek a pohybovacího mechanismu.

Pozn. Měřítka vodorovné a svislé složky síly nejsou shodné, a proto je úhel výslednice zkreslený. Odlišná měřítka jsou zvolena pro přehlednost grafu.



Obrázek 6: Složky hydrodynamického zatížení segmentového uzávěru

Dále lze výsledné složky sil vykreslit v „3D grafu“ (Obrázek 7) stejně jako hodnoty průtoků v Grafu řízení průtoku segmentem (Obrázek 5). Hodnoty jsou vykresleny jen v oblastech, ve kterých segment reguluje průtok, bez oblasti přepadu přes horní hranu segmentu.



Obrázek 7: Složky hydrodynamického zatížení v 3D grafu

3. ZÁVĚR

Cílem práce byl výpočet „3D měrné průtokové charakteristiky“ v závislosti na poloze segmentu a úrovni hladiny v čelním přelivném poli sdruženého objektu DN PVE DS. CFD analýza odhalila nestandardní chování průtoku při vyšších polohách segmentu a hladin, ve kterých segment narušuje rychlostní a tlakové pole proudící vody a dočasně snižuje průtok i při navyšování hladiny. Za důležité považujeme zjištění hranice, nad kterou segment začíná ovlivňovat průtok. v manipulačních rádech i v odborné literatuře se často setkáváme s mylným předpokladem, že hranice ovlivnění sklápěným segmentem začíná při rovnosti kóty spodní hrany segmentu s kótou hladiny v nádrži. Tato odchylka je dána křivkou snížení hladiny pod segmentem. Oblast velmi malých přepadových výšek je dále ovlivněna svislou odlehlostí maximální úrovně pevné přelivné plochy a úrovně dosedacího prahu segmentu. Diskutované jevy lze dokumentovat v hlavním výstupu - „3D měrné průtokové charakteristice“ určené k řízení průtoku přelivným polem se segmentem v závislosti na poloze segmentu a kóty hladiny v nádrži.

Dalším vedlejším výstupem je vyčíslení výsledného hydrodynamického zatížení segmentu z postprocessingu CFD simulací. Velikost síly a její směr jsou závislé na poloze hladiny a hradícího segmentu.

PODĚKOVÁNÍ

Děkujeme společnosti ČEZ a.s. za možnost prezentování výstupů komerční spolupráce.

LITERATURA

- [1] Analysis of the discharge capacity of radial-gated spillways using CFD and ANN – Oliana Dam case study Salazar, F., Morán, R., Rossi, R., Oñate, E. (2013).
- [2] ANSYS, Inc. (2025). ANSYS CFX-Solver Theory Guide, Release 2025 R2.
- [3] Souček, J.; Nowak, P.; Kantor, M.; Veselý, R. CFD as a Decision Tool for Pumped Storage Hydropower Plant Flow Measurement Method. Water 2023, 15, 779. <https://doi.org/10.3390/w15040779>
- [4] SOUČEK, Jiří a Petr NOWAK. Studie ověření kapacity přelivných polí a spodních výpustí – DN PVE DS. 2025.
- [5] Versteeg, H.; Malalasekera, W. An Introduction to Computational Fluid Dynamics: The Finite Volume Method, 2nd ed.; Pearson Prentice Hall: Harlow, UK, 2007; ISBN 978-013-1274-983.

Ing. Jiří Souček, Ph.D.

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra hydrotechniky

jiri.soucek.2@fsv.cvut.cz

Dr. Ing. Petr Nowak

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, katedra hydrotechniky

petr.nowak@fsv.cvut.cz

VD ORLÍK – ZABEZPEČENÍ PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD – PREZENTACE POSTUPU PRACÍ

T. Beržinský

Metrostav, a.s., Praha, Česká republika

O. Hrazdira

Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Tento příspěvek je ve své podstatě úvodem k dalším specializovaným příspěvkům kolegů z organizací podílejících se na realizaci stavby doplňkového bezpečnostního přelivu na vodním díle Orlík a prezentuje postup stavby od prezentace akce na minulou konferenci Priehradné dni 2024.

1. FÁZE PROJEKČNÍCH A PŘÍPRAVNÝCH PRACÍ

1.1 VÝCHOZÍ SITUACE

Zkušenosti s povodní v roce 2002 a náročnější technicko-bezpečnostní požadavky na vodní díla ve světě i u nás vedly státní podnik Povodí Vltavy k rozhodnutí zrealizovat opatření strategického významu, díky kterému dokáže Orlík odolat i zcela extrémním povodním, bezpečně převést desetitisícetou povodeň s kulminačním průtokem 5 300 m³ za sekundu a omezit riziko zvláštní povodně na úroveň požadovanou aktuálními předpisy. v rámci projektu bude vybudován nový doplňkový bezpečnostní přeliv se třemi poli hrazenými segmentovými uzávěry (každý o šířce 13,3 m a světlé výšce 8,15 m) a navazující skluz délky 360 m navazující na bezpečnostní přeliv. Při výstavbě se počítá se spotřebou více než 50 000 m³ konstrukčního vodostavebního železobetonu. Stavba se nachází mimo hlavní těleso hráze a segmentové uzávěry budou umístěny v místě současné manipulační plochy vodního díla.

1.2 PŘÍPRAVNÉ PRÁCE PRO REKONSTRUKCI VD ORLÍK

Příprava tohoto strategického projektu začala de facto po zmíněné povodni v roce 2002. Na základě vyhodnocení jejích dopadů na vodní dílo byl sestaven a zahájen program analýz a přípravných prací pro budoucí rekonstrukci VD Orlík.

V letech 2013 až 2015 proběhly komplexní strukturální výpočtové analýzy metodou konečných prvků (MKP), pro které byl nejdříve zajištěn inženýrsko-geologický průzkum materiálů skalního podloží a zejména kontaktu na základové spáře mezi tělesem hráze a podložím. Postupně byly zpřesňovány zatěžovací stavy odpovídající variantám v souběžně zpracovávané studii proveditelnosti. Strukturální analýzy vedly ke klíčovým doporučením týkající se maximální bezpečné hladiny, požadavků na funkci drenážního systému a zejména vhodnosti efektivitě a provozní bezpečnosti zvažovaných opatření. Rozpracování vybraných perspektivních variant bylo provedeno v roce 2013 ve studii proveditelnosti.

Celkem bylo vypracováno na 14 variant různých technických řešení a provedeny inženýrsko-geologické průzkumy, fyzikální modely a odborné studie, na kterých se podílelo akademické pracoviště ČVUT v Praze, VUT Brno, ale i zahraniční experti. Jako optimální varianta byla zvolena výše popsaná realizace doplňkového bezpečnostního přelivu se třemi poli hrazenými segmentovými uzávěry.

1.3 PRINCIP DOPLŇKOVÉHO ZABEZPEČENÍ VODNÍHO DÍLA

Nová přelivná pole mají primárně sloužit pro převedení extrémních povodňových průtoků, kdy je kapacita stávajícího bezpečnostního přelivu vyčerpána. Příkladem může být povodeň z roku 2002, která způsobila nemalé škody na vodním díle. Návrhová kapacita nových polí je 1736 m³/s. Po manipulaci s hradicím segmentem voda prochází vtokovým objektem a dále proudí uzavřeným železobetonovým profilem pod obsluhnými plochami areálu nad ním. Na vzdušní straně hráze přechází v otevřený skluz, který odvede bezpečně vodu od hráze zpět do koryta toku.

2. POSLEDNÍ DVA ROKY REALIZACE

2.1 POPIS STAVBY DO ZÁŘÍ 2024

Jak již bylo řečeno, tento příspěvek navazuje na prezentaci z minulých Priehradných dní z 09/2024.

2.2 PREZENTACE REALIZACE STAVBY V LETECH 2024–2026 ANEB CO SE DĚLO NA VD ORLÍK PO PD 2024

Zábavnou formou fotodokumentace hlavních částí stavby, zajímavostí a dílčích úspěchů si Vám dovolujeme prezentovat, co se na stavbě za poslední dva roky podařilo. Tento příspěvek, doufáme a těšíme se, doplníme prezentací a zejména pak exkurzí na stavbě v rámci konání Priehradných dnů v září 2026.



Obrázek 1: v září 2024 došlo vlivem zvýšených přítoků k řízenému zaplavení stavební jámy stavebního objektu SO 01 – vtokový objekt. Na tuto situaci byla konstrukce návodní jímky navržena a stavba organizačně připravena. Kromě cca měsíčního přerušení prací a následného vyčištění rozestavěných konstrukcí nepředstavovalo zaplavení jímky žádný větší problém. Foto ukazuje stav vtokového objektu po vyčerpání jímky v říjnu 2024.



Obrázek 2: ... a zatím co se na návodní straně uklízelo, za hrází pokračovaly betonáže stěn posledních bloků stavebního objektu SO 02 – krytá část skluzu.



Obrázek 3: Po říjnovém úklidu pracoviště byly v listopadu obnoveny práce na železobetonových konstrukcích SO 01, stav k 12/2024.



Obrázek 4: Dokončené stropy na hranici dvou největších objektů SO 02 a 03, stav k 12/2024



Obrázek 5: SO 01–v únoru 2025 jsou již patrné kontury jednotlivých tubusů.



Obrázek 6: Květen 2025 – jaro a léto je na stavbě vždy ve znamení exkurzí. V popředí patrná montáž armatury stropu levého tubusu (tubus č. 1) na SO 01.



Obrázek 7: Armování prvního stropu na vtoku – tubus č. 1, květen 2025.



Obrázek 8: Letní období rozhodně neznamenalo prázdniny pro stavbu. Červenec 2025 a zřetelný postup prací na SO 01.



Obrázek 9: Celkový pohled na VD s demontovaným jeřábem na SO 03 – otevřená část skluzu. Železobetonové konstrukce na SO 03 jsou kompletně dokončeny, probíhá dokončování přemostění skluzu a realizace schodišť a dalších dokončovacích prací.



Obrázek 10: Po dalších 3 měsících již dokončeny betonáže vtoku SO 01–říjen/2025.



Obrázek 11: v prosinci 2025 jsou dokončovány práce na SO 01 na hydrostatické části objektu. Ten převezme brzy ochrannou funkci celé stavby. Na fotce provádění hrazení tubusu č. 3.



Obrázek 12: Hrazení probíhalo zároveň jako součást suchých zkoušek technologie za dohledu zástupců všech účastníků stavby.



Obrázek 13: v lednu 2026 přebírá vtokový objekt SO 01 od dočasné návodní jímky ochrannou funkci. Nyní je možné zahájit demolicí části tělesa hráze a začít tak s vlastní stavbou SO 02 – krytá část skluzu.



Obrázek 14: Důkaz, že zima ještě existuje. Skluz v lednu 2026.



Obrázek 15: Poslední fotka s původní částí mostovky – 11. ledna 2026. Zítra bude zahájena demolice jejího pravého zavázání a posledního dilatačního bloku.



Obrázek 16: Tady už jsme bez přemostění – únor 2026.



Obrázek 17: v únoru 2026 bylo zahájeno rozpojování horniny. Čeká nás odstranit přes 40 000 m³ amfibolitu.



Obrázek 18: Dokončené konstrukce stavby stejně jako okolí SO 02 je potřeba chránit před rozletem úlomků při provádění trhacích prací.



Obrázek 19: Souhra stavebních strojů v jámě SO 02.



Obrázek 20: Probíhající těžba na druhou kotevní úroveň – duben 2026.

3. BUDOUCÍ PŘEDPOKLÁDANÝ POSTUP PRACÍ

V první polovině roku 2026 budou probíhat dleto pouze zemní práce na objektu SO 02 – krytá část skluzu. Po jejich dokončení proběhne příprava základové spáry vč. drenážního systému. Následovat budou práce na podkladním betonu a vlastních železobetonových konstrukcích. Spolu s nimi bude v druhé polovině roku 2026 zahájena montáž vlastních segmentových uzávěrů na vtokovém objektu SO 01. Nesmíme zapomenout ani na dokončení injekční clony pod SO 02 – její realizací dojde k propojení původní clony pod hrází VD Orlíku s novou částí clony pod stavebním objektem SO 01.

4. ZÁVĚR

Těšíme se na setkání jak se všemi účastníky Přehradních dní 2026 na vlastní stavbě v rámci exkurze ve čtvrtek 24. září 2026, tak případně i s odbornou veřejností, pro kterou organizujeme odborné exkurze na stavbě a na hrázi vodního díla Orlík (v případě zájmu o takovou exkurzi se na nás neváhejte obrátit).

Ing. Tomáš Beržinský

Metrostav, a.s., Praha, Česká republika

tomas.berzinsky@metrostav.cz

Ing. Ondřej Hrazdira

Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika

ondrej.hrazdira@pvl.cz

ANALÝZA NÍZKÉ BETONOVÉ KLENBOVÉ HRÁZE V KLIMATICKÝCH POMĚRECH ČR

M. Brouček, L. Satrapa & D. Černý

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Významnou materiálovou úsporou spojenou s klenbovým typem přehrad lze částečně uplatnit i v případě nižších hrází. Zásadním omezením pro aplikaci předemtného přehradního typu pro nižší přehradu představují zejména požadavky na výkopové práce potřebné pro dosažení únosných horizontů horninového masivu a klimatické poměry ČR. Výrazné poklesy teplot v zimních měsících spojené s omezeními na přesnou specifikaci betonové směsi představují hlavní zatížení pro předemtné přehradu. Příspěvek představuje jednak výsledky studie proveditelnosti 12,9 m vysoké klenbové přehradu na levostranném přítoku Kocáby v obci Rybníky ve středočeském kraji včetně výsledků analýzy napětí a deformací. z návrhu je patrné nezbytné snížení štíhlosti z důvodu teplotních zatížení. Další část příspěvku je věnována srovnání výsledných hodnot napjatosti a deformací při využití 3D modelování metodou konečných prvků s metodou prstence krakorce, která z historického hlediska je stále převažující z hlediska celkového počtu zkonstruovaných hrází.

1. ÚVOD

Z historického hlediska je patrná snaha využívat klenbového účinku u zděných přehrad již v období starověkého Říma, jak dokládají zbytky přehrad v některých částech Španělska. Stejně jako v mnohem pozdější době nebylo využití klenby podpořeno porozuměním v oblasti distribuce napjatosti od jednotlivých zatížení, ale snaha zvýšit bezpečnost takto koncipovaných přehrad. Až ve dvacátém století přichází s rozvojem analytických a posléze numerických metod možnost optimalizovat návrh klenbových přehrad pro maximální bezpečné využití vlastností použitého materiálu, kterým byl v té době již dominantně beton. Kromě konzervativních klenbových tížných přehrad tak vznikly i přehradu s extrémní štíhlostí. Jedná se například o přehradu Tolla na Korsice, Le Gage ve Francii nebo Les Toules ve Švýcarsku. Uvedené příklady provázely potíže s rozvojem trhlin, které vyřešily až dodatečná nápravná opatření. Rozvoj trhlin i u extrémně štíhlých klenbových hrází není způsoben hydrostatickým zatížením, nýbrž „nesilovými“ vlivy okolního prostředí. Jedná se o deformace podloží pod základy, horninové tlaky při uvolnění svahů údolí nebo teplotní namáhání. Jakkoliv je dnes výstavba klenbových hrází směřována k velmi vysokým stavbám, které nezřídka přesahují 250 m výšky, lze tento typ uplatnit i u nižších profilů, kde výsledné hodnoty napjatosti v zavázání nekladou tak vysoké nároky na kvalitu podložních hornin, čímž se otevírá širší portfolio vhodných profilů.

1.1 TENKÁ NÍZKÁ KLENBA JAKOŽTO ÚSPORNÝ TYP DO OBTÍŽNĚ PŘÍSTUPNÉHO TERÉNU

Při obvyklých štíhlostních poměrech bez seismického zatížení je potřeba materiálu pro klenbovou přehradu přibližně jednu sedminu oproti tížné betonové hrázi. To může hráz významnou roli při realizaci malé hráze v obtížně přístupném terénu, kde doprava většího množství materiálu, zejména čerstvého betonu, je komplikovaná a stavbu prodražuje a vystavuje rizikům spojeným s brzkým počátkem tuhnutí, ošetřováním pracovních spár a další. Zároveň je zapotřebí zdůraznit, že dobře založená klenbová hráz je velmi odolná vůči nárůstu hydrostatického zatížení při přelévání, což přesvědčivě demonstrovala hráz VD Vajont, a není tedy problém s výraznou nejistotou při stanovení charakteristik kontrolních povodní na menších

povodích. Běžně se u klenbových přehrad pohybuje součinitel bezpečnosti vůči hydrostatickému zatížení na hodnotách 7 až 12.

Za předpokladu nalezení morfologicky vhodného profilu, tj. profilu s nízkou hodnotou L/H (do 4,0), kdy L je šířka profilu v budoucí koruně hráze a H je výška, je vhodné zařadit tento konstrukční typ do projekčních úvah. Na příkladu realizace malé klenbové přehradu v oblasti sedmi pramenů na Řeckém ostrově Rhodos lze dobře demonstrovat výhody konstrukčního typu. Nádrž slouží pro závlahové účely, přičemž bilance nádrže je zlepšována převodem vody ze sousedního údolí beztlakovou štolou.



Obrázek 1: Malá klenbová přehrada na bezejmenném vodním toku v oblasti sedmi pramenů na řeckém ostrově Rhodos.

2. KLENBOVÁ HRÁZ V OBCI RYBNÍKY

2.1 SOUČASNÝ STAV

V obci Rybníky v okrese Příbram ve Středočeském kraji se na Sychrovském potoce, který tvoří levostranný přítok Kocáby v dnešní době nachází vodní dílo v technicky nevyhovujícím stavu, kterou by bylo vhodné nahradit novou konstrukcí.



Obrázek 2: pohled proti toku na poškozenou hráz stávajícího vodního díla

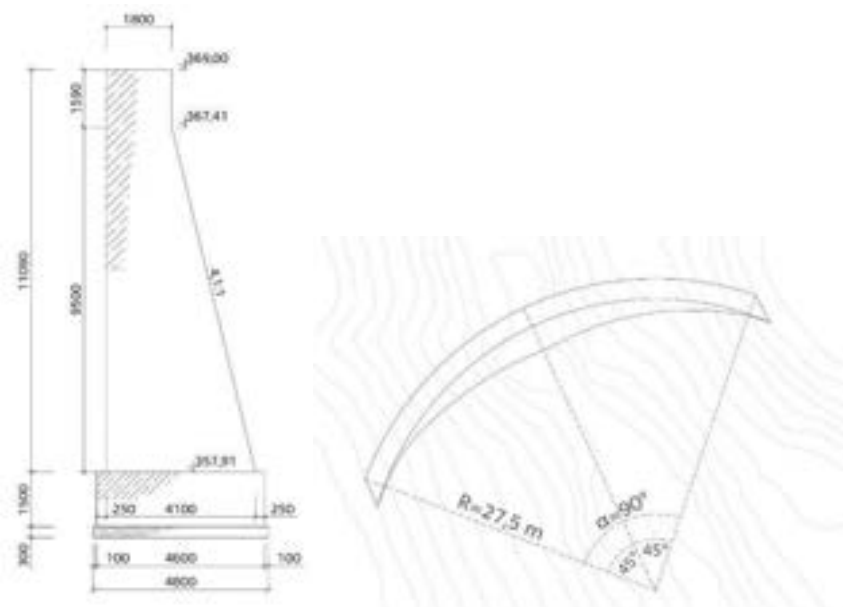
S ohledem na morfologii terénu a geologické poměry se jako vhodnou náhradou jeví betonová klenbová přehrada výšky 12,9 m. Poměr L/H je ve vybraném profilu níže po toku 3,6. a profil je téměř symetrický, což umožňuje plné využití klenbového účinku bez potřeby realizovat opěrné konstrukce. Navíc skalní podloží v údolí potoka vystupuje až k povrchu a po odtěžení navětralé horniny na povrchu poskytne únosné podloží i pro klenbovou přehradu.



Obrázek 3: Příčný profil potenciální klenbové hráze (vlevo) a místní geologické poměry (vpravo)

2.2 NÁVRH GEOMETRIE KLENBOVÉ PŘEHRADY

Základním principem návrhu klenbové přehrady je volba tvaru korunového krakorce, konceptu klenby, tj. tvar s konstantním poloměrem nebo vrcholovým úhlem, velikost vrcholového úhlu korunového prstence a natočení osy středů prstenců. Samotný návrh geometrie hráze byl předmětem diplomové práce Ing. Černého [1] a je zřejmý z následujících obrázků

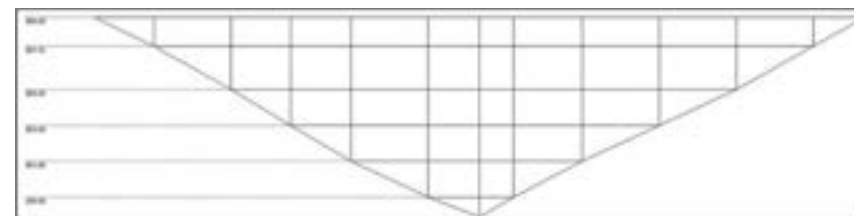


Obrázek 4: Korunový krakorec a prstenec navržené klenbové hráze

Z obrázku 4 je patrné, že standardní stíhlostní poměry klenbové přehrady jsou několikanásobně překročeny. Například výše zmíněná přehrada Tolle měla při výšce 91 m tloušťku v patě pouze 1,8 m. Navržené rozměry přehrady jsou však výsledkem analýzy napětí ve vztahu k hlavním kombinacím zatížení, viz následující podkapitola.

2.3 METODA PRSTENCŮ A KRAKORCŮ (TRIAL LOAD METHOD)

Statické řešení klenbových, respektive klenbovo-tízných přehrad lze provést analyticky jen ve velmi limitovaném počtu případů. Před nástupem metody konečných prvků byla naprostá většina klenbových přehrad navrhována s využitím metody prstenců a krakorců, která spočívá v přerozdělování aplikovaného zatížení mezi jednotlivé prstence a krakorce tak, aby se výsledná odchylka v posunech v jednotlivých bodech sítě rovnala nule. Metodu vyvinulo US Bureau of Reclamation pod názvem „Arch Dam Stress Analysis System“ a převzaly ji příslušné složky US Army Corps of Engineers a rozšířila se v rámci odborné veřejnosti. Metoda byla použita i pro základní koncepční návrh klenbové hráze v obci Rybníky. Výsledky představuje podkapitola 2.5.



Obrázek 5: Síť prstenců a krakorců pro výpočet napjatosti v předmětné hrázi

2.4 ZATÍŽENÍ

Zatímco v případě tízných přehrad představuje kombinace vztaku a hydrostatického tlaku od nádrže jednoznačně určující zatížení, v případě klenbových přehrad tomu tak není. Přírůstek hydrostatického zatížení zajišťuje vyšší hodnoty tlaků, které jsou obvykle hluboko pod limity dané třídy betonu. Rozhodujícím zatížením pro klenbové přehrad je teplota. Zejména pokles teplot v zimním období způsobuje u tenkých přehrad výrazný rozvoj tahových napětí a trhlin. Za účelem korektního určení teplotního namáhání byla realizována základní teplotní studie pro přehradní profil v obci Rybníky.

Tabulka 1 - Průměrné měsíční teploty v letech 2009 až 2024 [2]

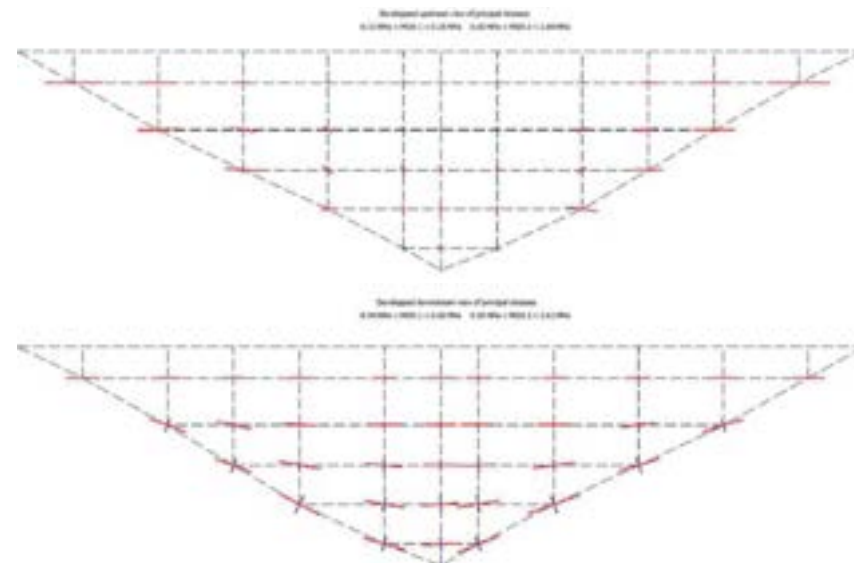
	leden	únor	březen	duben	květen	červen	červenec	srpen	září	říjen	listopad	prosinec
2010	-4,4	-1,2	3,6	8,9	12,1	17,4	20,9	17,7	11,9	6,8	5,2	-4,7
2011	-0,5	-1,2	4,7	11,4	14,2	17,7	17,0	18,5	15,2	8,5	3,0	3,0
2012	1,1	-4,3	6,2	9,1	15,3	17,6	18,7	19,0	13,8	7,7	5,1	-0,4
2013	-1,0	-0,8	-0,2	8,9	12,4	16,5	20,2	18,1	12,7	9,5	4,6	1,8
2014	1,1	2,7	6,9	10,7	12,6	16,7	20,1	16,6	14,8	10,6	6,5	2,5
2015	1,9	0,6	4,9	8,5	13,3	16,6	20,9	22,2	13,7	8,4	6,6	5,0
2016	-0,4	3,6	4,0	8,3	14,2	17,8	19,3	17,9	16,8	8,2	3,1	0,5
2017	-5,0	1,8	6,7	7,7	14,5	18,8	19,2	19,2	12,4	10,4	4,5	1,7
2018	2,9	-2,6	1,5	13,3	16,9	18,2	20,8	21,5	15,3	10,5	4,6	2,4
2019	-0,5	2,3	6,5	10,0	11,4	21,5	19,8	19,5	14,1	9,8	5,8	2,7
2020	1,4	4,8	4,6	10,1	11,7	17,0	18,7	19,6	14,8	9,6	4,4	2,5
2021	-0,3	-0,3	3,5	6,1	11,1	19,5	19,0	16,7	15,1	8,5	4,2	1,5
2022	1,6	3,9	4,0	7,1	15,1	19,5	19,2	19,7	12,7	11,1	4,5	1,1
2023	2,8	2,1	5,4	7,1	13,4	17,9	20,4	19,4	17,2	11,8	4,8	3,0
2024	0,2	6,2	7,6	10,9	15,2	18,6	20,4	20,8	15,7	10,3	3,4	1,5
dlohod. průměry	0,1	1,2	4,7	9,2	13,6	18,1	19,6	19,1	14,4	9,4	8,0	1,6

Při posouzení napjatosti přehrady je důležitý rozdíl mezi aktuální teplotou a teplotou betonu hráze v průběhu zmonolitnění, kdy dochází k zainjektování spár mezi jednotlivými bloky a hráz začíná staticky fungovat jako jeden celek. v rámci zpracování studie se potvrdilo, že u malých objemů betonů nelze očekávat nestandardní směsi, které by umožnily snížení teploty betonu před zmonolitněním. Instalace chlazení na druhou stranu popře jednoduchost realizace nízké hráze a zvýší cenovou náročnost. v návrhu je ve výsledku uvažována teplota zmonolitnění hodnotou 14°C, což je kompromisní hodnota z hlediska zrání a zimními teplotami.

Uvažované kombinace zatížení odpovídají specifikaci EM 1110-2-2201 Arch Dam Design i z důvodu absence českých technických norem v oblasti navrhování a výstavby klenbových přehrad.

2.5 NAPĚTÍ A DEFORMACE

Návrh geometrie přehrady byl iteračním postupem uzpůsoben limitům předpokládaného materiálu, tj. betonu třídy C30/37 s parametry dle EN206. Pro všechny kombinace zatěžovacích stavů jsou vypočtené hodnoty tlakových, ale zejména tahových napětí nižší, než odpovídá požadavku standardu EM 1110-2-2201. Rozhodující pro návrh byly zimní zatěžovací stavy zejména z důvodu vysoké zvolené hodnoty teploty zmonolitnění, což vede k zvýšení potřebné tloušťky hráze. Pokud bychom připustili omezené otvírání spár v důsledku překročení tahových pevností betonu, které nejsou primárním mechanismem porušení, neboť dochází k redistribuci napětí, bude návrh hráze výrazně úspornější. i tak je objem potřebného materiálu přibližně poloviční proti variantě tížné betonové hráze.



Obrázek 6: Hlavní tahová napětí na návodním a vzdušním líci při „zimní“ kombinaci zatížení – max. tahové napětí je 2,89 MPa

2.6 DISKUSE

Přestože se navržená geometrie klenbové hráze může jevit jako neúsporná, zásadní aspekt, který nebyl diskutován je umístění technologií spodních výpustí a rizika promrzání. Při optimálním návrhu, tj. zejména díky optimalizaci teplotního režimu při zmonolitnění, by tloušťka hráze v patě nepřesáhla 1,5m. Taková tloušťka prakticky vylučuje instalaci tří samostatně ovládaných uzávěrů na spodní výpust a nezbytné technologie do prostor, které nejsou vystaveny mrazovému namáhání.

3. ZÁVĚR

Příspěvek představil výsledky analýzy nízké klenbové hráze v klimatických podmínkách ČR. Při navrhování a analýze hráze v obci Rybníky, se jako zásadní faktor projevovala teplotní namáhání v zimních měsících, kdy teplota klesá k bodu mrazu a tenká betonová hráz je namáhána nepříznivě z důvodu vysokého rozdílu mezi teplotou betonu při zmonolitnění a teplotou betonu v zimě. Návrh nepočítal s aktivním chlazením betonové směsi a z důvodu „malých“ objemů betonářských prací ani s nestandardní betonovou směsí se sníženým vývinem tepla. Dalším významným faktorem je zimní provoz a nároky na prostory technologie spodních výpustí, které lze při geometricky úsporném návrhu jen obtížně dodržet. Navzdory výše uvedeným faktorům se pro předmětný profil ukázala varianta nízké klenbové hráze ve srovnání s ostatními konstrukčními typy jako výhodná a otevírá cestu k diskuzi o navrhování klenbových hrází i pro malé nádrže, jsou-li morfologické a geologické podmínky profilu příznivé.

LITERATURA.

- [1] ČERNÝ, D. Studie proveditelnosti klenbové hráze na Sychrovském potoce v obci Rybníky; ČVUT Praha: Praha, 2025.
- [2] Portál ČHMÚ – ÚZEMNÍ TEPLoty. [on-line]. ČHMÚ. <https://www.chmi.cz/historicka-data/pocasi/uzemni-teploty>
- [3] EM 1110-2-2201 Arch Dam Design, US Army Corps of Engineers, 1994

Ing. Miroslav Brouček, Ph.D.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební
miroslav.broucek@fsv.cvut.cz

doc. Ing. Ladislav Satrapa, CSc.
ČVUT v Praze, Fakulta stavební
satrapa@fsv.cvut.cz

Ing. David Černý
ČVUT v Praze, Fakulta stavební
cernydl7@student.cvut.cz

VD NOVÉ HEŘMINOVY
MASIVNÍ BETONY PRO TÍŽNOU PŘEHRAVNÍ HRÁZ

M. Čejda & J. Švancara

AQUATIS a.s., Brno, Česká republika

J. Říha

Fakulta stavební VUT v Brně, Brno, Česká republika

D. Čítek & J. Kolísko

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Pro vodní dílo Nové Heřminovy (VDNH) byla zvolena koncepce betonové tížné hráze, objem hlavních betonových konstrukcí se pohybuje kolem 100 000 m³. Klasická betonová tížná hráz nebyla v ČR vystavěna několik desítek let. Návrhové a technologické standardy založené na aktuálně užívaných evropských normách pro betonové konstrukce nereflktují historické zkušenosti získané při výstavbě masivních betonových hrází obsažené v bulletinech ICOLD i v dříve platných českých normách.

V rámci projekční přípravy VDNH byla otázka technologie betonových konstrukcí věnována velká pozornost. Článek shrnuje nejpodstatnější informace a zkušenosti získané v průběhu návrhu technologie betonu pro VDNH.

Již v období přípravy dokumentace pro územní rozhodnutí (2014 - 2015) byly provedeny analýzy vycházející z historické praxe i dostupných dat a na základě nich bylo navrženo výchozí členění hráze. Pro potřeby projekční přípravy pak byly rešeršně vyhodnoceny dostupné informace o technologii betonu pro přehradní hráze na území ČR i příklady dobré praxe obsažené v materiálech ICOLD. Výsledkem bylo potvrzení faktu, že pro dosažení vhodných vlastností a potřebného chování konstrukcí hrázových bloků bude nutné specifikovat postupy nad rámec doporučení aktuálních norem. Byly vyhodnoceny možnosti materiálových zdrojů a s jejich využitím byl pro betonové konstrukce VDNH proveden návrh receptur betonových směsí včetně potřebných zkoušek. Provedený výzkum dokládá, že požadované vlastnosti směsí a konstrukcí jsou dosažitelné, současně je ale třeba počítat se specifickými nároky na složení směsí, její přípravu, dopravu, ukládání i následné ošetřování.

1. VÝCHODISKA A PŘEDPOKLADY

Tížná betonová přehradní hráz je tradičním a osvědčeným řešením, které však po dlouhou dobu nebylo na území ČR použito. Proto byl do souboru přípravných prací pro VDNH zařazen soubor specializovaných studií zabývajících se předpoklady organizace výstavby a návrhem betonové směsi pro konstrukci přehradní hráze tak, aby jejich výstupy byly využitelné ve strukturálních analýzách hráze a v zadávací dokumentaci stavby.

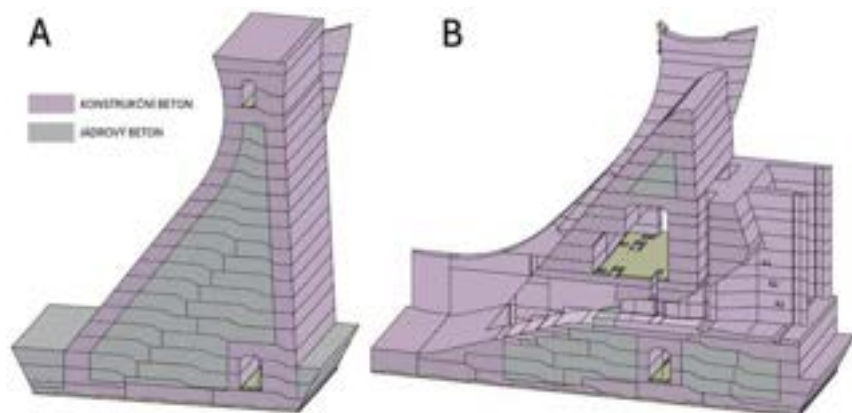
Konstrukce tížných betonových hrází byly běžně prováděny z prostého betonu bez vysokých požadavků na jeho pevnost. Základním požadavkem byla minimalizace vývinu hydratačního tepla a smrštění tak, aby byl v co největší míře omezen vznik trhlin. Exponované (povrchové) zóny hráze musí také být odolné proti povětrnostním vlivům, musí být vodotěsné a mrazuvzdorné. v méně exponovaných (vnitřních) zónách hráze se využíval beton jádrový se sníženými nároky na pevnost, mrazuvzdornost, vodotěsnost, ale s nárokem na co nejnižší vývin hydratačního tepla. Historicky se požadovaných cílů dosahovalo použitím co největšího podílu hrubého kameniva s velkým zrnem (nejčastěji z místních zdrojů), vhodnou zrnitostní skladbou a nízkou dávkou cementu v receptuře.

U VDNH je snaha vycházet z prověřených řešení a postupů. v převážné části se jedná o klasickou tízná betonovou hráz, ovšem v blocích s funkčními zařízeními jsou vytvořeny vnitřní prostory pro stroje. Hráz je členěna na dilatační bloky délky 15 m, investor (Povodí Odry, státní podnik) požadoval provést převážný rozsah konstrukcí z prostého betonu. Využijí se dva základní druhy směsí:

Jádrový beton tízných bloků: Nemá vysoké požadavky na pevnost, nebude vystaven klimatickým vlivům, základním požadavkem je minimalizace vývinu hydratačního tepla a smrštění. Jádrový beton nebude vyztužen.

Konstrukční beton: u bloků s rozsáhlejšími vnitřními prostory nelze předpokládat provedení pouze z prostého betonu. Návrh třídy betonu a výztuže vychází ze statických výpočtů. Současně musí konstrukční beton vyhovět požadavkům na *beton povrchový* (vodotěsnost a mrazuvzdornost). Bude u nich také třeba dosáhnout požadované tvarové přesnosti a kvality povrchu (zejména u obtékaných konstrukcí a pohledových ploch).

Omezení vývinu hydratačního tepla a výskytu smršťovacích trhlin se u VDNH dosáhne použitím vhodné receptury betonové směsi a vhodným postupem betonáže. v průběhu projekčních prací na DSP a DPS se vycházelo z tvarové koncepce návrhu z DÚR a následně byly upřesňovány uspořádání vnitřních prostor, členění na pracovní záběry betonáže (bločky) i časový snímek betonáže vycházející z organizačních možností staveniště. Konečné typické uspořádání pro standardní blok hráze a blok s vnitřními prostory ukazuje obr. 1.



Obrázek 1: Typické příklady bloků přehradní hráze VDNH (řezy);
A - Standardní blok hráze, B - blok s vnitřními prostory strojoven

Uvedené zadání bylo možné splnit pouze individuálním návrhem technologie betonových konstrukcí nad rámec doporučení ČSN EN 1992-1-1.

Velmi cenné informace byly získány z dokumentace přehrady Leibis-Lichte (SRN) a při její návštěvě. Jedná se o poslední tíznou betonovou přehradou vystavěnou v podmínkách střední Evropy, stavba proběhla v letech 2000 až 2005.

Dále byly provedeny rešerše zdrojů a dostupnosti kameniva pro VDNH (in [3]), průzkumy zaměřené na možnost využití místních materiálů [1] a řada rešeršních činností (viz např. [5] a [6]). Předpoklady organizace výstavby byly nastaveny ve studii [2], ze které byly odvozeny výchozí návrhy členění na pracovní záběry a časových snímků postupu betonáže.

Předpokládá se, že pro hráz bude využíváno více druhů betonu, které budou souběžně připravovány ve staveništní betonárně. Betonové směsi (pro jádrový beton a konstrukční beton) nebudou čerpatelné. Pro jádrový beton bude využito hrubé kamenivo frakce do 63 mm, preferuje se využití místních materiálů po jejich technologické úpravě.

2. SHRUTÍ ZKUŠENOSTÍ Z NÁVRHU A PROVÁDĚNÍ

Součástí studijních prací souvisejících s návrhem VDNH bylo rešeršní zpracování informací o návrhu a provádění vybraných tízných přehrad. Jejich přehled je uveden v tab. 1.

Tabulka 1: Vybrané tízné betonové přehrady

Stát*) / Povodí	Vodní tok	Vodní dílo	Výška nad základy [m]	Rok výstavby
ČR / Labe	Chrudimka	Křižanovice	31,7	1953
ČR / Moravy	Dyje	Vranov	59,9	1934
	Svratka	Brno	34,5	1940
	Svratka	Vír	76,5	1957
	Jihlava	Mohelno	48,7	1977
ČR / Odry	Moravice	Kružberk	42,0	1955
	Lučina	Žermanice	31,5	1957
ČR / Ohře	Teplá	Březová	34,8	1934
	Křimovský potok	Křimov	48,0	1958
ČR / Vltavy	Vltava	Hněvkovice	31,0	1991
	Vltava	Kamýk	25,0	1961
	Klíčava	Klíčava	50,0	1955
	Vltava	Orlík	91,0	1963
	Vltava	Slapy	70,0	1957
SR / Váh	Váh	Nosice	33,0	1958
SR / Hornád	Hnilec	Palcmanská Maša	31,0	1956
SR / Tisa	bezejmenný	Vlčia dolina	25,0	1956
SR / Hornád	Hornád	Ružín II	27,0	1972
D / Labe	Lichte	Leibis	102,5	2005

*) ČR - Česká republika, SR - Slovensko, D - Německo

Z provedené rešerše vyplývají následující obecnější závěry:

- betonáž bloků se obvykle provádí na celou šířku dilatačního bloku, bez vertikálních pracovních spár,
- v příčném směru je vhodné bločky provádět s výškovým vystřídáním, popř. zazubením tak, aby nebyly vodorovné pracovní spáry průběžné,
- obvyklá výška betonáže bločku je cca 1,5 až 2 m,
- u větších přehrad se doporučuje v příčném řezu betonáž bloků provádět s vystřídáním,
- vývoji vlasových trhlinek se dá zabránit velmi obtížně, v řadě případů dochází při nadbetonování dalších bloků k jejich sevření, mnohdy je třeba provést jejich sanaci, která odpovídá jejich velikosti a závažnosti,
- v řadě případů se na základě vývoje trhlinek až v průběhu provádění díla upravila receptura směsi, popř. postup betonáže,
- u řady děl byla přijata opatření ke snížení smrštění betonu a omezení vývoje hydratačního tepla, jednalo se zejména o kombinaci následujících možností:
 - použití kameniva s větším průměrem zrna,

- snížení teploty kameniva a vody na vstupu,
- použití cementu s nízkým vývinem tepla během hydratace,
- náhrada části cementu popínkem, a to až do 35 až 50 %,
- přidávání ledové tříště do směsi místo vody pro snížení teploty směsi,
- redukce rychlosti betonáže,
- izolováním povrchu bločků,

- hodnota vodního součinitele ovlivňuje smrštění betonu, u všech vodních děl byla přísně kontrolována, obvykle nepřesahovala hodnotu 0,55, výjimečně až 0,70,
- během betonáže se doporučuje provádět kontrolní měření teploty, dle dosažených hodnot implementovat možná opatření, nejčastěji se měření prováděla teploměry či teplotními čidly,
- k dopravě a ukládání betonové směsi se u žádného z uvedených přehradních děl nepoužilo čerpání, převažují kabelové jeřáby.

Z hlediska složení čerstvého betonu lze použít následující opatření:

- použít větší frakci kameniva (upravit křivku zrnitosti); smršťuje se pouze cementový tmel, tudíž omezení jeho objemu zmenší velikost smrštění (zejména autogenního),
- snížit vodní součinitel; bude-li v betonu méně vody, méně jí unikne do okolí (plastické smrštění a vysychání),
- použít expanzivní přísadu; přísada zvětšuje svůj objem, při správném dávkování odpovídá nárůst objemu této přísady velikosti smršťování, a to i v čase.

Z hlediska ošetřování betonu lze hydratační teplo snížit následovně:

- zakrýt beton fólií hned, jak je to možné; omezí se tím únik vlhkosti z betonu, tzn. dojde k omezení plastického smršťování a vysychání betonu,
- nástřik ochrannou emulzí (viz výše),
- kropení vodou, jejíž teplota musí být blízká teplotě klopeného betonu; přitom nesmí dojít k vyplavování cementu s vodou z betonu,
- vlhčení vodní mlhou; jedná se jeden z nejlepších způsobů ošetření betonu, vodní kapičky mají podobnou teplotu jako vzduch a nehrozí prudké ochlazení povrchu betonu, nesmí dojít k vyplavování cementu z betonu,
- posunout betonáž do večerních nebo nočních hodin, zejména v létě tak, aby vysoká denní teplota a slunce nepřispívaly k ohřívání čerstvě uloženého betonu.

Omezení hydratačního tepla lze docílit následovně:

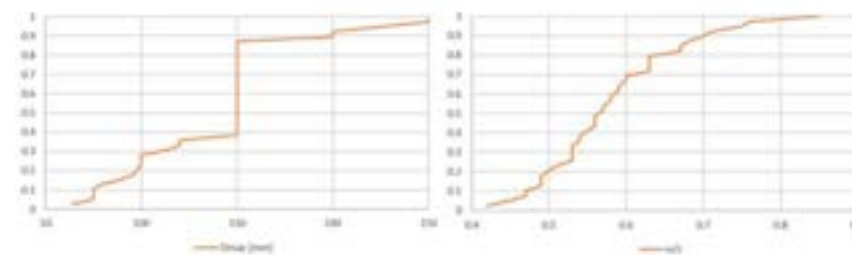
- použitím cementu s nižším vývinem hydratačního tepla, tj. použít cement s nižší vazností, popř. s nižším obsahem slínku,
- lze přidat přísady zpomalujících tuhnutí, ty nesníží celkové množství hydratačního tepla, ale rozloží jeho uvolňování do delšího časového intervalu,
- lze přidat latentně hydraulické příměsi do betonu, které sníží potřebné množství cementu a tím i uvolněné hydratační teplo,
- lze snížit teplotu přidávaných složek, např. do betonu přimíchávat ledové krystaly, ochrana kameniva před slunečním svitem jeho přikrytím apod.,
- ochlazováním vlastní konstrukce, např. potrubím s cirkulující chladnou vodou.

Složení směsi u 31 zahraničních přehrad z masivního betonu dle [7] ukazuje následující:

- maximální zrno kameniva se pohybuje od 75 do 225 mm, nejčastěji kolem 120 až 150 mm, použití větších průměrů vedlo k rychlému opotřebení míchaček a zařízení pro dopravu betonové směsi,
- množství cementu je 86 až 276 kg/m³, nejčastěji kolem 200 kg/m³,

- vodní součinitel od 0,42 do 0,85, nejčastěji mezi 0,50 a 0,70,
- uvolněné hydratační teplo – pro masivní betony doporučená hodnota max. 250 kJ/kg za 7 dní.

Orientační empirické distribuční křivky pro maximální použitá zrna hrubého kameniva a pro vodní součinitel jsou zobrazeny na obr. 2.



Obrázek 2: Orientační distribuční křivky;
Vlevo - maximální zrna hrubého kameniva;
Vpravo - vodní součinitel (na svislé ose je pravděpodobnost)

3. NÁVRH RECEPTUR PRO VDNH

3.1 ZAHÁJENÍ PRÁCE

Pro prvotní návrhy se vycházelo z podkladů, rešerší a zkušeností s výstavbou masivních konstrukcí. Prvotní návrhy receptur pro betonové směsi byly navrženy na základě zkoušek vstupních surovin. Cílem bylo dosáhnout vlastností betonu předepsaných parametrů, a to:

- Konstrukční beton: specifikovaná pevnostní třída betonu C25/30, mrazuvzdornost betonu při 150 cyklech zmrazování, omezení vývinu hydratačního tepla a omezení smrštění ztvrdlého betonu. Specifikace betonu byla určena pro stáří 90 dní. Maximální velikost zrna kameniva omezena na 32 mm (možnost vyztužení).
- Jádrový beton: specifikovaná pevnostní třída betonu C25/30, omezení vývinu hydratačního tepla a omezení smrštění ztvrdlého betonu. Specifikace betonu byla určena pro stáří 90 dní. Maximální velikost zrna kameniva omezena na 63 mm.

Předmětem zkoumání bylo zjistit pro jádrový beton možnosti použitelnosti místního kameniva, proto bylo provedeno porovnání použití kameniva z lomu Jakubčovice s místním kamenivem. Při návrhu receptur byly zvoleny vhodné frakce dostupných kameniv a jejich poměry. Stanovily se požadavky na konzistenci betonu s předpokladem hutnění betonu vibrací a dusáním. u obou druhů betonů bylo uvažováno vzhledem k předpokládané technologii s částečnou náhradou cementu elektrárenským popínkem. Celkovou dávku pojivové složky u jádrového betonu lze oproti konstrukčnímu betonu snížit, jelikož se nekládou požadavky na mrazuvzdornost betonu. Snížením dávky pojiva též dojde ke snížení vývinu hydratačního tepla a smrštění betonu.

3.2 POSTUP PRACÍ, ETAPY

Jako první činnost byly pro účely vývoje betonové směsi vybrány dva hlavní zdroje kameniv. Jedním ze zdrojů je kamenivo z lomu Jakubčovice a místní kamenivo získané přetříděním vytěžené suroviny v místě předpokládaného vodního díla. Kamenivo Jakubčovice bylo zajištěno ve velikostních frakcích 4 – 8 mm, 8 – 11 mm, 11 – 16 mm, 16 – 22 mm, 16 – 32 mm, 32 – 63 mm. Pro účely doplnění křivek zrnitosti v oblasti drobného kameniva bylo použito písek

o frakci 0 – 4 mm z pískovny Mohelnice. Pro samotný návrh betonové směsi bylo dodatečně doplněny frakce místního kameniva frakci 0 – 32 mm, 32 – 63 mm.

Pro návrh receptur byly zvažovány dva druhy cementu, na kterých byly provedeny základní materiálové zkoušky a na jejich základě byla vybrána varianta CEM II – viz tab. 2.

Tabulka 2: Mechanické parametry uvažovaných cementů

Typ cementu	Objemová hmotnost		Pevnost v tahu za ohybu		Pevnost v tlaku	
	[kg/m ³]		[MPa]		[MPa]	
Stáří materiálu:	2 dny	28 dní	2 dny	28 dní	2 dny	28 dní
CEM II/B-S 32,5 R	2210	2250	4,2	9,3	14,5	46,5
CEM III/A 42,5 N	2170	2210	3,9	10,3	13,0	50,5

Práce na samotné receptuře byly zahájeny návrhem několika variantních receptur zohledňujícím předchozí rešeršní činnost a zkušenosti. Pro splnění pevnostní třídy betonu je zásadní množství pojivové složky betonu. Při návrhu jádrového betonu bylo množství cementu voleno v rozmezí 120 - 190 kg/m³ s různou velikostí přídavku popílku v množství 50 - 120 kg/m³. v případě konstrukčního betonu bylo množství pojivové složky betonu mírně navýšeno s ohledem na požadavek mrazuvzdornosti. Množství cementu bylo voleno v rozmezí 160 – 310 kg/m³ s různým množstvím přídavku popílku v množství 0 – 90 kg/m³. Při návrhu směsi byl kladen důraz na naladění správného vodního součinitele a konzistence čerstvého betonu. Pro technologii ukládání betonu přehradní hráze byla zvolena konzistence hutného betonu na úrovni S1, který lze vibrovat či dusat. Pro takto hutný beton byla následně využívána zkouška zhutnitelnosti namísto zkoušky sednutí, která pro optimalizovanou směs přestala být vhodná.



Obrázek 3: Vlevo – čerstvý beton v bubnu míchačky;
Vpravo - zkouška konzistence čerstvého betonu sednutím kužele

Pro konstrukční beton byla navíc prováděna kontrola obsahu vzduchu ve směsi pro zaručení mrazuvzdornosti. Etapy byly nastaveny tak, aby v jejich závěru byly popsány krajní hranice jak z hlediska požadavků na čerstvý beton, tak i na parametry ztvrdlého betonu. Laboratorní míchání bylo prováděno v laboratořích Kloknerova ústavu v planetární míchačce s nuceným oběhem GIFOS M 80 s příkonem 3 kW a 30 otáček za minutu. Betony byly následně normově ošetřovány a uloženy až do uskutečnění všech zkoušek.

Iteračním procesem byl postupně stanoven ideální poměr cementu a popílku, poměr frakci kameniv a dávka plastifikační a provzdušňující přísady. Místní kamenivo bylo shledáno pro jádrový beton jako vyhovující, pro tento zdroj je podmínkou omezení frakci kameniva na 8 až 63 mm. Pro konstrukční beton bylo ale po následném vyhodnocení mechanických parametrů místní kamenivo z hlediska použitelnosti vyhodnoceno jako nevyhovující.

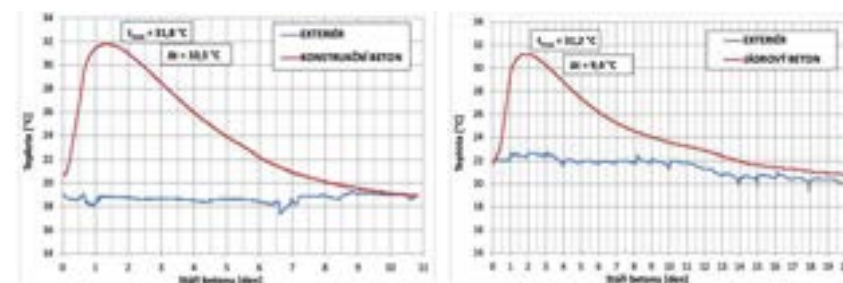
Pro oba druhy betonu (jádrový i konstrukční) byly podle vybraných receptur namíchány směsi v požadovaném množství pro stanovení všech hlavních materiálových charakteristik betonu. Obě vybrané receptury byly namíchány ve dvou krocích tak, aby byly jednak ověřeny vlastnosti betonu v 90 dnech, ale také pro stanovení krátkodobých pevností jako vstupních hodnot pro numerické modelování. Finální receptury jsou uvedeny v následující tabulce 3.

Tabulka 3: Finální receptury

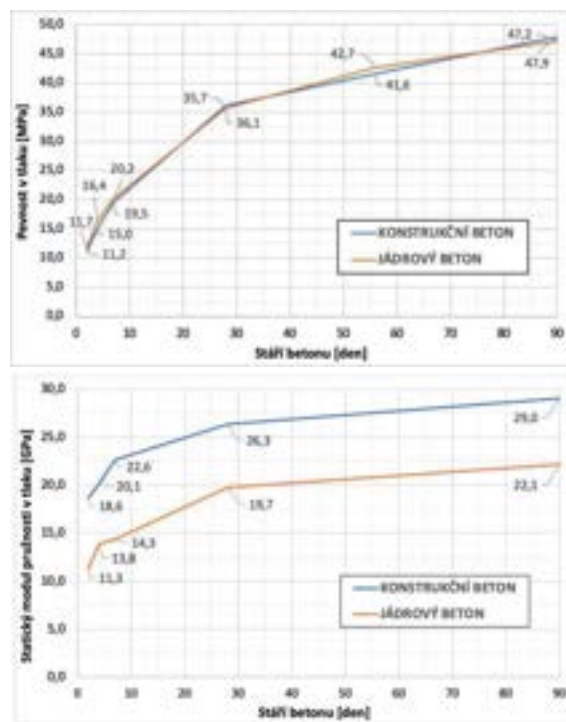
Jádrový beton		Konstrukční beton	
Označení	JM3	Surovina	Množství kg/m ³
CEM II/B-S 32,5 R	190	CEM II/B-S 32,5 R	250
Mokrá		Mokrá	
Popílek Rybník	50	Popílek Rybník	60
MK 8/32	740	DTK 0/4 Mohelnice	850
MK 32-63	400	HTK 11/16 Jakubčovice	450
DTK 0/4 Mohelnice	800	HDK 16/32 Jakubčovice	520
Stachplast	1,5	Stachplast	1,5
Stachement S33	1,2	Stachement S33	1,2
Voda	160	Microperan 2	1,5
		Voda	172

3.3 VÝSLEDKY

Cílem výzkumu bylo navrhnout směsi optimálně na hranu možností z hlediska snížení vývinu hydratačního tepla, omezení smrštění, s maximálním použitím místního kameniva (jádrový beton), s požadavkem na mrazuvzdornost (konstrukční beton) a vhodné pro uložení a hutnění betonu. Při započítání všech těchto vlivů se bylo nutné při návrhu směsi pohybovat mimo rámec běžných postupů popsanych v normě ČSN EN 206 + A2. Dále jsou shrnuty výsledky měření vývoje teplot a vývinu tepla a finálních měření na zatvrdlé směsi v různém stáří betonu. Konkrétně se jedná pevnost v tlaku, pevnost v tahu za ohybu, modul pružnosti, průsak a koeficient mrazuvzdornosti – viz následující grafy a tabulky.



Obrázek 4: Vývoj teplot během hydratace cementu jádrového a konstrukčního betonu



Obrázek 5: Vývoj parametrů (pevnost v tlaku a modul pružnosti) ztvrdlého jádrového a konstrukčního betonu dle finálních receptur

Tabulka 4: Hodnoty smrštění finálních receptur jádrového a konstrukčního betonu

Typ betonu	Prostředí uložení	Smrštění betonu [mm/m] ve stáří [dny]			
		7	28	56	90
Konstrukční	50 % RH	-0,135	-0,374	-0,500	-0,574
	75 % RH	-0,046	-0,330	-0,418	-0,469
Jádrový	50 % RH	-0,143	-0,359	-0,444	-0,482
	75 % RH	-0,061	-0,251	-0,337	-0,368

Tabulka 5: Koeficienty mrazuvzdornosti pro konstrukční beton

Koeficient mrazuvzdornosti T100 [%]	91
Koeficient mrazuvzdornosti T150 [%]	83

Uvolněné teplo u konstrukčního betonu .. 235 kJ/kg za 7 dní a 277 kJ/kg za 28 dní.

Uvolněné teplo u jádrového betonu ... 228 kJ/kg za 7 dní a 268 kJ/kg za 28 dní.

4. ZÁVĚR

S využitím zpracovaných podkladů [1] až [3] a [5] až [6] byl navržen a zrealizován program laboratorních prací zaměřený na vývoj a hodnocení betonové směsi pro konstrukci přehradní hráze VDNH [4] zahrnující:

- Výběr použitelných a dostupných surovin, tj. cement, příměsi, přísady, kamenivo z dostupného kvalitního a časově perspektivního zdroje;
- Zhodnocení vlastností místního kameniva pro možnost aplikace do betonu;
- Zkoušky kameniva (zrnatostní křivka, tvarový index, objemová hmotnost, nasákavost);
- Zkoušky cementu (doby tuhnutí, pevnost v tahu za ohybu a tlaku, měrný povrch, účinnost přísad);
- Pilotní návrh receptur betonu a experimentální program pro stanovení konečných dvou receptur (zrnatostní křivka, příměsi, přísady (plastifikační, provzdušňovací) a stanovení jeho parametrů (čerstvý a ztvrdlý beton);
- Návrh finálních 2 druhů receptur betonu (jádrový a konstrukční) a experimentální ověření z hlediska předpokládaných vlastností betonu jako jsou teplota čerstvého betonu (ČB) a vývoj teploty během hydratace cementu, obsah vzduchu v ČB, objemová hmotnost ČB a ztvrdlého betonu, pevnost v tlaku, pevnost v tahu za ohybu, statický modul pružnosti v tlaku, hloubka průsaku tlakovou vodou, mrazuvzdornost, smrštění.

Dále byly provedeny:

- Výpočty vývinu hydratačního tepla navržených betonových směsí.
- Korekce návrhu postupu a časového snímku betonáže.

Souhrnně lze na základě vyhodnocení dosažených výsledků konstatovat, že byla experimentálně ověřena možnost připravit specializované betonové směsi s požadovanými vlastnostmi vhodnými pro stavbu masivní betonové konstrukce tížné přehradní hráze při využití místního kameniva a s nízkým obsahem cementu, vybočujícím mimo požadavky stávající normy pro výrobu beton ČSN EN 206 + A2 pro dosaženou pevnostní třídu C25/30. Tato odlišnost se týká zejména množství použitého cementu. Nízká dávka cementu je však výhodná nejen z hlediska nízkého vývinu hydratačního tepla a nízkých objemových změn, ale také z hlediska snížení rizika ASR kameniva, které bylo částečně indikováno úvodními testy u místního typu kameniva. Pro omezení rizika ASR byla stanovena omezení celkového obsahu alkálií.

Zjištěné charakteristiky betonových směsí a betonů byly následně využívány při modelových analýzách konstrukce hráze při optimalizaci postupu betonáže (viz samostatný příspěvek *VD Nové Heřminovy - optimalizace postupu betonáže hráze VD*).

Provedení stavby VDNH bude vyžadovat individuální technologické postupy a příslušné vybavení zařízení staveniště tak, aby bylo dosaženo požadovaného cíle – provedení bezpečné a kvalitní konstrukce přehradní hráze s dlouhou životností. Zpracované podklady dokládají dosažitelnost tohoto cíle.

Zpracované receptury nejsou v projektové dokumentaci uváděny jako zadání pro zhotovitele stavby. Zadávací dokumentace obsahuje soubor hodnot a parametrů, které mají být dosaženy individuálním návrhem receptur od zhotovitele a provedený soubor laboratorních a modelových prací dokládá realizovatelnost zadaných požadavků.

Výstavba tížné betonové hráze VD Nové Heřminovy bude zkouškou, jak obstojí současné technologie ve srovnání s tradičními postupy, které byla uplatněny na obdobných stavbách v minulosti.

PODĚKOVÁNÍ

Autorský kolektiv vyslovuje poděkování všem pracovníkům investora, projektanta, řešitelům dílčích úkolů i zpracovatelům podkladů, díky kterým se podařilo zajistit soubor prací, jenž bude odborným podkladem pro technologii betonových konstrukcí připravované stavby VD Nové Heřminovy a kteří přispěli v odborné diskusi k naplnění daného úkolu.

LITERATURA

- [1] M. ČEJDA, J. ŠVANCARA et al.: Vodní dílo Nové Heřminovy, S.18 Technologický podklad využití místních materiálů. AQUATIS a.s. 11/2022
- [2] J. ŠVANCARA, M. ČEJDA et al.: Vodní dílo Nové Heřminovy, S.17 - Podklad postupu organizace výstavby. AQUATIS a.s. 09/2023
- [3] AQUATIS: Vodní dílo Nové Heřminovy, S.19 - Individuální návrh technologie betonových konstrukcí ve vztahu k ČSN EN 1992-1-1. 01/2024
- [4] D. ČÍTEK, J. KOLÍSKO, K. HURTIG et al.: Návrh betonových směsí pro akci vodní dílo Nové Heřminovy. ČVUT v Praze, Kloknerův ústav. 12/2023 (součást [3])
- [5] J. ŘÍHA: VD Nové Heřminovy. Konzultační činnost IV. Modelování vedení tepla a napjatosti Brno, 11/2023
- [6] J. ŘÍHA: VD Nové Heřminovy. Konzultační činnost V. Bločkování, vývoj tepla a trhlinek. Brno, 08/2024
- [7] Guide to Mass Concrete. 2012. Reported by ACI Committee 207. ACI 207.1R-05.
- [8] ČSN EN 206 + A2 (732403) Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda. 11/2021
- [9] Selection of materials for concrete in dams. ICOLD Bulletin 165, ICOLD Committee on concrete dams, 2013
- [10] The Physical Properties of Hardened Conventional Concrete in Dams. ICOLD Bulletin 145. ICOLD Committee on concrete dams, 2009

Ing. Marek Čejda, Ph.D.

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika
marek.cejda@aquatis.cz

Ing. David Čítek, Ph.D.

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice, Česká republika
david.citek@cvut.cz

Prof. Ing. Jiří Kolisko, Ph.D.

Kloknerův ústav, ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice, Česká republika
jiri.kolisko@cvut.cz

Prof. Ing. Jaromír Říha, CSc., DSc.

Fakulta stavební VUT v Brně, Ústav vodních staveb, Žitkova 17, 602 00 Brno, Česká rep.
jaromir.riha@vut.cz

Ing. Jiří Švancara

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika
jiri.svancara@aquatis.cz

VD NOVÉ HEŘMINOVY OPTIMALIZACE POSTUPU BETONÁŽE HRÁZE VD

M. Čejda & J. Švancara

AQUATIS a.s., Brno, Česká republika

M. Holý, P. Kněž, J. Kolisko & S. Potůčková

Kloknerův ústav při ČVUT v Praze, Česká republika

ABSTRAKT: Příspěvek popisuje postup, který byl použit k nastavení a ověření postupu betonáže masivní tížní betonové hráze vodního díla Nové Heřminovy (VDNH). s využitím matematického modelování byly prováděny simulace postupu betonáže a byla hledána taková kombinace faktorů ovlivňujících výsledek, která je technicky dosažitelná a současně zajišťuje požadované výsledné vlastnosti konstrukcí.

Charakteristiky betonů vycházejí z výzkumu Kloknerova ústavu, jehož cílem bylo navrhnout receptury směsí vhodných pro přehradní hráz. Tuto problematiku blíže popisuje samostatný příspěvek. Výstupem výzkumu bylo i ověření vývinu hydratačního tepla a smrštění. Dalšími faktory, které významně ovlivňují výsledek, jsou zejména členění hrázového dilatačního bloku na pracovní záběry, časový snímek betonáže, počáteční podmínky (zejména počáteční teplota směsí), teplotní podmínky okolního prostředí a způsob ošetřování povrchů.

Pro analýzu vývoje teplot a smrštění od okamžiku uložení betonové směsi až po odeznění rozhodujících změn v čase využili řešitelé komplexní výpočetní model. Podle výsledků z modelu byly opakovaně upravovány vstupní předpoklady. Nejdříve byla provedena citlivostní analýza pro vyjádření významu jednotlivých faktorů ovlivňujících výsledky. Pro zúžený rozsah předpokladů pak byl zrealizován globální model hrázového bloku.

Výstupem modelů je ověření předpokladů pro vyžadované technologické postupy a také ověření časového snímku betonáže vyhovujícího plánovanému postupu výstavby VDNH.

1. ÚVODEM

Optimalizace postupu betonáže tížní betonové hráze VDNH byla zadána investorem stavebního záměru (Povodí Odry, státní podnik) pro využití v dokumentaci pro provádění stavby [6]. Navázala na návrhy receptur provedené Kloknerovým ústavem viz [1] a [2], kdy výstupem provedeného výzkumu byly i časové závislosti vývoje hydratačního tepla pro doporučené receptury betonových směsí a vývoje mechanických vlastností a smrštění.

2. ÚVODNÍ FÁZE ANALÝZ

2.1 VÝCHOZÍ PŘEDPOKLADY POSTUPU VÝSTAVBY HRÁZE

Hlavní část hráze VDNH se skládá z 22 dilatačních bloků, které by měly být vystavěny v průběhu dvou stavebních sezón. Dalších 7 bloků v pravobřežním zavázání hráze bude budováno samostatně v předstihu, kdy je nutná koordinace s připravovanou přeložkou silnice I. třídy. Po převedení vody do pravé části údolí se nejprve vystaví levá část přehradní hráze s funkčními objekty a po převedení vody přes tyto objekty přichází na řadu pravá část hráze. Dodržení předpokladu harmonogramu vyžaduje velmi intenzivní postup betonáže. Pracovní záběry (bločky) byly navrhovány tak, aby bylo reálné vyrobit, přepravit a uložit potřebný objem betonu v průběhu jednoho dne (směny). Betonová směs s požadovanými parametry nebude čerpatelná a kritickým místem technologického cyklu bude doprava do místa uložení.

Hrázové bloky lze rozdělit na 3 charakteristické typy:

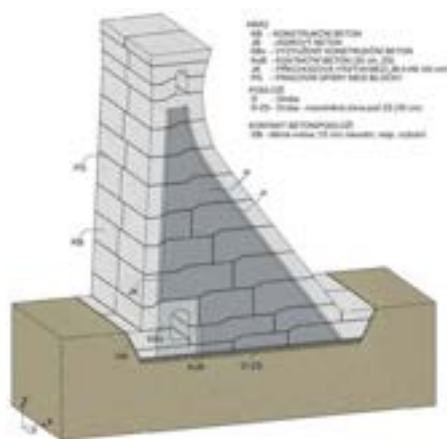
- Funkční bloky – obsahují objekty strojovny, spodních výpustí, malé vodní elektrárny atd.; jsou charakteristické větším množstvím vnitřních prostor, betonové konstrukce jsou převážně vyztužené; bloky 06 - 11.
- Údolní bloky – mají největší objem a minimum vyztuženého betonu; bloky 12 - 16.
- Bloky v zavázání – jejich objem se směrem do svahů postupně snižuje, mají minimum vyztuženého betonu; bloky 01 – 05 a 17 - 22.

Z hlediska vlivu vývinu hydratačního tepla a smrštění byly dále posuzovány údolní bloky zastoupené charakteristickým blokem č. 14. Objem bloku je cca 6200 m³ betonu, z toho je cca 2440 m³ konstrukčního betonu (KB) a 3760 m³ jádrového betonu (JB). Podrobnější informace o technologii KB a JB viz samostatný článek *VD Nové Heřminovy - masivní betony pro tížnou přehradní hráz*. Bločky mohou obsahovat oba typy betonu, ukládání bude probíhat souběžně.

2.2 VÝCHOZÍ PŘEDPOKLADY POSTUPU VÝSTAVBY DILATAČNÍHO BLOKU

Pro vybraný charakteristický blok č. 14 bylo postupně navrženo a diskutováno několik bločkových schémat. ve výchozím předpokladu byla snaha omezit rozdíly mezi šířkou a délkou bločku. Zadané předpoklady pro modelové posouzení (viz obr. 1):

- Vodorovné rozhraní mezi kontaktním betonem a jádrovým betonem při základové spáře není pracovní spárou, betonáž proběhne současně na celou výšku bločku - obě směsi budou ukládány v jednom záběru. Kontaktní beton bude kvalitativně odpovídat KB.
- Svislé rozhraní KB a JB (při vzdušném a návodním líci, kolem vnitřních prostor) není pracovní spárou, obě směsi budou ukládány v jednom pracovním záběru současně.
- Těleso hráze je z prostého betonu - výztuž lze předpokládat pouze při základové spáře, kolem vnitřních prostor a v místě těsnicích pásů na dilatačních spárách. Potřebnost výztuže při návodní a vzdušném líci je výstupem analýzy.
- Předpokládaný maximální objem ukládaného betonu v rámci jednoho pracovního bločku nebude směrně přesahovat cca 200 m³.
- Délka bločku (ve směru osy hráze) bude střídavě 7,0 m a 8,0 m (příp. 7,5 m).
- Výška pracovního bločku nepřesáhne 3,0 m.



Obrázek 1: Schéma bloku 14 posuzovaného metodou konečných prvků [3]

Prostorovým matematickým modelem [3] bylo pro vybraný hrázový blok č. 14 provedeno posouzení postupu betonáže z hlediska nebezpečí porušení betonu v důsledku vývinu hydratačního tepla a smrštění. Materiálové charakteristiky konstrukčního a jádrového betonu byly převzaty a interpretovány z expertní zprávy Kloknerova ústavu [2].

Sestavené modely respektovaly předpokládaný časový a prostorový průběh výstavby vybraného bloku a byly hodnoceny dva základní scénáře postupu výstavby (výstavba přes letní období a výstavba přes zimní období).

Použité materiálové modely respektovaly časový průběh vývinu hydratačního tepla, vývoje pevnostních a přetvárných parametrů betonu a zjednodušeně i smrštění. Potenciální plochy oslabení podél kontaktu mezi druhy betonu a podél pracovních spár mezi bločky byly simulovány jako kontaktní vrstva v tloušťce 5 cm. To umožnilo zadávat různé charakteristiky kontaktu (od dokonalého spojení až po úplné oddělení). Výstupem analýz pak byly teploty, deformace a napjatost v tělese hráze ve sledovaném období pro různé scénáře postupu a následně posouzení nebezpečí porušení betonu v důsledku tahového namáhání. Pokud byla překročena tahová pevnost kolmo na rovinu spáry, bylo simulováno i rozevírání spáry.

2.3 DÍLČÍ HODNOCENÍ

Výsledky simulací [3] lze shrnout následovně:

- Kritickým místem je vzdušná i návodní líc hráze.
- Model indikuje vznik tahových zón při rozhraní JB / KB s maximem tahového napětí do 2,5 MPa. Směr tohoto namáhání je ve směru osy hráze, jedná se tedy o indikaci svislých příčných trhlin (skrz KB). Tyto zóny vznikají jak na návodním, tak i vzdušným rozhraní JB / KB v obou časových scénářích výstavby.
- V období ochlazování dochází k propojení zvýšeného tahového namáhání v rozhraní JK / KB s návodním, resp. vzdušným lícem.
- V první fázi dojde k rozevírání svislých příčných pracovních spár (hraniční hodnota přídržnosti byla uvažována postupně až do 1,5 MPa), uvolnění po překročení pevnosti vede ke snížení celkového tahového namáhání KB. Rozevírání svislé pracovní spáry ve větší či menší míře model indikuje ve většině příčných spár na návodním i vzdušném líci. Maximum rozevření podle modelu dosáhlo až 2 mm.
- Po oddělení svislé pracovní spáry dochází k největšímu namáhání tahem v příčném řezu středem přibližně 7,5 metrového bločku. Ani zde nelze zcela vyloučit vznik dalších příčných svislých trhlin v konstrukčním betonu na návodním, resp. vzdušném líci.
- Dalším místem, kde dochází k jasné indikaci tahových zón s možností vzniku příčných trhlin skrz konstrukční beton je na návodním, resp. vzdušném líci podél vodorovné PS v místě křížení se dvěma svislými pracovními spárami mezi spodním a horním bločkem.

Na základě provedených simulací nebylo možné navržený postup betonáže doporučit. Simulace jednoznačně potvrdily nevhodnost dělení dilatačního bloku na pracovní záběry po šířce dilatačního bloku, pokud má být využit prostý beton. Po oddělení ve svislých pracovních spárách by docházelo k periodickým teplotním změnám a nebyl by plněn požadavek na vodotěsnost konstrukce. Byla doporučena východiska pro dalšího postup:

- Je třeba změnit členění konstrukcí na pracovní záběry a navrhnout vhodnější postup.
- Do modelu byly přijaty zjednodušující předpoklady vývoje smrštění, které nepostihovaly reálnou závislost smrštění na změnách vlhkosti konstrukcí. To vedlo u částí pod úrovní hladiny podzemní vody nebo na návodní straně trvale zatopených k nadhodnocení tahových namáhání a zjevně k příliš konzervativnímu vyhodnocení nebezpečí vzniku trhlin. Řešení spočívá v nasazení modelového nástroje, který je schopen lépe vystihnout fyzikální podstatu procesu smrštění v závislosti na vlhkosti.

Možnosti variantního řešení v další etapě analýz tedy spočívaly v úpravách geometrie bločků, časového průběhu betonáže a počáteční teploty směsi. Zachovaná naopak zůstala šířka bloku 15 m vycházející ze zkušeností dříve realizovaných staveb a nutnosti začlenit funkční objekty.

3. UPŘESNĚNÍ DALŠÍHO POSTUPU

3.1 VÝCHODISKA

Po odborné diskusi nebylo vyhodnoceno jako perspektivní hledat jiné receptury, které by měly mít jiné (významně lepší) vlastnosti z hlediska vývinu hydratačního tepla a smrštění.

Bylo doporučeno zaměřit se na vhodnější členění na pracovní záběry a postup betonáže, navrhnout účinné ale realistické postupy ošetřování betonu a soustředit se na realistické vystižení vývoje tepla a procesu smršťování.

3.2 ÚPRAVA POSTUPU BETONÁŽE

Na vývoj teplot a napjatosti konstrukce má zřetelný vliv jak teplota ukládaného betonu, tak i časové schéma betonáže a způsob i délka ošetřování. Bylo přepracováno členění bloku na pracovní záběry (bločky) vyhovující funkčním požadavkům. s ohledem na množství proměnlivých parametrů ovlivňujících vývoj teplot a napjatosti bylo rozhodnuto prověřit významnost změn parametrickou analýzou. Výchozí harmonogram výstavby uvažoval časový odstup betonáže bločků nad sebou 3-6 dní. Na základě provedených analýz bylo doporučeno prověřit efekt zpomalení betonáže, kdy se předpokládalo rovnoměrnější a účinnější ochlazování jednotlivých bloků během výstavby.

3.3 PROGRAM MODELOVÝCH PRACÍ

Modelové práce byly prováděny v softwaru ATENA za pomoci diskretních nelineárních numerických výpočtů s využitím transportní analýzy z hlediska teploty a vlhkosti prostředí. Program ATENA umožňuje nejen popis teplotního pole v čase, ale i simulaci transportu vlhkosti, autogenního smršťování i vysychání v čase a creepového chování betonu [7].

Postup prací byl následující:

1. Model vývoje tepla na krychli – výpočet vývoje teploty betonu během hydratace a porovnání s laboratorní zkouškou – na tomto modelu bylo adjustováno nastavení parametrů materiálu, které se týká vývoje a šíření tepla – vstupní údaje do transportní analýzy.
2. Model smršťování na trámku – výpočet průběhu smršťování v čase při vlhkosti 50 % a 75 % a porovnání s laboratorním měřením na trácích. Na tomto modelu byly adjustovány parametry týkající se průběhu smršťování – vstupní parametry materiálu pro creep analýzu.
3. 2D analýza na výseku konstrukce přehradní hráze – pro prvotní výpočty zvolena analýza na 2D výpočetním modelu, což umožnilo dosáhnout oproti 3D modelu několikanásobně vyšší rychlosti výpočtu a urychlit naladění okrajových podmínek.
4. 3D analýza na výseku konstrukce přehradní hráze – bylo provedeno zpřesnění výsledků výpočtu provedených na 2D modelu, konstrukce byla analyzována komplexně ve všech směrech.
5. Parametrická studie na výsekových modelech – byla prováděna a hodnocena úprava vybraných parametrů a prověřen jejich vliv na výslednou napjatost spojenou s rozvojem trhlin.
6. Globální model celého typického tížného bloku přehradní hráze - analýza rozložení napjatosti a predikce oblastí s rizikem vzniku trhlin.

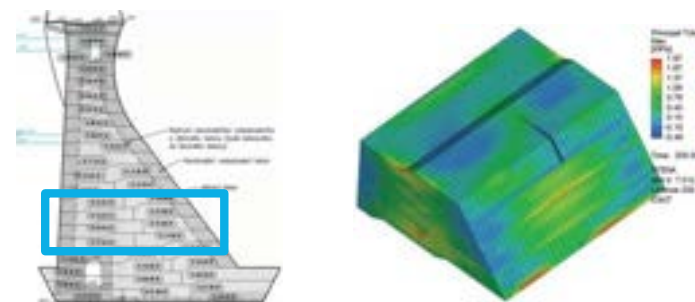
4. MODELOVÉ PRÁCE

Numerické analýzy všech dílčích i globálních modelů zahrnovaly vždy 2 kroky (samostatné výpočty):

1. Transportní analýza – analýza v modulu „Transport“ – simulace vývoje tepla a vlhkosti v konstrukci v čase.
2. Creep analýza – průběh teploty a vlhkosti v konstrukci z kroku 1 použit jako zatížení na model. Dále je zahrnuto i provozní zatížení hydrostatickým tlakem či zeminou v patě hráze.

4.1 PARAMETRICKÁ STUDIE NA VÝSEKOVÉM MODELU

Výsekový model reprezentoval část typického dilatačního bloku, viz obr. 2 (modře). Vystihuje část s pracovními záběry s největšími půdorysními rozměry a největším objemem betonu, u kterých lze předpokládat nejvyšší riziko vzniku poruch. Tento postup je v souladu s doporučeními RILEM [8], podle kterých je vhodné nejprve provést detailní analýzu dílčí části konstrukce a na základě výsledků optimalizovat technologické parametry.



Obrázek 2: Vlevo - Příčný řez řešeným dilatačním blokem hráze s vyznačením betonážních bločků a obou typů betonů, modře vyznačena oblast pro výsekový model v parametrické studii [4];

Vpravo - Příklad zobrazení výsledku analýzy trhlin na výsekovém modelu - výchozí model (před úpravou harmonogramu a ošetřování)

V rámci parametrické studie [4] byly analyzovány různé změny okrajových podmínek a jejich vliv na riziko vzniku trhlin, jednalo se například o následující:

- Změna vstupní teploty betonové směsi;
- Změna ošetřování konstrukce – délka a způsob ošetřování;
- Změna vnější teploty – počátek betonáže v jednotlivých ročních obdobích při rozdílné venkovní teplotě;
- Změna časového snímku betonáže – časový odstup mezi jednotlivými záběry.

4.2 GLOBÁLNÍ MODEL A NUMERICKÉ VÝPOČTY

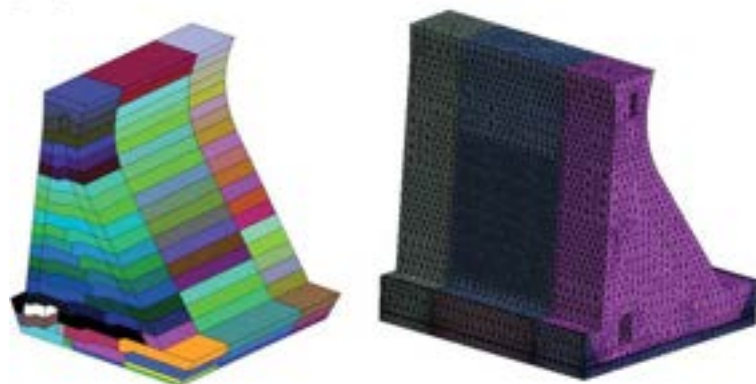
Na základě poznatků získaných z parametrické studie byl sestaven podrobný globální 3D model typického dilatačního bloku přehradní hráze [5], který zahrnoval nejen řešený dilatační blok,

ale také poloviny sousedních bloků, aby byla co nejvěrněji zachycena skutečná interakce mezi jednotlivými dilatačními celky (viz obr. 3).

Transportní analýza byla zaměřena na popis průběhu teplot a vlhkosti uvnitř konstrukce během betonáže a v následujících deseti letech. Výchozí teplota betonové směsi byla omezena na max. 16°C. Do modelu byly zahrnuty časově proměnné klimatické podmínky, vycházející z dlouhodobých dat Českého hydrometeorologického ústavu pro lokalitu Krnov [10]. Teplotní i vlhkostní průběhy byly uvažovány na základě týdenních průměrů, což umožnilo detailnější zachycení sezónních výkyvů. Součástí modelu byly také reálné podmínky výstavby zahrnující postup betonáže v jednotlivých vrstvách, jejich ošetřování a následný provozní stav – vzdušný nebo návodní líc (část za provozu pod hladinou vody).

Model zahrnoval všechny fáze výstavby – celkem bylo postupně vybetonováno 36 bloků v každém dilatačním celku – nevybetonované bloky byly nastaveny jako „neaktivní“ a následně byly postupně aktivovány v čase jejich betonáže. Harmonogram výstavby byl volen tak, aby byla eliminována betonáž v zimním období, kdy je vysoké riziko přerušení výstavby v důsledku nepříznivých klimatických podmínek. Rozestupy mezi betonážemi jednotlivých záběrů nad sebou byly minimálně 7 dní. Počátek betonáže byl uvažován v březnu, dokončení betonáže bloku v září. z hlediska režimu vodní hladiny bylo uvažováno s postupným napouštěním přehradní nádrže cca 1,5 roku po zahájení betonáže řešeného úseku.

Model použitý pro creep analýzu obsahoval navíc vyztužení v oblasti základové spáry a kolem spodní a horní revizní chodby. Model zahrnoval také provozní zatížení hydrostatickým tlakem vody po napuštění nádrže.



Obrázek 3: Vlevo - Globální 3D model řešeného dilatačního celku a navazujících konstrukcí – barevně odlišeny betonážní záběry;

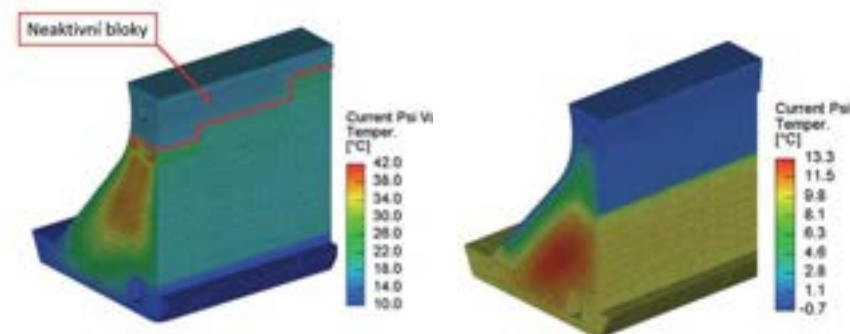
Vpravo - Zobrazena síť modelu s lokálním zjemněním v oblasti s rizikem vzniku trhlin. Barevně odlišen dilatační blok a polovina bloku sousedního [9]

4.3 VÝSLEDKY A DISKUSE

Výsledky transportní analýzy ukázaly, že maximální teplota v jádru konstrukce dosáhla hodnoty cca 42 °C, a to přibližně cca půl roku po zahájení jarní betonáže. Tato hodnota je výrazně nižší než uváděný bezpečný limit 65 °C, který je u masivních betonových konstrukcí považován za hranici rizika degradace betonu vlivem příliš vysokých hydratačních teplot. Na absolutní hodnotu teplotního maxima má bezprostřední vliv vstupní teplota betonové směsi.

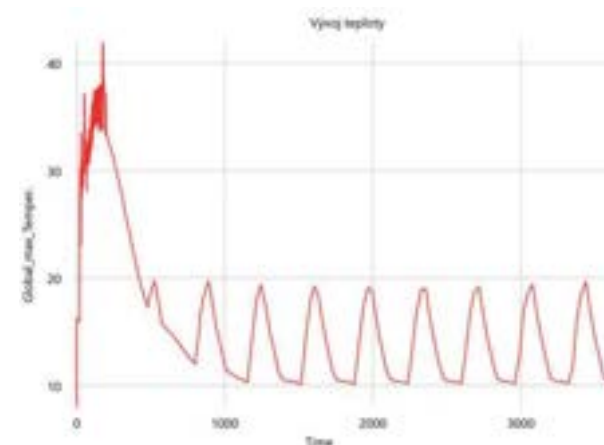
Snížení maximální hodnoty snižuje rozdíly teplot na povrchu a uvnitř konstrukce během první zimy po dokončení betonáže, což je kritické období z pohledu vývoje trhlin.

Konstrukce se chovala z hlediska vývoje teplot předvídatelně: první rok po betonáži byla uvnitř bloku stále patrná zvýšená teplota, zatímco po dvou letech došlo k úplnému odeznění vlivu hydratace a konstrukce začala reagovat pouze na teplotní změny okolního prostředí, viz obr. 4.



Obrázek 4: Vlevo - Max. teploty v konstrukci během betonáže v čase 170 dní – srpen;

Vpravo - max. teploty v konstrukci v čase 2 roky – leden [9]



Obrázek 5: Graf průběhu teploty za prvních 10 let [9]

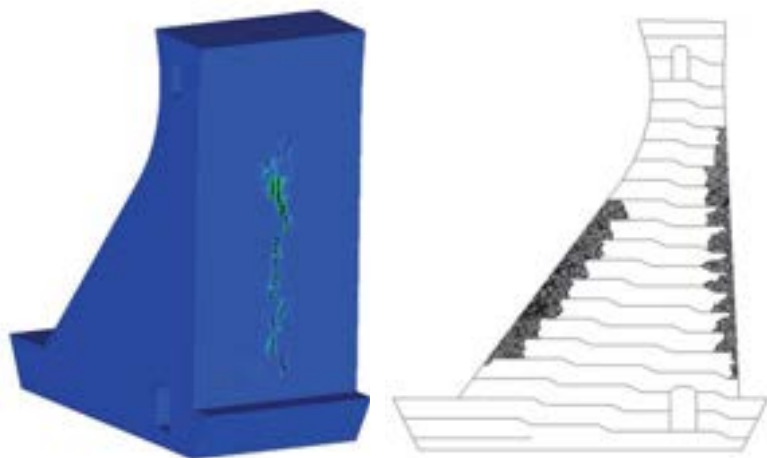
Z hlediska potenciálního vzniku trhlin se ukázalo, že nejrizikovějším obdobím jsou zimní měsíce bezprostředně po dokončení betonáže. v té době zůstává jádro bloku ohřáté v důsledku hydratačních procesů, zatímco povrchové vrstvy jsou vystaveny nízkým teplotám okolního prostředí. Tento teplotní rozdíl vede k tahovému namáhání, které převyšuje tahovou pevnost betonu. Model předpověděl možnost vzniku prvních trhlin o šířce přesahujících šířku 0,2 mm přibližně po 200 dnech od zahájení betonáže. Tyto oblasti s potenciálem ke vzniku trhlin se objevily jak na vzdušném, tak na návodním líci konstrukce (v té době zatím nezatopeném).

V průběhu prvního zimního období byl predikován možný vznik trhlin větších než 0,2 mm, lokálně až okolo 1 mm. Modelem predikované potenciální trhliny měly převážně svislou orientaci a zasahovaly do hloubky 1,0 až 1,5 m. v následujících letních měsících se naopak tyto trhliny částečně uzavíraly. Predikované trhliny byly omezené na lokální části povrchových vrstev konstrukce a nepředstavují zásadní riziko pro stabilitu hráze. z hlediska vodotěsnosti je však nutné uvažovat o jejich sanaci, zejména pokud šířka trhlin překročí 0,2 mm.

Celkově lze konstatovat, že výsledky globálního modelu jsou v dobré shodě s analýzami provedenými na výsekovém modelu, přičemž poskytují přesnější informaci o lokalizaci a hloubce potenciálních trhlin. Potvrdilo se, že optimalizace technologického postupu, zejména snížení vstupní teploty směsi, zpomalení harmonogramu betonáže a důsledné ošetřování povrchů, významně přispěla k omezení rizika vzniku trhlin, jak bylo předpokládáno z výsledků parametrické studie na výsekovém modelu.

Shrnutí predikce možného vzniku trhlin:

- první oblasti s rizikem vzniku trhlin o šířce >0,2 mm se objevují cca 200 dní od zahájení betonáže,
- největší modelem predikované potenciální trhliny dosahovaly maximální šířky okolo 1,0 mm,
- tyto trhliny mají převážně svislou orientaci a zasahují do hloubky 1,0–1,5 m,
- rizikové oblasti vznikají při obou površích hráze a neprostupují celou hrází,
- v letním období se predikované trhliny zavírají, v zimním naopak rozevírají, největší potenciální šířka trhlin je v prvním zimním období, dokud je jádro konstrukce prohráté.



Obrázek 6: Oblasti s predikovaným rizikem vzniku trhlin > 0,2 mm pro druhé zimní období – v čase 2 roky od zahájení výstavby v březnu; vlevo zobrazen návodní líc a vpravo potenciální hloubka trhlin v příčném řezu [9]

5. ZÁVĚR

Numerické analýzy hydratačního tepla a smršťování u tížné hráze potvrdily, že konstrukce se z hlediska maximálních teplot nachází v bezpečných mezích, aby nedošlo k degradaci betonu vlivem vysokých teplot.

Největší riziko pro konstrukci představuje první zimní období po betonáži z důvodu velkých teplotních rozdílů v jádře a na povrchu konstrukce, kdy byl predikován možný vznik trhlin větších než 0,2 mm do hloubky až okolo 1–1,5 m s možnou šířkou u povrchu až okolo 1 mm. Díky kombinaci optimalizovaných technologických opatření – nízké vstupní teploty směsi, zpomalení harmonogramu betonáže a intenzivního ošetřování povrchů – lze riziko vzniku trhlin významně omezit.

Výsledky ukazují, že návrh tížné hráze je z hlediska teplotně-smršťovacích účinků bezpečný a že případné trhliny lze řešit lokální sanací bez nutnosti plošného vyztužování. Vyztužení celé plochy bloku není ekonomické, vzhledem k lokálnímu charakteru trhlin se jeví jako efektivnější cílená údržba a důsledné ošetřování konstrukce při vzniku trhlin.

Zásady technologie betonu pro přehradní hráz vycházející z expertní zprávy Kloknerova ústavu [2], členění na pracovní záběry a optimalizovaný postup betonáže dle [4] a [5] se staly základem technických podmínek, které jsou včleněny do dokumentace pro provádění stavby VD Nové Heřminovy [6]. Dosažené parametry se v daných podmínkách při vhodné organizaci výstavby považují za dosažitelné a při reálném postupu lze dosáhnout i výsledků lepších. Požadavky na technologii betonových konstrukcí vycházejí z ověřených postupů při výstavbě obdobných staveb v minulosti, vybočují však z běžné současné praxe pro jiné typy konstrukcí. Organizace výstavby VD Nové Heřminovy předpokládá zajištění vhodného vybavení staveniště, přijetí příslušných organizačních opatření a zavedení systému kontroly.

PODĚKOVÁNÍ

Autorský kolektiv vyslovuje poděkování všem pracovníkům investora, projektanta, řešitelům dílčích úkolů i zpracovatelům podkladů, díky kterým se podařilo zajistit soubor prací, jenž je hodnotným odborným podkladem pro nastavení vhodných technologických postupů pro betonové konstrukce připravované stavby VD Nové Heřminovy a kteří přispěli v odborné diskusi k naplnění daného úkolu.

LITERATURA

- [1] AQUATIS: Vodní dílo Nové Heřminovy, S.19 - Individuální návrh technologie betonových konstrukcí ve vztahu k ČSN EN 1992-1-1. 01/2024
- [2] D. ČÍTEK, J. KOLÍSKO, K. HURTIG et al.: Návrh betonových směsí pro akci vodní dílo Nové Heřminovy. ČVUT v Praze, Kloknerův ústav. 12/2023 (součást [1])
- [3] I. HLADÍK: Vodní dílo Nové VD Nové Heřminovy – Strukturální analýzy podloží, hráze, souvisejících objektů. R.02 – Stabilitní a strukturální analýzy. 2. etapa: Posouzení postupu výstavby z hlediska nebezpečí porušení betonu v důsledku vývinu hydratačního tepla a smrštění. Praha, 06/2024
- [4] P. KNĚŽ, S. POTŮČKOVÁ, M. HOLÝ, J. KOLÍSKO: Vodní dílo Nové Heřminovy – parametrická studie pro ověření požadavků a okrajových podmínek na betonáž. Expertní zpráva č. 2400 J 490-1. ČVUT v Praze, Kloknerův ústav. 12/2024

- [5] P. KNĚŽ, S. POTŮČKOVÁ, M. HOLÝ, J. KOLÍSKO: Vodní dílo Nové Heřminovy – Sestavení a vyhodnocení matematického globálního modelu tížného bloku přehradní hráze. Expertní zpráva č. 2400 J 490-3. ČVUT v Praze, Kloknerův ústav. 06/2025
- [6] AQUATIS: Vodní dílo Nové Heřminovy. Dokumentace pro provádění stavby. 02/2026
- [7] Z.P. BAŽANT, M. JIRÁSEK, Creep and Hygrothermal Effects in Concrete Structures, Springer, Berlin, 2018.
- [8] RILEM, Thermal Cracking of Massive Concrete Structures, Springer, 2017. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-76617-1>.
- [9] 2400 J 490-3 Vodní dílo Nové Heřminovy – sestavení a vyhodnocení matematického modelu tížného bloku přehradní hráze – „Finální zpráva“ - KÚ ČVUT, 06/2025
- [10] Viz https://www.chmi.cz/files/portal/docs/meteo/ok/open_data_2023/RDATA/TMI/HTM/L/Moravskoslezsky.html

Ing. Marek Čejda, Ph.D.

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika
marek.cejda@aquatis.cz

Ing. Milan Holý, Ph.D.

Kloknerův ústav při ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice
milan.holy@cvut.cz

Ing. Petr Kněz, Ph.D.

Kloknerův ústav při ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice
petr.knez@cvut.cz

prof. Ing. Jiří Kolisko, Ph.D.

Kloknerův ústav při ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice
jiri.kolisko@cvut.cz

Ing. Simona Potůčková

Kloknerův ústav při ČVUT v Praze, Šolínova 7, 166 08 Praha 6 – Dejvice
simona.potuckova@cvut.cz

Ing. Jiří Švancara

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika
jiri.svancara@aquatis.cz

VD ORLÍK – ZABEZPEČENÍ VD PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD – SPECIFIKA ŽELEZOBETONOVÝCH KONSTRUKCÍ

P. Kasal

Metrostav CZ s.r.o., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Příspěvek popisuje požadavky na nově realizované železobetonové konstrukce nového bezpečnostního přelivu, podmínky realizace konstrukcí, specifika zadání, místa provádění a typ konstrukcí. Specifická železobetonová konstrukce tohoto nového bezpečnostního přelivu si vyžádala požití betonu speciálního složení. Navržený beton specifického složení byl ověřen na zkušebním bloku o velikosti 250 m³ betonu před vlastní realizací. Příspěvek dále prezentuje dokončené části stavby – kompletní konstrukce vtokového objektu a skluzu bezpečnostního přelivu.

1. ÚVOD

Konstrukce bezpečnostního přelivu o celkovém objemu přesahujícím 50 000 m³ konstrukčního betonu je rozdělena do tří základních částí. Jedná se o stavební objekt SO 01 – vtokový objekt, kde jsou v železobetonové konstrukci umístěny tři segmentové uzávěry, každý o šířce 13,3 m. Dále jde o část SO 02 – Skluz krytá část, což je vlastně trojice železobetonových tunelů s vnitřními rozměry až 12,5 x 12 m, která prochází tělesem hráze z návodní strany hráze na její vzdušnou stranu. Tyto tunely pak ústí do skluzu stavebního objektu SO 03 – Skluz otevřená část. Jde o železobetonový žlab o šířce 28 m v horní a 16 m v dolní části skluzu. Stěny tohoto žlabu dosahují výšky až 7,2 m. u všech těchto částí bezpečnostního přelivu se jedná o masivní železobetonové konstrukce s tloušťkami od 1,5 do 3 m.



Obrázek 1: Model konstrukce bezpečnostního přelivu

2. BETON PRO BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV

2.1 POŽADAVKY NA BETON

Velkou výzvou na této zakázce byla realizace otevřené části skluzu bezpečnostního přelivu ve sklonu 40 %, což je v lyžařské terminologii hranice mezi červenou a černou sjezdovkou. Realizace konstrukce byla velmi náročná nejen pro všechny pracovníky, kteří se museli po této šikmé ploše při výstavbě pohybovat a pracovat, ale i pro pracovníky, kteří vlastní výstavbu připravovali.

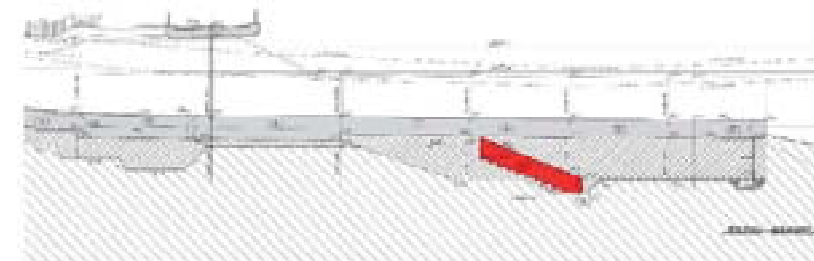
Jedním z nejtěžších úkolů byl návrh složení betonové směsi pro konstrukci skluzu. Konstrukce skluzu se realizovaly „bez záklopu“ tedy bez horního bednění. Ukládaný čerstvý beton musel mít takové vlastnosti, aby se při ukládce udržel v požadovaném sklonu, byl v tomto sklonu zpracovatelný, ztuhitelný a byla umožněna úprava jeho horního povrchu do požadovaného tvaru a tolerancí. Kromě této základní podmínky musel beton splňovat mnoho dalších požadavků jak v čerstvém, tak ve ztvrdlém stavu. Požadavky především vycházely z analýzy, která byla provedena Kloknerovým ústavem ČVUT při přípravě a návrhu konstrukce nového bezpečnostního přelivu. Základním parametrem bylo, že receptura betonu musí být navržena tak, že beton ve stáří po 90 dnech bude mít parametry betonu popisované v ČSN EN 206 značkou C30/37 XC4, XF3, XA1 s mrazuvzdorností T 150 dle ČSN 73 1322. Dále byla požadována max. hloubka průsaku tlakovou vodou 20 mm, průměrná hodnota statického modulu 30 GPa, objemová hmotnost v intervalu obvyčejného betonu dle ČSN 206 + A1 a maximální teplota v konstrukci 65°C. Velmi důležitý byl požadavek celkového smrštění betonu po 28 dnech, který byl stanoven maximální hodnotou 0,4 mm/m. Všechny parametry musely být ověřeny průkaznými zkouškami.

Návrh receptury betonu byl vytvořen ve spolupráci s firmou Českomoravský beton, Betotech a Stachema CZ. Navrženo bylo celkem 9 receptur, u kterých byly na základě předem stanoveného zkušebního plánu průběžně prováděny požadované zkoušky čerstvého i ztvrdlého betonu. Zkoušky pevnosti betonu v tlaku byly prováděny ve stáří betonu po 2, 7, 28 a 90 dnech. Pro proces ověření parametrů navržených betonových směsí byla zásadní a časově nejnáročnější zkouška mrazuvzdornosti. Ověření mrazuvzdornosti betonu bylo provedeno ve dvou fázích. Nejprve zkouškou T100 ve stáří betonu po 28 dnech a poté teprve zkouškou T150 po 90 dnech. Pokud by některá z navržených receptur nevyhověla námi stanovenému parametru ve stáří po 28 dnech, byla by vyloučena z dalšího procesu zkoušení. u všech navržených receptur byly provedeny také zkoušky pro stanovení vývoje teploty betonu vlivem hydratačního tepla. Celý proces od návrhu složení betonové směsi po výběr nejvhodnější varianty trval více než rok.

Požadovaným parametrům vyhovělo 8 navržených receptur. Vybrány pak byly dvě receptury, a to receptura s množstvím cementu 320 kg/m³ a 300 kg/m³. Tyto dvě receptury mohou být použity ještě ve variantách s polypropylenovými vlákny a se zpožďovačem. Navržené receptury byly odzkoušeny při konzistencích S2, S3 a S4.

2.2 REALIZACE ZKUŠEBNÍHO BLOKU

Po výběru receptur zbývalo „už jenom“ ověřit, jak se bude beton chovat v reálné konstrukci především při ukládce do konstrukce ve sklonu 40 %. Pro ověření jsme připravili zkušební blok o velikosti odpovídající desce dna skluzu jedné dilatace a v maximálním spádu konstrukce skluzu. Byl proveden ve stavební jámě připravené pro spodní část skluzu.



Obrázek 2: Podélný řez dolní částí skluzu – umístění zkušebního bloku

Podkladní beton pod zkušebním blokem byl proveden ve stejném tvaru, jako je pod konstrukcí skluzu v největším spádu. Umístění zkušebního bloku bylo zvoleno tak, že se stal součástí podkladních vrstev resp. výplňových betonů a nemusela se řešit jeho pozdější demolice. Nejprve se mělo jednat pouze o jeden betonážní celek – střední desku skluzu o rozměrech 8,5 x 12 m. v souladu s požadavky zadávací dokumentace bylo však nutné ověřit realizaci střední desky skluzu i v návaznosti na okolní konstrukce, proto jsme navrhli, aby součástí zkušebního bloku byly i v nezbytném rozsahu okolní konstrukce. Zkušební blok se tedy skládal ze čtyř částí. První část o půdorysných rozměrech 1,0 x 19 m simulovala zárodek předcházejícího dilatačního dílu. Základové konstrukce stěn o půdorysných rozměrech 7,5 x 3,5 m tvořily boční části zkušebního bloku. Čtvrtá část – střední deska, pak byla vymezena ve spodní části zárodkem předcházejícího dilatačního dílu a z boků základovými konstrukcemi stěn. Její rozměry byly 7,5 x 12 m. Celkové půdorysné rozměry zkušebního bloku byly tedy 8,5 x 19 m. Tloušťka bloku byla 1,5 – 1,8 m. Jeho celkový objem byl 250 m³. Výztuž všech částí zkušebního bloku byla uspořádána stejným způsobem jako ve skutečné konstrukci skluzu v části s největším spádem. Pro úpravu horního povrchu střední desky konstrukce skluzu byl navržen „speciální finišer“ firmou Nestservice. Jedná se o technologii válcového rotačního finišeru, což je sestava zařízení pro finální povrchovou úpravu betonových ploch liniového charakteru. Finišer se pohybuje na vodících kolejničích a jeho pohyb zajišťují přes ocelová lana dva elektrické navijáky. Sestava se skládá ze tří základních prvků - rozhrnovací vibrační lišty, válcovací jednotky a lávky pro finální úpravu povrchu.



Obrázek 3: Zkušební blok před betonáží poslední části s připraveným finišerem.

Před vlastní realizací zkušební bloku proběhly ještě zkoušky zpracovatelnosti navržené a vybrané betonové směsi na několika menších zkušebních vzorcích vždy s horním povrchem ve spádu 40%. Při těchto betonážích byla ověřována vhodná konzistence betonu, čerpatelnost a zpracovatelnost betonu. Byly zkoušeny různé úpravy povrchu ve sklonu a také byla vyzkoušena technologie válcového rotačního finišeru s ručním vedením. Tyto zkoušky prokázaly, že navržená betonová směs a její zvolená konzistence je vhodná pro ukládku do konstrukce ve sklonu 40 % a i pro úpravu povrchu technologií válcového rotačního finišeru.

Betonáž zkušební bloku proběhla na podzim roku 2022. Poslední čtvrtá část - střední deska, byla vybetonována na začátku listopadu 2022. Teplota vzduchu se při betonáži pohybovala od 10 do 18°C. Teplota ukládaného betonu se pohybovala okolo 17°C. Ukládka betonu byla prováděna pomocí čerpadla na beton, hutnění pomocí ponorných vibrátorů. Úprava horního povrchu betonu byla prováděna technologií válcového rotačního finišeru. Z důvodu získání zkušeností se zkušební betonáže zúčastnili všichni pracovníci, kteří se měli na vlastní realizaci podílet.



Obrázek 4: Betonáž poslední části zkušební bloku

Bezprostředně po ukončení betonáže byl povrch konstrukce zakryt PE fólií a následně druhý den ráno byla fólie ještě překryta geotextilií. Konstrukce byla takto zakryta 14 dní.

Při realizaci byl kromě ověření betonové směsi ještě ověřován a zkoušen způsob montáže vnitřního dilatačního pásu, provedení dilatačních a pracovních spár, kotvení vodítek pro finišer, provádění ukládky betonu (mocnost jednotlivých vrstev, sklony vrstev), urovnání a zahlázení povrchu pomocí válcového rotačního finišeru včetně rychlosti pojezdu. Dále se ověřilo provedení úpravy povrchu konstrukce a ošetřování vybetonované konstrukce. Kromě zkoušek čerstvého a ztvrdlého betonu na zkušebním bloku proběhlo v konstrukci i měření hydratačního tepla a měření deformací pomocí tenzometrů. Před betonáží bylo do konstrukce osazeno celkem 22 tenzometrů a přes 30 teplotních čidel. Na konstrukci zkušební bloku se dále sledoval výskyt a četnost trhlin. Zkušební blok byl po betonáži monitorován více jak 2 měsíce. Maximální teplota v konstrukci byla zaznamenána po 38 hodinách od ukončení betonáže a byla 50,6°C.

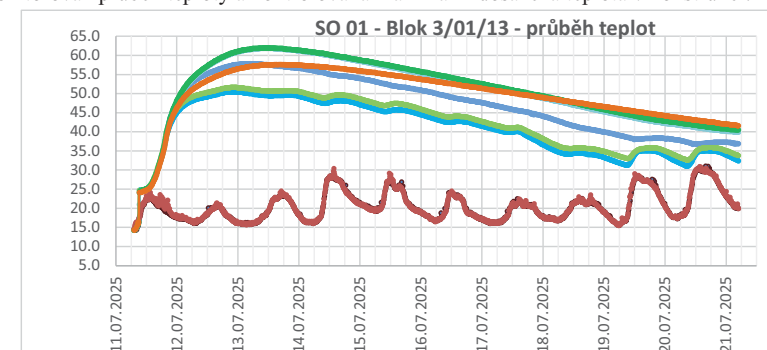
3. REALIZACE

Na základě zkušeností získaných při realizaci zkušební bloku byl upraven technologický postup výstavby skluzu a kontrolní a zkušební plán a na začátku roku 2023, po poslední kontrole, bylo konstatováno, že železobetonová konstrukce zkušební bloku splňuje požadavky na železobetonové konstrukce dané zadávací dokumentací a byl vydán souhlas k realizaci konstrukcí bezpečnostního přelivu.



Obrázek 5: Betonáž vlastní konstrukce skluzu – úprava povrchu betonu válcovým rotačním finišerem

Při vlastní realizaci probíhají nadstandardní kontroly kvality betonu, kontroly stanovených postupů výstavby a dodržování ošetřování železobetonových konstrukcí. Mimo standardní kontrolní zkoušky čerstvého betonu prováděné na stavbě, odběry zkušebních těles a zkoušky ztvrdlého betonu je kvalita betonu ještě v průběhu realizace prověřována Kloknerovým ústavem ČVUT. Protože se jedná o velmi masivní konstrukce, je u vybraných konstrukcí monitorován průběh teploty a kontrolována maximální dosažená teplota v konstrukci.



Obrázek 6: Průběh teplot v konstrukci stěny vtokového objektu

Záznamy o všech kontrolách jsou vedeny a sdíleny v aplikaci Dalux. v současné době je dokončena otevřená část skluzu a je dokončen vtokový objekt bezpečnostního přelivu.

Výstavba skluzu probíhala dva roky - od ledna 2023 do prosince 2024.



Obrázek 7: Výstavba horní části skluzu



Obrázek 8: Pohled na hotový skluz bezpečnostního přelivu

Výstavba vtokového objektu probíhala od července 2024 do listopadu 2025.



Obrázek 9: Výstavba vtokového objektu – srpen 2025



Obrázek 10: Pohled do jednoho ze tří tubusů bezpečnostního přelivu na přelivnou hranu a provizorní hrzení

4. ZÁVĚR

Velkým přínosem pro realizaci byla správná volba dostatečné velikosti zkušebního bloku o objemu 250 m³, což odpovídá objemu konstrukce dna jednoho dilatačního dílu skluzu. Při realizaci tohoto zkušebního bloku se ověřily všechny požadované parametry navrženého betonu pro specifickou konstrukci bezpečnostního přelivu a vyzkoušely se postupy realizace železobetonové konstrukce skluzu. Získané zkušenosti jsme využili při realizaci vlastní konstrukce bezpečnostního přelivu. Realizace zkušebního bloku tak výrazně přispěla k zajištění hladkého průběhu výstavby vlastní konstrukce skluzu a její kvality.

Ing. Pavel Kasal, Ph.D.

Metrostav CZ s.r.o., Divize 6, Koželužská 2450/4, Libeň 18000 Praha 8

kasal@metrostav.cz

AKTUÁLNÍ OTÁZKY NAVRHOVÁNÍ A REALIZACE
VODNÍCH STAVEB Z MASIVNÍCH BETONŮ

T. Skokan & R. Šimek

Povodí Odry, státní podnik, Ostrava, Česká republika

ABSTRAKT: Povodí Odry, státní podnik za poslední dekádu připravilo a zrealizovalo řadu významných vodních děl, jejichž součástí byly rovněž masivní železobetonové konstrukce. Ať už se jednalo o vybudování nového sdruženého objektu Suché nádrže Jelení, nebo kompletní rekonstrukci sdruženého objektu VD Baška. Všechny tyto stavby spojovalo od počátku návrhu dilemma ohledně návrhu receptury samotného betonu a způsobu (stupně) vyztužení konstrukce dle soudobých požadavků norem. ve všech případech se jednalo o masivní železobetonové konstrukce s tloušťkou stěny min. 1,0 m (stěny bezp. přelivů, stropy spodních výpustí atd). u těchto konstrukcí na sebe narážejí protichůdné požadavky na vodotěsnost, trvanlivost a mrazuvzdornost samotného betonu (obvykle C30/37 XC4 XF3) s požadavky na vodotěsnost, trvanlivost a mrazuvzdornost konstrukce jako celku. u dlouhých dilatačních celků je u betonu takto vysoké pevnosti s velmi malou pružností vysoké riziko vzniku smršťovacích trhlin a to i přes silné vyztužení konstrukce. Vysoký stupeň vyztužení navíc o to více komplikuje provedení betonáže (zejm. v místě styků jednotlivých prutů vyztuže, napojení těsnících pásů v dilatacích atd.) a vytváří tak další riziko možného zatékání/průsaků dovnitř konstrukce.

Výsledkem je min. v polovině případů stav, kde i při dodržení veškerých požadavků na recepturu betonu, způsob vyztužení konstrukce a vysokou technologickou kázeň, dojde záhy po dokončení k prasknutí dilatačních celků a to cca ve třetinách délky. Veškeré požadované vlastnosti konstrukce se tím významně degradují. Vzniklé trhliny a následné průsaky je následně nutno sanovat/injektovat, přičemž celistvost konstrukce již nikdy nezůstane zachována. Tímto článkem bychom chtěli zejm. poukázat na míru rizika, které plyne ze striktního dodržování požadavků všech stávajících obecně platných norem, které se týkají návrhu těchto specifických masivních betonových konstrukcí, resp. apelovat na vytvoření samostatné ČSN, která by se této konkrétní problematice věnovala.

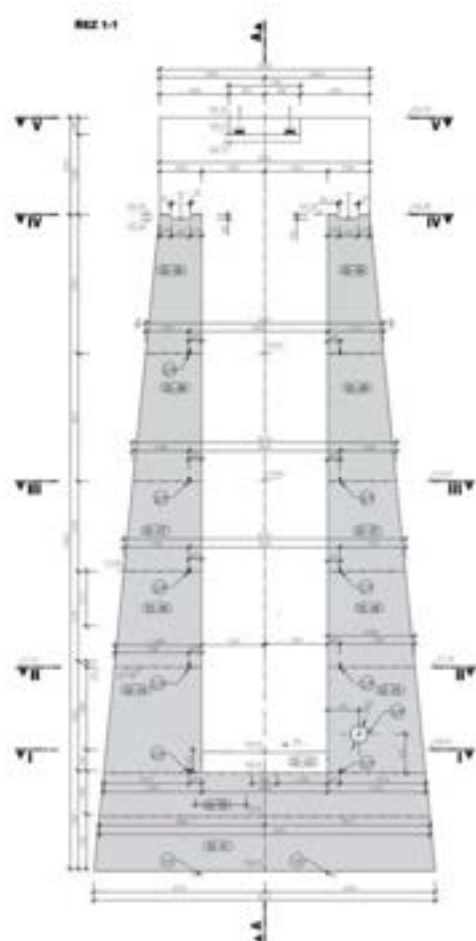
1. SN JELENÍ

Suchá nádrž Jelení je umístěná na Kobylím potoce a jejím hlavním účelem je tlumení velkých vod z Q100 = 33,5 m³/s na Q1 = 4,4 m³/s a ochrana obce Karlovice u Vrba pod Pradědem. Celkový objem nádrže je 757 tisíc m³. Hráz je nehomogenní s maximální výškou 16 m. Koruna hráze má šířku 4 m a délku 273 m. Funkci bezpečnostního a výpustního zařízení plní sdružený objekt vybavený dvěma spodními výpustmi s provozními tabulovými uzávěry a nehrázeným bezpečnostním přelivem. Celkové stavební náklady činily 147 660 000 Kč bez DPH. Stavba byla dokončena v červnu 2019, v letech 2020 a 2021 byl úspěšně proveden ověřovací provoz. v září 2024 vodní dílo převedlo PV1000 a to pouze s minimálními škodami, které postihly zejména odpadní koryto, dimenzované na transformovaný průtok Q20.

1.1 NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE SDRUŽENÉHO OBJEKTU SN JELENÍ

Konstrukce sdruženého objektu se svislými stěnami výšky 13,8 m a tloušťky 2,3 – 1,0 m byla dle PD navržena z vodostavebního betonu C30/37-XC4-XF3. Hlavní nosná výztuž byla navržena v obou směrech pruty R22 à 150 mm, resp. v patě stěny dokonce **R22 à 75 mm** a to s krytím min. 50 mm. Toto extrémní množství výztuže bylo navrženo zejména s ohledem na mezní stav trhlin, kde požadavek max. šířky trhliny činil $w_k=0,298 \text{ mm} \leq w_{kmax}=0,300 \text{ mm}$.

Přelivné hrany bezpečnostního přelivu byly navrženy z prefabrikátů, osazených do zámku ve zhlaví svislých stěn přelivů. Vodorovné ložné spáry a svislé pracovní spáry byly navrženy s výplní sanační objemově kompenzovanou polymercementovou maltou s přísadou skleněných nebo polypropylenových vláken.



Obrázek 1: Příčný řez sdruženým objektem SN Jelení

1.2 REALIZACE A DEFEKTY ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE SN JELENÍ

Již během realizace stavby byly řešeny komplikace jak s dodržením požadované receptury betonu, tak s provedením vybraných detailů v místě křížení velkého množství výztuže a napojením těsnících pásů dilatací.



Obrázek 2: Křížení výztuže ŽB konstrukce sdruženého objektu SN Jelení

Ihned po dokončení ŽB konstrukcí byly pozorovány četné výluhy a průsaky přes pracovní spáry a kolem zaslepených otvorů po spínacích tyčích bednění. Během krátkého období provozu vodního díla pak došlo k rychlé degradaci výplně dilatačních a pracovních spár a následnému zatékání dešťové vody dovnitř konstrukce. Lze předpokládat, že uvnitř monolitických stěn vznikly při betonáži podél husté sítě výztuže průběžné dutinky, kterými dešťová voda prochází skrze konstrukci a vysakuje v místě pracovních spár a kolem nedokonale zatěsněných otvorů po spínacích tyčích bednění. v současné době probíhá sanace těchto průsaků a oprava dilatačních a pracovních spár.



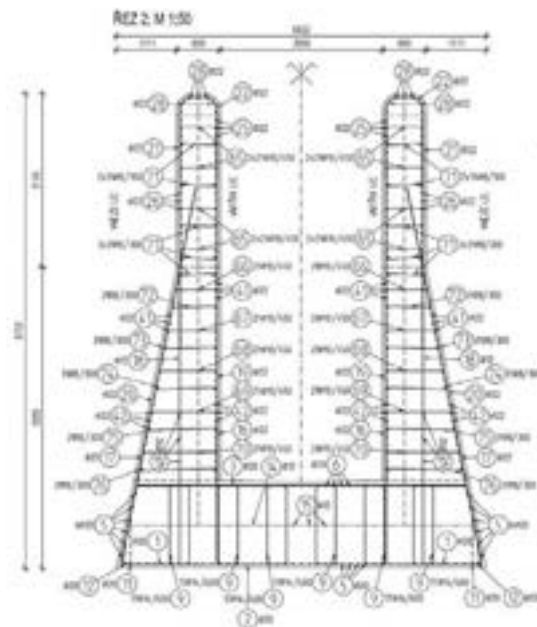
Obrázek 3: Průsaky do sdruženého objektu během ověřovacího provozu SN Jelení

2. VD BAŠKA

VD Baška je údolní nádrž, vybudovaná na vodním toku Baštice u obce Baška v letech 1958 až 1961. v současné době je nádrž využívána především k rekreaci a k chovu ryb. Přehradní těleso tvoří zemní hráz, která je směrově provedena jako po toku vydutý oblouk s délkou koruny 932,61 m a má max. výšku nade dnem údolí 7,86 m. Celkový objem nádrže činí 1,09 mil. m³ vody. k nejvýznamnější rekonstrukci došlo v letech 2023-2025, kdy byl pro možnost převedení extrémních povodní vybudován nový sružený objekt. Místo původního bočního bezpečnostního přelivu v pravém závazání hráze byl nový bezpečnostní přeliv navržen v rámci sruženého objektu přibližně v ose původní spodní výpusti. Stavební řešení sruženého objektu vycházelo zejména z požadavku na bezpečné převedení KPV₁₀₀₀. Cena stavby byla 127,6 mil. Kč bez DPH.

2.1 NÁVRH ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE SDRUŽENÉHO OBJEKTU VD BAŠKA

Konstrukce sruženého objektu se svislými stěnami výšky 7,2 m a tloušťky 1,6 - 0,8 m byla dle PD navržena z vodostavebního betonu C30/37-XC4-XF3. Hlavní nosná výztuž byla u stěn navržena v obou směrech pruty **R22 à 150 mm** s krytím min. 50 mm. ve statickém výpočtu byla ŽB konstrukce posouzena jak na mezní stav únosnosti, tak na mezní stav použitelnosti (mezní stav trhlin). Rozhodujícím parametrem pro navržené množství výztuže byl v tomto případě minimální stupeň vyztužení $\rho_{s,t}=0,00165 \geq \rho_{s,min}=0,00151$. Přelivné hrany bezpečnostního přelivu byly navrženy jako monolitické.



Obrázek 4: Příčný řez sruženým objektem VD Baška

2.2 REALIZACE A DEFEKTY ŽELEZOBETONOVÉ KONSTRUKCE VD BAŠKA

Během realizace ŽB konstrukce sruženého objektu nebyly mimo komplikované provedení výztuže a betonáže samotné monolitické přelivné hrany bezpečnostního přelivu řešeny žádné mimořádné problémy.



Obrázek 5: Výztuž sruženého objektu VD Baška

Ihned po dokončení stavby (při napuštění nádrže o cca 1,0 m) byly pozorovány svislé trhliny na stěnách sruženého objektu (cca ve třetinách délky dilatačních celků), z nichž většina vykazovala rovněž různou intenzitu průsaků. Dle nálezkové zprávy zhotovitele vznikly trhliny vlivem objemových změn v betonu (smršťováním, dotvarováním a vlivem teploty) a nemají vliv na statiku konstrukce. Tyto trhliny by se dle zkušeností zhotovitele měly postupem času samy utěsnit. v současné době vyhodnocujeme vývoj stavu a následně dohodneme další postup, případně navrhne sanaci.



Obrázek 6: Průsaky stěnami sruženého objektu VD Baška

3. ZÁVĚR

Ze zkušeností z námi realizovaných staveb vyplývá, že u masivních železobetonových konstrukcí s požadavkem na dodržení klasické betonářské normy (určené primárně pro subtilní ŽB průřezy, zatížené primárně ohybovým momentem), vychází při povrchích konstrukce extrémní množství výztuže. To s ohledem na křížení výztuže a napojení těsnicích prvků v místě dilatací vede na stavbě k velmi problematickému provedení detailů. v kombinaci s navrženým betonem C30/37-XC4-XF3, tj. betonu který má poměrně malou pružnost, se stává provedení takovéto konstrukce velmi rizikové, zejména s ohledem na samotnou požadovanou vodotěsnost a trvanlivost stavebního objektu jako celku. Podle našeho názoru by bylo vhodné vytvoření samostatné ČSN, která by se této konkrétní problematice věnovala.

PODĚKOVÁNÍ

I přes výše uvedené poruchy betonových konstrukcí projevující se vznikem smršťovacích trhlin a zaznamenané průsaky přes železobetonové konstrukce všech modernizovaných vodních děl v posledních 20 letech tak, aby splňovala nové standardy na bezpečnost vodních děl za povodní, fungovala bezpečně i při extrémním zatížení za povodně v září 2024. Poděkování tak patří všem, kteří se podíleli jak na přípravě a zhotovení suché nádrže Jelení, tak na rekonstrukci srušeného objektu VD Baška.

Zvláštní poděkování pak patří těm, kteří se aktivně účastnili záchranných a zabezpečovacích prací při extrémní povodni, která postihla naše povodí v září 2024 a způsobila škody, se kterými se potýkáme do dnes a pravděpodobně ještě dlouho potýkat budeme.

LITERATURA

- [1] Pöyry Environment, a. s. Opatření na horní Opavě, 04.02 Nádrž Jelení, stavba č. 5751, Dokumentace pro provádění stavby
- [2] Povodí Odry, státní podnik, Suchá nádrž Jelení – I. Etapová zpráva technickobezpečnostního dohledu, 03/2021
- [3] Golík VH, s.r.o. VD Baška – převedení extrémních povodní, stavba č. 4142, Dokumentace pro provádění stavby
- [4] Metrostav CZ, divize 6 VD Baška – převedení extrémních povodní, stavba č. 4142, Nálezořá zpráva

Ing. Tomáš Skokan

Povodí Odry, státní podnik, Provozní odbor
tomas.skokan@pod.cz

Ing. Richard Šimek

Povodí Odry, státní podnik, Provozní odbor
richard.simek@pod.cz

KONSTRUKČNÍ A TECHNOLOGICKÉ ASPEKTY
MASIVNÍCH BETONŮ NA VD KUTŘÍN

M. Staněk & M. Hladík

HG partner, s.r.o., Úvaly, Česká republika

P. Svatoš

Povodí Labe, státní podnik, Hradec Králové, Česká republika

ABSTRAKT: Navrhování vodních staveb z masivních betonů klade na autora projektové dokumentace zvýšené nároky zejména v oblasti návrhu konstrukčního řešení, technologických postupů realizace a zajištění dlouhodobé funkčnosti a trvanlivosti díla. u masivních betonových konstrukcí vodních děl je nutné již ve fázi projektu zohlednit aspekty a rizika spojená s vývojem hydratačního tepla, vznikem teplotních a smršťovacích napětí, interakcí konstrukce s podložím a návazností na ostatní konstrukce tělesa hráze. Příspěvek se zaměřuje na aktuální otázky návrhu masivních betonových konstrukcí ve vazbě na projektovou dokumentaci vodního díla suché nádrže Kutřín. Pozornost je věnována zejména optimalizaci složení betonových směsí s cílem omezení maximálních teplot a teplotních gradientů. Dále pak návrhu technologických postupů betonáže, členění konstrukcí na pracovní a dilatační celky a vyztužení s cílem minimalizovat riziko vzniku trhlin ovlivňujících vodotěsnost a životnost vodního díla. v neposlední řadě jsou diskutovány požadavky na technologii betonáže a zásady ošetřování a chlazení betonu ve stádiu zrání. Samostatná pozornost je věnována návrhu systému monitoringu teplotního režimu a vyhodnocení naměřených dat ve vztahu k návrhovým kritériím. Závěrem jsou shrnuty zkušenosti nejen z projektové přípravy a projednávání technických řešení se zhotovitelem, technickým dozorem a investorem stavby, ale i ze samotné realizace díla.

1. ÚVOD

Vodní dílo Kutřín je protipovodňovým opatřením, které má za úkol transformaci povodňových vln na Krounce zabránit povodňovým škodám především v záplavovém území řeky Novohradky, do které se Krounka vlévá. Transformací průtoku Q_{100} v profilu suché nádrže s kulminací $43,9 \text{ m}^3/\text{s}$ na průtok Q_1 tj. $5,22 \text{ m}^3/\text{s}$ dojde ke snížení průtoků na Novohradce pod soutokem s Krounkou z Q_{100} na Q_{10} a na soutoku Novohradky s Chrudimkou z Q_{100} na Q_{50} .

133,6 m dlouhá tízná hráz je tvořena 9 dilatačními bloky délky 15 m (krajové bloky jsou mírně zkráceny). Výška hráze od základové spáry je 25,2 m. v příčném řezu lze považovat konstrukci bloků za nestandardní z hlediska použití několika typů betonů. Návodní líc je tvořen těsnicím „pláštěm“ z masivního železobetonu. Vzdušný líc je z prefabrikovaných prvků tvaru „L“ a střední jádrová tízná část je z válcovaného betonu (RCC). Propojení a zmonolitnění těchto tří konstrukčních prvků je docíleno užitím betonů přechodových. z pohledu investora jde o velmi náročnou konstrukci nejen z hlediska betonáže jednotlivých konstrukčních částí, ale především z hlediska provedení všech prací betonáží předcházejících a po ní následujících. (HG partner, 2022)

Podmínkou realizace je v rámci akce provést několik vyvolaných investic a kompenzačních opatření. Nejvýznamnějšími vyvolanými investicemi jsou rekonstrukce mostu přes Krounku v oblasti zátopy a ochrana jímací oblasti místního vodovodu. Samostatným kompenzačním opatřením je revitalizace části Martinického potoka. Dalšími požadavky na přírodě blízké řešení jsou zajištění neselektivní migrační prostupnosti korytem Krounky procházejícím tělesem hráze a úprava pohledových betonů tak, aby se vzhledově co nejvíce blížily charakteru okolních skalních výchozů podložních drob. Ke stejnému účelu jsou na obou lících hráze navrženy kamenné přísypy z místních vytěžených materiálů.

V pravém zavázání je boční bezpečnostní přeliv. Je tvořen masivními železobetonovými zdmi se zaoblenou přelivnou hranou délky 25 m. Na spadiště šířky 15 m a délky 28,6 m navazuje skluz stejné šířky v délce 55,4 m, zakončený vývarem.

Zahájení prací v roce 2021 firmou OHL ŽS a.s., předcházelo 5leté období přípravy, jak po stránce technické, tak po stránce nezbytného majetkoprávního vypořádání, kterým byla podmíněna možnost financování z dotačního programu „Podpora prevence před povodněmi IV“. Realizace probíhala až do května 2022, kdy Povodí Labe, státní podnik odstoupil od smlouvy z důvodu nečinnosti zhotovitele. Ta měla několik závažných důvodů – probíhající epidemie COVID, vypuknutí války na Ukrajině a reálně zastižené geotechnické podmínky při zemních pracích v oblasti hráze a souvisejících objektů. To vyvolalo výrazný nárůst nákladů na realizaci, který nebylo možno v rámci pravidel programu pokrýt.

Po aktualizaci zadávací dokumentace bylo vypsáno další výběrové řízení. Novým zhotovitelem se stala firma Budimex S.A., která práce zahájila v lednu 2024 se smluvním termínem ukončení prací 30.6.2027.

2. MASIVNÍ BETONY

Za masivní betonovou konstrukci lze obecně považovat konstrukční prvek, jehož nejmenší rozměr je větší, než asi 1 m (dle ČSN EN 13690 >1 m, dle TKP 18(ŘSD), TKP 17(SŽDC) a TKP 1(ŘVC) >0,6 m). Tento orientační parametr říká, že se jedná o konstrukci, u níž dochází k významnému rozvoji hydratačního tepla a současně k omezenému odvodu tepla z jádra konstrukce. v důsledku toho vznikají výrazné teplotní gradienty mezi povrchovými a vnitřními oblastmi konstrukce, které vyvolávají objemové změny a vlastní prnutí v mladém betonu. (Českomoravský beton 2013), (ACI Committee 207 2005) Problematika masivních betonů proto musela být v rámci návrhu samostatně řešena z hlediska omezení vzniku trhlin, zajištění vodotěsnosti a trvanlivosti konstrukce.

Navrhování a provádění masivních betonových konstrukcí vyžaduje odlišný přístup oproti běžným železobetonovým prvkům. Klíčovým aspektem je řízení teplotního režimu konstrukce v průběhu hydratace cementu a následného ochlazování. Řešení spočívá zejména v optimalizaci složení betonové směsi z hlediska hydratačního tepla, stanovení maximální přípustné teploty betonu v konstrukci, posouzení teplotních gradientů, návrhu pracovních a dilatačních úseků, režimu betonáže, ošetřování a případně i aktivního chlazení konstrukce.

Hlavním rizikem je vznik tahových napětí vyvolaných nerovnoměrným teplotním polem v konstrukci. v průběhu hydratace dochází k ohřevu jádra konstrukce, zatímco povrchové vrstvy se vlivem okolního prostředí ochlazují rychleji. Při omezení deformací vede následné chladnutí jádra k rozvoji tahových napětí v jádře konstrukčního prvku, která mohou překročit

aktuální tahovou pevnost betonu a způsobit vznik trhlin. Kritické jsou zejména trhliny procházející celým průřezem konstrukce, které mohou negativně ovlivnit vodotěsnost a trvanlivost konstrukce. (ICOLD 2010)

3. PROJEKTOVÁ DOKUMENTACE

Problematika masivních betonů klade zvýšené nároky v prvním sledu na zpracování projektové dokumentace, technologických předpisů, a následně na samotnou realizaci stavby. Projektování zahrnovalo rozsáhlé rešerše materiálů a přejímání zkušeností z realizovaných staveb. (Keil,1966) Bohužel časový odstup od poslední realizace přehrady, tím spíše betonové, je značný a došlo tak ke ztrátě odborných poznatků v obecném povědomí. Nabízí se čerpání ze zahraničních zdrojů, nicméně ne vždy je nabyté poznání plně aplikovatelné v podmínkách českého prostředí.

Projektová dokumentace musela přesně definovat požadavky na maximální a minimální teploty čerstvého betonu, způsob ošetřování konstrukce, režim chlazení, rozmístění chladicích trubek, požadavky na izolaci povrchů a monitoring vývoje teplot během hydratace. Součástí návrhu bylo laboratorní ověření hydratačního tepla pojiv pomocí izotermální kalorimetrie, numerické termo-mechanické simulace vývoje teplot a napětí. Na základě těchto poznatků byl koncipován návrh technologických opatření pro omezení vzniku trhlin. Limity teplot čerstvého betonu byly stanoveny v rozsahu 10–30 °C a minimální doba ošetřování konstrukce 14 dní.

V rámci návrhu byly provedeny termo-mechanické simulace betonových lamel o rozměrech cca 2,5×2,5×15,0 m, včetně posouzení variant s rozdílnou počáteční teplotou čerstvého betonu (15–35 °C), různým stupněm vyztužení a variant vodního chlazení pomocí 6 a 9 chladicích trubek. Navrženo bylo použití chladicích trubek HDPE DN32 se vstupní teplotou vody cca 12 °C. Výpočty zahrnovaly vývoj teplot, tahových napětí, šířek trhlin i dlouhodobé smršťování konstrukce. Součástí návrhu bylo rovněž posouzení vlivu tepelné izolace povrchu konstrukce, rychlosti ochlazování a účinnosti aktivního chlazení. (ŠMILAUER a kol. 2018)

4. NÁVRH BETONOVÉ SMĚSI

Receptura betonu pro masivní konstrukce musí být navržena s důrazem na omezení hydratačního tepla, minimalizaci teplotních gradientů a omezení vzniku trhlin od teplotních a smršťovacích účinků. Současně musí zajistit požadovanou pevnost, vodotěsnost, mrazuvzdornost, trvanlivost a dostatečnou zpracovatelnost při betonáži. Omezení vývoje hydratačního tepla lze docílit zejména úpravou receptury betonové směsi. Pro omezení vývoje tepla jsou používána pojiva s nižším hydratačním teplem, zpravidla s podílem vysokopecní strusky nebo popílku. Laboratorní měření prokázala hydratační teplo přibližně 75–76 MJ/m³ betonu za 7 dní, přičemž adiabatický nárůst teploty dosahoval cca 36–45 °C dle počáteční teploty čerstvého betonu.

Úprava složení betonu sama o sobě nepostačí, musí být doplněna o další opatření, která povedou buď přímo ke snížení maximální teploty při hydrataci betonu, nebo budou předcházet negativním důsledkům vzniklého napětí v konstrukci, tj. zejména vzniku trhlin. Konstrukce je tak na lici doplněna o tepelnou izolaci, která vede ke snížení gradientu teplot mezi jádrem a povrchem konstrukce. Účelné je použití chlazení betonového bloku pomocí trubního vedení s chladicím médiem. Výpočty prokázaly, že bez aktivního chlazení mohou při počáteční teplotě

čerstvého betonu 25 °C vznikat trhliny přes celý průřez konstrukce o šířce až cca 0,52 mm. Při vhodně navrženém chlazení po dobu cca 168 hodin byla šířka trhlin snížena přibližně na 0,17 mm, tedy pod požadovaný limit 0,20 mm pro vodotěsné konstrukce. (ŠMILAUER a kol. 2018)

Dalším významným rizikem jsou objemové změny od autogenního smršťování a od smršťování od vysychání. Simulace vysychání ukázaly, že i dlouhodobě může docházet k postupnému rozevírání povrchových trhlin až na cca 0,085 mm. z hlediska trvanlivosti bylo dále posuzováno omezení maximální teploty betonu v konstrukci z důvodu rizika zpožděné tvorby ettringitu; maximální přípustná teplota betonu v konstrukci byla stanovena na 55 °C s podmínkou, že vyšší počáteční i maximální teploty mohou být připouštěny pouze při použití aktivního vnitřního chlazení konstrukce. (ŠMILAUER a kol. 2018)

Numerické simulace prokázaly výraznou závislost maximálních teplot na počáteční teplotě čerstvého betonu a účinnosti aktivního chlazení. Při počáteční teplotě čerstvého betonu 15 °C dosahoval adiabatický nárůst teploty přibližně 36 °C po 100 hodinách hydratace, při 20 °C cca 41 °C a při 30 °C cca 45 °C. Bez aktivního chlazení tak mohly maximální teploty v jádru konstrukce dosahovat přibližně 50–70 °C v závislosti na počáteční teplotě směsi a klimatických podmínkách. Současně docházelo ke vzniku významných tahových napětí a trhlin.

Při použití aktivního vodního chlazení pomocí chladicích trubek se vstupní teplotou vody cca 12 °C bylo dosaženo významného omezení maximálních teplot i teplotních gradientů v konstrukci. Simulace prokázaly, že při počátečních teplotách čerstvého betonu v rozsahu 5–25 °C bylo možné udržet vývoj teplot a šířky trhlin v přijatelných mezích při použití dvou vodorovných řad chladicích trubek. Pro počáteční teploty čerstvého betonu v rozsahu 25–30 °C bylo nutné použít intenzivnější chlazení pomocí tří vodorovných řad trubek. Nejvyšší vypočtená teplota konstrukce při použití aktivního chlazení činila cca 57,5 °C.

Současně bylo ověřeno, že hustší rozmístění chladicích trubek není z hlediska chování konstrukce na závadu, naopak umožňuje efektivnější odvod hydratačního tepla a snížení rizika vzniku trhlin. Rozmístění trubek bylo navrženo s maximální vodorovnou vzdáleností cca 0,9 m a svislou vzdáleností do cca 1,1 m v závislosti na šířce betonované lamely.

4.1 BETONÁŽ ZKUŠEBNÍCH LAMEL

4.1.1 Zkušební lamela „Hlinsko“

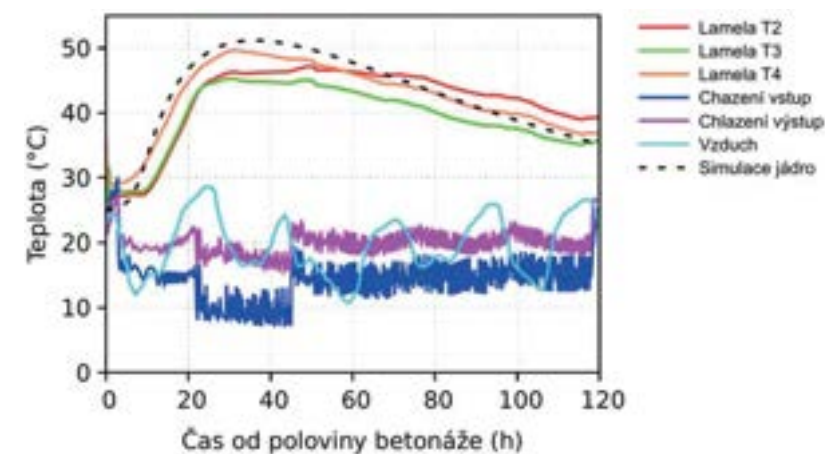
V rámci ověření návrhu a technologie betonáže masivních konstrukcí byly postupně realizovány dvě zkušební lamely pro objekt návodní těsnicí stěny hráze vodního díla. v únoru 2022 byl v areálu betonárny Hlinsko proveden tzv. „mock-up experiment“ v měřítku 1:4, jehož cílem bylo simulovat termo-mechanické chování skutečné lamely při extrémních podmínkách betonáže. Zkušební horní lamela o rozměrech cca 0,625×0,625×3,750 m byla vybetonována na předem vyzrálý podkladní beton. Horní lamela byla tepelně izolována deskami XPS tl. 40 mm a řízeně dohřívána topnými kabely tak, aby bylo dosaženo teplot až 70 °C. Tímto byly testovány extrémní podmínky, simulující letní betonáž. v konstrukci byla instalována teplotní čidla a strunové tenzometry pro kontinuální sledování vývoje teplot, deformací a smykového pokluzu mezi novou a původní částí konstrukce. Experimentu předcházelo termo-mechanické numerické modelování a následně byly výpočtové a měřené hodnoty porovnány.

Vizuální kontrola po odbednění prokázala pouze drobné povrchové trhliny šířky do cca 0,08–0,10 mm bez vzniku hlubokých tahových trhlin. Experiment potvrdil správnost teoretických předpokladů a funkčnost navrženého systému řízeného chlazení a ošetřování masivních betonů.

4.1.2 Zkušební lamela „Kutřín“

Na základě výsledků experimentu v Hlinsku byl zpracován plán měření skutečné zkušební lamely hráze o rozměrech cca 15×2,5×3,1 m a objemu přibližně 110 m³ betonu. Tato byla provedena v počáteční fázi výstavby, v srpnu 2024. Lamela je součástí základové desky dilatačního bloku spodních výpustí. Maximální teplota v betonu byla snížena pomocí instalovaného plastového chladicího potrubí o průměru 25 mm. Omezení rozdílu teplot mezi povrchem betonu a okolím zajistila vrstva expandovaného polystyrenu o tloušťce 40 mm umístěná na rubové straně bednění. Pro lamelu bylo navrženo kontinuální monitorování teplotního a deformačního chování pomocí soustavy teplotních čidel, tenzometrů a měření teploty chladicí vody. Současně byly navrženy laboratorní zkoušky autogenního smrštění, smrštění při vysychání a dotvarování betonu pro ověření vstupních parametrů termo-mechanického modelu.

Naměřená data dobře odpovídala modelu; maximální teplota se lišila o 1,5 °C a čas dosažení maxima o 8 hodin oproti predikci.



Obrázek 1: Teploty měřené na zkušební lamelě „Kutřín“

4.2 NÁVRH VÝZTUŽE

Návrh výztuže masivních lamel byl proveden s ohledem na omezení vzniku trhlin a zajištění dlouhodobé vodotěsnosti konstrukce. v rámci termo-mechanických simulací byly posuzovány různé stupně vyztužení (0,46 %, 0,6 % a 1,8 %). Jako optimální se ukázal stupeň podélného vyztužení cca 0,6 %, který zajišťuje omezení šířky trhlin při současně přiměřené ekonomické náročnosti. Snížení vyztužení vedlo ke zvýšení rizika vzniku dalších trhlin, zatímco výrazné zvýšení vyztužení nepřineslo významné zlepšení výsledného chování konstrukce.

4.3 MATRICE

Návrh VD Kutřín zohledňuje specifické požadavky na zapojení tělesa betonové hráze do prostředí dané lokality. k tomuto účelu bylo navrženo využít matrice a jedná se o jeden ze stěžejních prvků z hlediska výsledné vizuální podoby díla. Požadavek na matici s hloubkou reliéfu 39 mm byl definován v zadávací dokumentaci. Možnost použití matrice byla dodavatelem stavby vyzkoušena v dubnu 2022 na zkušebním vzorku betonu na betonáře v Hlinsku. Vzhledem ke značným problémům s jejím odstraněním, které byly způsobeny velkou hloubkou reliéfu a vlastnostmi materiálu (elastický polyuretanový elastomer) byla hledána jiná možnost. v dubnu 2024 byla úspěšně odzkoušena matrice z frézovaného polystyrenu ve větším rozsahu na zkušebním bloku v měřítku 1:1. Velkou výhodou této matrice jsou i lepší tepelně izolační vlastnosti. Na základě zhodnocení vizuální podoby výsledného povrchu byl reliéf (vzor) matrice upraven a opět vyzkoušen v červnu 2024 při betonáži bloku základové desky objektu spodních výpustí.

5. POSTUP BETONÁŽE

Technologický postup betonáže masivních lamel musí respektovat vývoj hydratačního tepla, objemové změny betonu a požadavky na omezení vzniku trhlin. Betonáž musí probíhat kontinuálně po vrstvách bez vzniku pracovních spár. Vzhledem k rozsahu konstrukce a vysoké koncentraci výztuže a zabudovaných prvků je nezbytné zajistit dostatečnou zpracovatelnost směsi po celou dobu dopravy a ukládání a současně zabránit segregaci kameniva a odlučování vody. Zvláštní pozornost musí být věnována hutnění směsi v oblastech prostupů, chladicích trubek, drenážních prvků a v místech strukturovaných povrchů s maticí.

V konstrukci je osazeno aktivní vodní chlazení pomocí integrovaných chladicích trubek HDPE o průměru 25 mm napojené na automatickou chladicí jednotku s integrovaným čerpadlem, výměníkem a zásobníkem chladicí vody. Návrh současně upozorňuje na riziko nadměrného ochlazení konstrukce při příliš dlouhém chlazení, které může naopak vést k nežádoucímu zvýšení rizika vzniku trhlin. z tohoto důvodu musí být chlazení průběžně řízeno a vyhodnocováno podle skutečného vývoje teplot. Nepřetržitý záznam o průběhu teplot každé betonované lamely je zaznamenáván a odeslán monitorovacím zařízením na sdílené úložiště.

K omezení teplotních gradientů mezi jádrem a povrchem konstrukce jsou učiněna dočasná tepelněizolační opatření. Na návodním a vzdušném líci nové lamely je provedeno zakrytí polystyrenem tloušťky 40 mm po dobu min. 7 dní. Horní vodorovný povrch (pracovní spára) je chráněn fólií po celou dobu zrání a v případě potřeby tepelně izolační tkaninou nebo temperováním zaplachtovaného prostoru. Tepelněizolační vrstvy snižují intenzitu ochlazování povrchových vrstev a omezují vznik tahových napětí vyvolaných rozdílným průběhem ochlazování konstrukce. Významný vliv má rovněž ochrana pracovní spáry proti proudění vzduchu, které zvyšuje součinitel přestupu tepla a urychluje ochlazování povrchu.



Obrázek 2: Betonáž typické betonové lamely návodní těsnicí stěny. Na fotografii jsou patrné instalované prvky, např.: výztuž, drenážní potrubí (oranžové), polystyren matrice/izolace (tyrkysová), chladicí trubky (modré) a těsnicí plechy.

Instalovaná výztuž musí kromě statické funkce zajistit prostorovou koordinaci všech zabudovaných prvků, zejména chladicích trubek, drenážních prvků, těsnicích plechů pracovních spár a systému teplotních čidel. Sestava výztuže musí umožnit bezpečné uložení a fixaci těchto prvků při zachování požadovaného krytí a dostatečné prostupnosti pro ukládání a hutnění betonové směsi. Specifikem konstrukce je použití zmiňované matrice, které klade zvýšené požadavky na přesnost osazení výztuže, distančních prvků a desek z polystyrenu.

Postup výstavby musí respektovat návaznost jednotlivých lamel na již realizované části konstrukce a jejich aktuální teplotní a deformační stav. Numerické modely uvažují betonáž nové lamely na starší vychlazený blok, který představuje významné omezení deformací nové konstrukce. Harmonogram betonáže musí proto zohlednit technologické přestávky mezi jednotlivými etapami, dobu potřebnou pro stabilizaci konstrukce a návaznost provozu systému chlazení a ošetřování. Současně musí být koordinována souběžná betonáž více lamel a kapacitní možnosti systému chlazení.

Ošetřování betonu musí být prováděno dlouhodobě a kontinuálně s cílem omezit vznik smršťovacích trhlin a zajistit rovnoměrný průběh zrání konstrukce. v rámci návrhu byla uvažována doba ošetřování 7–14 dní. Povrchy konstrukce musí být chráněny proti nadměrnému vysychání a nepříznivým klimatickým vlivům. Specifickým požadavkem je zachování kvality strukturovaného povrchu z maticového bednění a omezení jeho lokálního poškození během odbedňování a následného ošetřování.

Součástí realizace je kontinuální monitoring vývoje teplot v konstrukci pomocí systému teplotních čidel. Monitoring umožňuje průběžné vyhodnocování teplotního pole, kontrolu účinnosti chlazení a operativní řízení délky chlazení, režimu ošetřování a termínu odbednění. Naměřené hodnoty slouží současně k ověření předpokladů numerických modelů a k minimalizaci rizika vzniku nepřijatelných trhlin během realizace.

6. REALIZACE

Při realizaci stavby VD Kutřín je nutné provádět průběžné monitorování teplot v konstrukci, kontrolu teplotních gradientů a vyhodnocování účinnosti navržených opatření. Součástí technologické přípravy mohou být rovněž zkušební betonáže nebo realizace zkušebních lamel sloužících k ověření reálného chování konstrukce a nastavení technologických parametrů betonáže.

V průběhu realizace se ukázal význam optimalizace tvarového řešení masivních betonových konstrukcí s ohledem na jejich proveditelnost, postup betonáže a omezení vzniku technologicky komplikovaných detailů. Praktické zkušenosti dále potvrdily, že skutečný postup výstavby zhotovitele se může od původních předpokladů projektové dokumentace významně odlišovat, zejména z hlediska etapizace výstavby, organizace betonáže nebo způsobu dopravy materiálu a betonové směsi na stavbě. Významným poznatkem je rovněž nutnost navrhovat konstrukční detaily ve vazbě na reálné možnosti provádění, prostorové uspořádání výztuže, osazování zabudovaných prvků a technologické postupy konkrétního zhotovitele.

Realizace masivních betonových konstrukcí vyžaduje průběžnou koordinaci projektanta, zhotovitele, technického dozoru a investora, zejména při operativním řízení betonáže na základě monitoringu teplotního pole a skutečného chování konstrukce. Nezbytná je schopnost rychle vyhodnocovat naměřená data a pružně upravovat režim chlazení, ošetřování, odbedňování a návaznost jednotlivých etap betonáže. Zkušenosti potvrzují, že kvalita prováděných prací a technická koordinace jednotlivých činností mají zásadní vliv na omezení vzniku trhlin a výslednou kvalitu konstrukce.

7. ZÁVĚR

Realizace masivních železobetonových lamel na VD Kutřín ukazuje zásadní význam návrhu vlastností betonové směsi, řízení vývoje teplot v konstrukci, omezení teplotních gradientů a důsledného ošetřování betonu. Numerické simulace představují důležitý podklad pro návrh konstrukce a technologie betonáže, avšak jejich předpoklady je nutné průběžně ověřovat reálným monitoringem na stavbě. Důležitá je rovněž koordinace jednotlivých etap výstavby, návaznost betonáže a schopnost operativně reagovat na skutečný průběh realizace.



Obrázek 3: Pohled na budoucí vzdušní líc hráze. v popředí levobřežní těsnicí část (dilatační bloky 3 a 2). v pozadí funkční objekt (dilatační blok 7).

U obdobných staveb je vhodné zapojit specialisty na technologii masivních betonových konstrukcí již v počáteční fázi projekčních prací. Návrh konstrukce, technologie betonáže, systému chlazení, monitoringu a ošetřování musí být řešen jako vzájemně provázaný celek. Významnou roli hraje spolupráce projektanta, technologa betonu, dodavatele betonových směsí, realizační firmy a odborníků na numerické simulace. Včasná koordinace jednotlivých profesí umožňuje eliminovat komplikované proveditelné detaily a snížit riziko vzniku technologických problémů během realizace.

Významné je rovněž důsledné technické a technologické odladění detailů již v projekční fázi, zejména způsobu provádění betonáže v místech pracovních a dilatačních spár, instalace těsnicích plechů a pásů, osazení monitorovacích zařízení, vedení chladicích okruhů, napojování jednotlivých konstrukčních částí a koordinace všech zabudovaných prvků v rámci výztuže a bednění.

Za zásadní lze považovat průběžné monitorování konstrukce během betonáže a schopnost operativně upravovat technologický postup podle skutečně naměřených hodnot.

Zkušenosti z realizace potvrzují význam podrobné technologické přípravy masivních betonových konstrukcí již ve fázi projektové dokumentace, zejména v oblasti návrhu betonáže, chlazení, ošetřování a monitoringu konstrukce. Numerické termo-mechanické simulace poměrně přesně předpověděly skutečné chování konstrukce během realizace, včetně vývoje

teplotního pole a rizika vzniku trhlin. Praxe současně ukázala, že při odklonu od navržených a odzkoušených technologických postupů dochází ke vzniku různých vad jako jsou trhliny, rozměrové odchylky, vady pohledových ploch atd.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři by rádi poděkovali všem kolegům a odborníkům, kteří se na přípravě i realizaci projektu podíleli.

LITERATURA

- [1] ACI COMMITTEE 207. Guide to Mass Concrete (ACI 207.1R-05). Farmington Hills, MI: American Concrete Institute. 2005.
- [2] ČESKOMORAVSKÝ BETON, a.s. Příručka technologa: Beton – suroviny, výroba, vlastnosti. 2. aktualizované vydání. Beroun: Českomoravský beton, a.s. Dostupné také z: https://www.betonuniversity.cz/uploads/sources/publikace/2b1406e2aafbf6353d36ec937ed15658b48fdb76_uploaded_prirucka-technologa-beton.pdf. 2013
- [3] ČSN EN 13670. Provádění betonových konstrukcí. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví. 2010
- [4] HG partner, s.r.o. Projektová dokumentace: Krounka, Kutřín, výstavba polderu, projektová dokumentace pro provedení stavby pro realizaci nedokončeného díla. Úvaly. 2022
- [5] ICOLD. Concrete dams – Control of cracking and temperature. Bulletin 107, Paris. 2010.
- [6] KEIL, J a kol. Výstavba vodního díla Orlík – sborník statí, národní podnik Vodní stavby. 1966.
- [7] ŘEDITELSTVÍ SILNIC a DÁLNIC ČR. Technické kvalitativní podmínky staveb pozemních komunikací. Kapitola 18: Betonové konstrukce a mosty. Praha. 2025
- [8] ŘEDITELSTVÍ VODNÍCH CEST ČR. Technické kvalitativní podmínky staveb vodních cest. Kapitola 1: Provádění betonových konstrukcí. Praha: 2017
- [9] SPRÁVA ŽELEZNIC. Technické kvalitativní podmínky staveb státních drah. Kapitola 17: Beton pro konstrukce. Praha. 2022
- [10] ŠMILAUER, V. Betonáž masivních lamel polderu Krounka, Kutřín.
- [11] ŠMILAUER, V.; HAVLÁSEK, P.; KOLÁŘ, K. Stanovení receptur betonů pro polder Krounka – Kutřín Předběžná simulace etap výstavby, nárůstu teplot a vzniku trhlin SO 01 Hráz. 2018

Ing. Pavel Svatoš

Povodí Labe, státní podnik, Víta Nejedlého 951/8, Slezské Předměstí, 500 03 Hradec Králové
svatosp@pla.cz

Ing. Miroslav Staněk

HG partner, s.r.o., Smetanova 200, 250 82 Úvaly
stanek@hgpartner.cz

Ing. Martin Hladík

HG partner, s.r.o., Smetanova 200, 250 82 Úvaly
hladik@hgpartner.cz

VD VLACHOVICE – ZKUŠENOSTI Z PROJEKČNÍ PŘÍPRAVY

D. Brázda & J. Švancara

AQUATIS a.s., Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Vodní dílo Vlachovice na řece Vlárě je připravováno jako zdroj vody pro zásobování obyvatel Zlínského kraje pitnou vodou. Společnost AQUATIS a.s. jako vedoucí sdružení zhotovitelů zajišťuje a koordinuje pro investora Povodí Moravy s.p. projekční přípravu směřující k povolení stavebního záměru, zajišťuje proces EIA a další související podklady a činnosti. Na projekční přípravě se podílí členové sdružení, v dopravní části Dopravoprojekt Brno a.s. a v oblasti inženýrskogeologického průzkumu GEOtest a.s. a řada dalších expertů a specialistů. Článek podává informace o připravovaném záměru VD Vlachovice a popisuje vývoj projekčního návrhu ve vazbě na postupné zpřesňování podkladů, zejména vazby mezi koncepcí přehradní hráze funkčních objektů ve vztahu k inženýrskogeologickým průzkumům (IGP). Zásadním byla zjištění o poměrech v podloží hráze a celém říčním údolí, o dostupnosti materiálů a jejich kvalitě apod. Dále je komentováno zajištění odborných podkladů pro proces EIA s provázaností na úpravy a doplnění projekčního návrhu. v neposlední řadě článek zmiňuje i dosavadní zkušenosti s projednáváním záměru na úrovni orgánů státní správy.

1. ÚVODEM

Po řadě let má v České republice (ČR) vzniknout nová vodárenská nádrž - vodní dílo Vlachovice (dále VDV) na řece Vlárě. VDV umožní posílit zásobování Zlínského kraje pitnou vodou prostřednictvím propojených vodárenských systémů a zvýší jejich spolehlivost i v období víceletého sucha. Vodní zdroj s takovou schopností v regionu doposud chybí. Nádrž se má rovněž stát novým spolehlivým zdrojem pitné vody pro nejbližší obce.

2. SHRUTÍ KONCEPČNÍ PŘÍPRAVY

2.1 HISTORICKÉ KONCEPCE

Určení hrázového profilu na řece Vlárě mělo vývoj. v 50. letech 20. století byl vytipován profil Bohuslavice [1] situovaný severně od Vlachovic. Uvedená koncepce vyvolávala rozsáhlý střet se zástavbou obcí Vlachovice a Vrbětice, proto byl v plánovacích dokumentech v 70. letech [2] profil hráze přesunut výše proti proudu, těsně nad obec Vlachovice pod soutok Vlárý se Sviborkou. Zatopená plocha měla dosáhnout 241,0 ha a celkový objem 30,2 mil. m³. Následovala i úvaha zvýšit hráz až na 46 m a zvětšit zatopenou plochu na 388,5 ha a celkový objem na 58,6 mil. m³ [3]. Generel LAPV [4] z roku 2011 posunul profil ještě dále proti proudu až nad soutok se Sviborkou a uvažoval se zatopenou plochu 156,30 ha.

2.2 TECHNICKO-EKONOMICKÁ STUDIE (2015)

2.2.1 Zadání

V roce 2015 navázala na předchozí úvahy technicko-ekonomická studie [5]. Jejím předmětem bylo rozpracovat a porovnat variantní řešení VDV. k řešení byly z Generelu [4] vybrány tzv. *menší varianta* (s maximální hladinou 384,0 m n.m. a s celkovým objemem 18,5 mil.m³) a *střední varianta* (s max. hladinou 390 m n.m. a celkovým objemem 29,11 mil.m³). Přehradní

profil byl situován 550 m nad soutokem Vlárky a Sviborky a zátapa nádrže nezasahovala do údolí Sviborky, což vyloučilo přímý zásah do území CHKO Bílé Karpaty. Součástí studie byly geologické rešerše, rozbor vodohospodářské situace v širším území, vliv stavby na současný stav území, prognóza jakosti vody a doporučení sanačních opatření, socio-ekonomické dopady a finanční analýza.

2.2.2 IG rešerše

Po rekognoscaci území využila zpracovaná rešerše zdroje Geofondu a řadu dalších archivních podkladů (např. [6], [7]), jejichž rozsah vyplynul z dřívějšího zkoumání lokalit pro různé varianty profilů – viz výše. Vycházelo se z popisu dříve uskutečněných průzkumných děl a přímé průzkumy nebyly prováděny.

V roce 1971 (viz [6]) byly prověřovány materiálové možnosti v údolní nivě severně nad tehdejší (níže položeným) hrázovým profilem, kde se měl získávat materiál pro stabilizační zóny. Štěrkovité zeminy se zde měly nacházet v dostatečných mocnostech a objemech. Jako zdroj materiálu jádra se uváděl potenciální zemník jižně od silnice Vlachovice – Křekov. Zde se historicky zvažovala i cihelna.

V roce 1979 (viz [6]) byl proveden i další průzkum materiálových nalezišť, který prověřoval dvě potenciální naleziště kameniva do stabilizační zóny hráze. První se nacházelo na ostrohu mezi údolími Benčice a Sviborky, a druhé na pravém svahu Vlárky nad soutokem obou jejich zdrojnic. Toto naleziště nebylo doporučeno, jednak kvůli litologickým poměrům a také pro zjištěné nevyhovující mechanické vlastnosti vyskytujících se pískovců (viz [7]).

Z pohledu existence zdrojů místních materiálů vyznívalo hodnocení v dříve provedených průzkumech příznivé (což se později ukázalo jako ne zcela oprávněné). Pro doporučenou variantu sypané hráze měly být materiály jádra v zátopeně dostupné a kamenivo pro stabilizační zóny hráze mělo být hledáno i z jiných zdrojů v dalších fázích průzkumu.

2.2.3 Technické řešení hráze

V obou posuzovaných variantách bylo umístění přehradního profilu stejné, pouze s různou výškou hráze. Zvažovaný profil byl z morfologického hlediska nejvýhodnější a z hlediska IG poměrů nebyly známy žádné argumenty pro jeho posun ať už po nebo proti toku.

Historické IG podklady předvíдалy příznivější základové poměry v levé části údolí a na levém svahu, proto sem byl umístěn funkční objekt (skluz a přeliv i sružený objekt).

Příčný profil hráze byl navržen jako tradiční zonální sypaná hráz s vnitřním jílovito-hlinitým těsněním mírně skloněným proti vodě, aby se lépe vyrovnalo se svislými i vodorovnými deformacemi tělesa hráze a podloží. Sklony vnějších liců hráze byly navrženy podle zkušeností s obdobnými hrázemi a s podobnými typy materiálů (sklon návodního líce 1:2,5 a sklon vzdušního líce 1:2,0), podrobná stabilitní analýza nebyla prováděna.

2.2.4 Závěry technicko-ekonomické studie a doporučení

Objednatel požadoval posoudit a technicky rozpracovat dvě varianty technického řešení VDV, které se lišily výškou hráze a objemem nádrže. Studie potvrdila význam vodního zdroje VDV pro území Zlínského kraje a další významné přínosy pro území v povodí řeky Vlárky. z velikosti nádrže vyplynula i velikost dosažitelných efektů. Na základě vyhodnocení a zvažovaných argumentů byla doporučena a vybrána varianta č. 2 – tzv. „střední varianta“ s větším objemem a vyšší hrází. Dílčí výstupy technicko-ekonomické studie jsou dále v textu konfrontovány s dalšími podklady a analýzami z navazující předprojektové a projekční přípravy.

2.3 PŘEDPROJEKTOVÁ PŘÍPRAVA (2017–2020)

2.3.1 Zadání

Obsah předprojektové přípravy (PrP) [8] vycházel z doporučení technicko-ekonomické studie [5], práce na souboru prací byly zahájeny v listopadu roku 2017. Paralelně zajistil investor podle zadání projektanta geodetické práce a předběžný IGP. Hlavním cílem PrP bylo stabilizovat technické řešení na základě zaměření, IGP, podrobné studie vodohospodářského řešení nádrže [9], matematického modelu objektů VD [10] a dalších dílčích technických studií, posudků a odborných prací předprojektové přípravy.

2.3.2 Předběžný IG průzkum - hráz, materiály

IGP (viz [11]) byl prováděn souběžně s upřesňováním funkční koncepce VDV. v prostoru hráze byl proveden systematický geofyzikální průzkum a soubor průzkumných vrtů, další části průzkumu se zaměřovaly na vyhledání zdrojů materiálu pro sypanou hráz, stabilitu svahů nádrže a průzkum pro související stavby. v prostoru hráze bylo zjištěno, že reálné poměry se zásadně odchyľují od informací uváděných v historických průzkumech. Původně indikované pískovce charakteru skalních hornin nebyly v profilu zastíženy. Předkvartérní podloží je reprezentováno horninami flyšového vývoje, ve všech zjištěných případech se jedná o souvrství, ve kterých se střídají vrstvy hrubších a jemnějších pískovců a vrstvy prachovců až jílovců charakteru poloskalních hornin, zvětralých do značné hloubky. Velmi silně až zcela zvětralé prachovce byly zastíženy v hloubkách až 30 m pod terénem. Současně bylo vyvrácena hypotéza, že směrem k levému břehu se nacházejí příznivější základové poměry. z pohledu zakládání přehradní stavby byly zjištěny obtížné základové poměry. Významným výstupem průzkumu bylo zjištění, že příznivější základové poměry nelze zastihnout ani v alternativních profilech, kam byl průzkum rozšířen. Proto se další příprava stavby nadále soustředila do původně zamýšleného profilu. Podloží ve zkoumaném úseku přehradního profilu vykazovalo zvýšenou (nikoliv však extrémní) propustnost v zóně silně navětralých až zvětralých hornin, zatímco slabě navětralé poloskalní horniny vykazovaly jako celek propustnost relativně nízkou. Injekční hmoty budou mít v takovém prostředí omezenou schopnost průniku, proto k zajištění těsnosti a filtrační stability podloží budou zapotřebí specializované postupy.

Protože je v daných IG poměrech perspektivní variantou vzdouvací stavby sypaná zonální hráz, značná část průzkumných prací se soustředila na nalezení materiálů pro její výstavbu. Východiskem byla úvaha, že materiál pro těsnící jádro bude dostupný v prostoru zátopy VD nebo jeho v bezprostředním okolí a potenciální naleziště byla průzkumem zdokumentována. Pro materiály stabilizační zóny hráze byla provedena vyhledávací studie, nejdříve pro bližší okolí zamýšleného VD a po negativním výsledku byl okruh průzkumu ještě rozšířen. Výsledkem bylo zjištění, že potenciální zdroje materiálu pro stabilizační zóny hráze nejsou ve vhodné kvalitě a v dostatečném množství dostupné ani v rozsahu vodního díla, ani v bližším okolí. To přineslo zcela nový pohled na logistiku související s výstavbou VD.

Provedený IGP nastolil řadu témat, se kterými bylo nutné se následně při předběžném návrhu VD a při nastavení předpokladů organizace výstavby vypořádat. Podstatnou koncepční změnou vyplývající z vyhodnocení předběžného IGP byl podnět na přemístění bezpečnostního přelivu a navazujícího skluzu do prostoru pravého břehu a sruženého objektu do pravé poloviny údolí.

2.3.3 Možnosti alternativního použití materiálu do hráze

Předběžný IGP nepřinesl uspokojivé výsledky při hledání zdrojů materiálu vhodné kvality a množství do zonální hráze (zejm. stabilizačních a přechodových zón). Investor proto zajistil zpracování alternativního návrhu konstrukce hráze využívajícího místních materiálů nestandardních vlastností, dostupných v prostoru zátopy vodního díla (viz [13]). Rešeršně byl získán přehled o koncepcích tělesa hráze využívajících nestandardní materiály, následovalo vyhodnocení koncepcí a jejich aplikovatelnosti ve vztahu k VDV. Studie ukázala podmíněnou

realizovatelnost VDV z nestandardních (málo vhodných) materiálů těžných v prostoru zátopy a poukázala na souvislosti v místních podmínkách. Využití nestandardních materiálů by vyvolalo nutnost zmírnění sklonů obou líců hráze a podstatné zvětšení objemu hráze. Dovážení materiálů by byl nadále zapotřebí, a to v objemu vyžadujícím zvláštní logistické řešení zmírňující negativní vlivy z dopravy velkého objemu materiálu. Nedošlo by k úspoře nákladů a zvýšila by se rizika provádění. Proto bylo rozhodnuto dosud předpokládanou koncepci hráze neměnit.

2.3.4 Vodohospodářské řešení

Vodohospodářské řešení zásobní funkce nádrže VD Vlachovice vyhodnotilo dosažitelné efekty (viz [9]). Pro analýzu byla využita jak odvozená reálná data, tak modelovaná data zohledňující scénáře klimatické změny. Součástí studie bylo opětovné zhodnocení možností a efektivity převodů vody ze sousedních povodí a jejich funkčního uspořádání. Bylo potvrzeno, že nádrž bude schopna zajišťovat svůj hlavní účel (vodárenské využití) s dlouhodobou perspektivou a je schopna plnit svou funkci i v obdobích víceletého sucha. Součástí vodohospodářského řešení [9] je i zhodnocení ochranné funkce nádrže a posouzení bezpečnosti VD při povodních.

Z výstupů vodohospodářského řešení byly následně odvozeny základní parametry funkčních objektů a stabilizovalo se rozčlenění objemu nádrže pro zásobní a ochrannou funkci.



Obrázek 1: Vizualizace VD Vlachovice (AQUATIS a.s., 2020)

2.3.5 Hráz a funkční objekty

Na základě dat z IG průzkumu v prostoru hráze byl návrh hráze prověřován s využitím matematických modelů hráze a podloží MKP [14]. Stabilita samotné hráze by v běžných podmínkách závisela hlavně na vlastnostech materiálů pro stabilizační zóny hráze, přičemž požadavky na takové materiály by nebyly nijak mimořádné. Provedené výpočtové analýzy však ukázaly, že klíčové pro návrh budou zejména poměry v přípovrchových zcela zvětralých zónách předkvartérního podloží a to jak z hledisek pevnostních, tak přetvárných.

Z analýzy potenciálního porušení podloží vyplynul podnět posunout vzdušný patu hráze alespoň o 20 m po toku, což bylo zajištěno zmírněním vzdušního svahu na jednotný sklon na 1:2,5. Po dalším doplnění informací z IGP bylo žádoucí optimalizovat tvar hráze i z pohledu průběhu deformací podloží a dosáhnout jejich snížení a příznivějšího rozložení. Optimalizace vedla k tvaru hráze s postupnou změnou sklonu na vzdušném lici z horních 1:2 na 1:2,3 až 1:3 při patě. Současně se příznivě snížil objem násypového tělesa.

Transformační účinek nádrže se posuzoval ve variantách bočního a šachtového přelivu [9]. Pro posouzení bezpečnosti VD byla kontrolní povodní $PV_{10\,000}$. Kapacita pojistných zařízení a proudové poměry byly ověřovány 3D hydrodynamickým modelem (CFM) [10]. Po dohodě s objednatelem bylo rozhodnuto, sledovat variantu bočního bezpečnostního přelivu. Výchozí koncepcí bylo umístění funkčních objektů k levému břehu, ovšem s ohledem na zjištění z IGP byly funkční objekty přemístěny vpravo.

2.3.6 Dílčí shrnutí a závěry z předprojektové přípravy

PrP přinesla jednoznačné výsledky potvrzující schopnost VD zajistit požadované funkce i s uvážením probíhajících změn klimatu. Největší výzvou zůstalo zvládnání nepříznivých IG poměrů v prostoru hráze i v prostoru nádrže a souvisejících staveb, kde bylo nutné zohlednit náchylnost území ke svahovým nestabilitám. Pro další etapu IGP bylo doporučeno v již vybraném přehradním profilu rozšířit geofyzikální měření dalšími metodami (např. mělkou refrakční seismikou) se snahou lépe rozčlenit horninové prostředí na kvaziisogenní celky podle litologického složení, intenzity navětrání a tektonického porušení. Dále měl následovat přímý průzkum zaměřený na ověření stavby a vlastností horninového prostředí v kvaziisogenních celcích, včetně jejich propustnosti. Tvarové řešení funkčních objektů bylo doporučeno ověřit výzkumem na fyzikálním modelu.

3. DOKUMENTACE PRO POVOLENÍ ZÁMĚRU (2022 – DOPOSUD)

3.1 INFORMACE O SOUBORU PRACÍ

V 05/2022 byly zahájeny práce na projekční přípravě směřující k vypracování dokumentace pro povolení stavby a vydání povolení záměru, součástí souboru prací je i zajištění procesu EIA, zajištění souvisejících studií a dalších specializovaných činností a podkladů.

3.2 PODKLADOVÉ STUDIE A PRŮZKUMY

Řada podkladových studií byla vypracována již v rámci PrP [8] (např. vodohospodářské řešení nádrže, matematický model navrhovaných objektů, architektonická studie provozního střediska, posouzení a prognóza splaveninového režimu, posouzení nezbytnosti a efektivity zajištění migračního zprůchodnění, hodnocení dle § 67 zákona č. 114/1992 Sb., posouzení vlivu koncepce na oblasti soustavy Natura 2000 a další).

Poznatků z PrP se využilo ke specifikaci dalších potřebných průzkumů a podkladových studií. Vedle projekčních podkladů (fyzikální modelový výzkum, podrobný IGP, posouzení bezpečnosti za povodní, posouzení stability hráze) se jednalo i podklady pro proces EIA (posouzení záměru VD Vlachovice dle § 45i zákona č. 114/1992 Sb., a aktualizace hodnocení dle § 67 zákona č. 114/1992 Sb., studie hlukového zatížení území a rozptylová studie, dendrologický průzkum zátopy, sledování a vyhodnocení splaveninového režimu, včetně návrhu a posouzení managementu splavenin, analýza starých ekologických zátěží v povodí VDV, návrh a posouzení možností eliminace změn F-CH vlastností vody v dotčených tocích pod nádrží, prognostická studie k ovlivnění životního prostředí z hlediska mikroklimatu, archeologická studie) a další. Současně byl upřesňován nebo revidován podklady z PrP.

3.2.1 Podrobný IG průzkum v profilu hráze

Jedním z hlavních úkolů podrobného IGP v hrázovém profilu [18] bylo stanovení fyzikálních a mechanických vlastností zastižených materiálů pro potřebu strukturálních analýz. Větší důraz oproti předchozí etapě [11] byl kladen na přímé zjištění vlastností materiálů a provedení geotechnických zkoušek in-situ, zejména pro stanovení modulů přetvárnosti a pevnostních parametrů poloskalních hornin (jílovců, prachovců) v podloží. Zkoušky se prováděly v šachticích hloubky 6 až 7 m ve dně údolí (úroveň založení injekční chodby) a ve vrtech.

Z vyhodnocení průzkumných prací v hrázovém profilu vyplynul v průběhu zpracování požadavek na podrobnější zdokumentování tektonické linie identifikované v prostoru hráze. Míra znalosti lokálních podmínek nebyla svým rozsahem dostatečná k určení směrového a hloubkového dosahu poruchy a charakteristik materiálů, které se v ní nacházely. Pro návrh konstrukce hráze a jejího založení bylo potřebné upřesnit průběh poruch obsahujících materiály se zhoršenými přetvárnými a pevnostními charakteristikami. Bylo zejména nutné zjistit, zda je poruchové pásmo souvislé, jaký má prostorový rozsah a jaké rozmezí charakteristik materiálů lze v postižené zóně (zónách) očekávat. Uvedené informace byly klíčové pro aktualizaci strukturálních analýz hráze, které byly konečným podkladem pro návrh založení a úpravu tvaru hráze a dokončení projekčního řešení. o takové zadání byly průzkumné práce v průběhu prací rozšířeny [21] a práce byly zrealizovány v další etapě podrobného průzkumu.

3.2.2 Naleziště materiálů a hutnicí pokusy

V daných geologických poměrech je prakticky jedinou perspektivní variantou vzdouvací stavby sypaná zonální hráz, podstatná část prací se proto soustředila na nalezení vhodných materiálů pro její výstavbu [19].

V rámci předběžného IGP [11] bylo zjištěno, že materiály pro stabilizační části hráze nejsou ve vhodné kvalitě ani v dostatečném množství dostupné v území vodního díla, ani v bližším okolí. Podle Logistické studie přepravy materiálů [15] zajištěné investorem bude materiál pro stabilizační a případně i přechodovou zónu dovážěn z komerčně dostupných kamenolomů napojených na železniční vlečku. Pro ověření vhodnosti a dostupnosti materiálů byly v rámci podrobného průzkumu vybrány lomy Olbramovice a Jakubčovice nad Odrou, které disponují dostatečně velkým objemem povolené těžby a jsou jako zdroj perspektivní v období předpokládané výstavby.

V lomu Olbramovice byl průzkum zaměřen na dva druhy běžně nabízeného sortimentu kameniva (netříděný odval frakce 0/300 mm a tříděný odval frakce 0/200 mm), u nichž byla laboratorními zkouškami a geotechnickými zkouškami in-situ potvrzena vhodnost obou materiálů do stabilizační části hráze. Hutnicím pokusem pak byl stanoven počet pojezdů válce potřebný pro vyhovující zhutnění a provedeny další zkoušky.

S ohledem na obdobné komerčně nabízené druhy kameniva v lomu Jakubčovice nad Odrou, zde byly zkoušky a hutnicí pokusy zaměřeny na méně žádané materiály, které se v lomu v dostatečném množství vyskytují. Byly zkoušeny materiály výrazně odlišného charakteru, a to přírodní kamenivo – PK nestandard a lomový kámen (břidlice) LK – netříděný.

Přírodní kamenivo PK – nestandard představoval z hlediska zrnitostního složení hlinitopísčité materiál s úlomky navětralé břidlice. Pro vysoký podíl jemnozrnných částic (cca 20 % zrn < 0,063 mm) je jeho propustnost velmi nízká a jemnozrnné frakce také komplikují zhutnitelnost. Materiál nebyl pro stabilizační zóny hráze doporučen. Břidlice – lomový kámen netříděný představoval hrubozrnnou kamenitou až balvanitou sypaninu. z hlediska zrnitostního složení by tento materiál byl do stabilizační části hráze vhodný, byť tvar zm byl problematický. Základní problém však souvisí s petrografií samotného materiálu. Při pojezdech válce se projevil jeho problematická využitelnost kvůli lámavosti znemožňující zhutnění. Nízká odolnost vůči mrazu by dále vyloučila užití břidlice v mrazem exponovaných zónách. Materiál

nebyl doporučen do tělesa hráze. Provedené zkoušky přispěly k vyjasnění fyzikálních vlastností a kvalitativních požadavků na kamenivo stabilizační části.

Pro těsnící jádro byly vytipovány zemníky v prostoru zátopy vodního díla a blízkém okolí. Jednalo se o 11 zemníků s proměnlivou mocností materiálu a různou vlhkostí. Zemníky nebo jejich části pod hladinou spodní vody se ukázaly jako technologicky obtížně využitelné. v závěru podrobného IGP se nakonec průzkum soustředil pouze na jeden perspektivní zemník s dostatečně velkou zásobou materiálu, nacházející se mimo zátopu v blízkosti levobřežního zavázání hráze nad provozním střediskem. Ověřená mocnost těsnícího materiálu se pohybuje v rozmezí 0,4 – 6,5 m. Hutnicí pokusy na tomto materiálu prokázaly že po 10 pojezdech lze dosáhnout vyhovujícího zhutnění. Materiál byl vyhodnocen jako použitelný do těsnícího jádra hráze. Dostupný materiál má však svá specifika - má podíl hrubší frakce, tvořený zvětřalou jílovitou břidlicí, je makroskopicky zjevný, ale při manipulaci (i při provádění zkoušek) se rozpadá. Současně na sebe váže vlhkost stejně jako jemnozrnná frakce. Podle normových ukazatelů by byl hodnocen málo vhodný jak kvůli možným objemovým změnám tak i vlhkosti. Jelikož však v okolí nebyla nalezena lepší materiálová alternativa těsnícího materiálu, bylo nutné v návrhu předpokládat materiál dostupný a byly prověřovány i technologické možnosti zlepšení jeho vlastností. Pro objemy potřebné do jádra (cca 330 tis. m³) nebyl nalezen postup technologické úpravy, který by zaručil spolehlivou homogenizaci těsnícího materiálu v případě přidávání inertní písčité frakce. Dále byla prověřována možnost přidávání hydraulické přísady pro úpravu vlhkostních parametrů. Při aplikaci 1,5 až 2% pojiva bylo dosaženo největší účinnosti při zlepšení využitelnosti materiálů z pohledu vlhkosti a současně nedošlo k významným nepříznivým změnám geotechnických parametrů zemin.

3.3 HLAVNÍ OBJEKTY VODNÍHO DÍLA

3.3.1 Fyzikální modelový výzkum

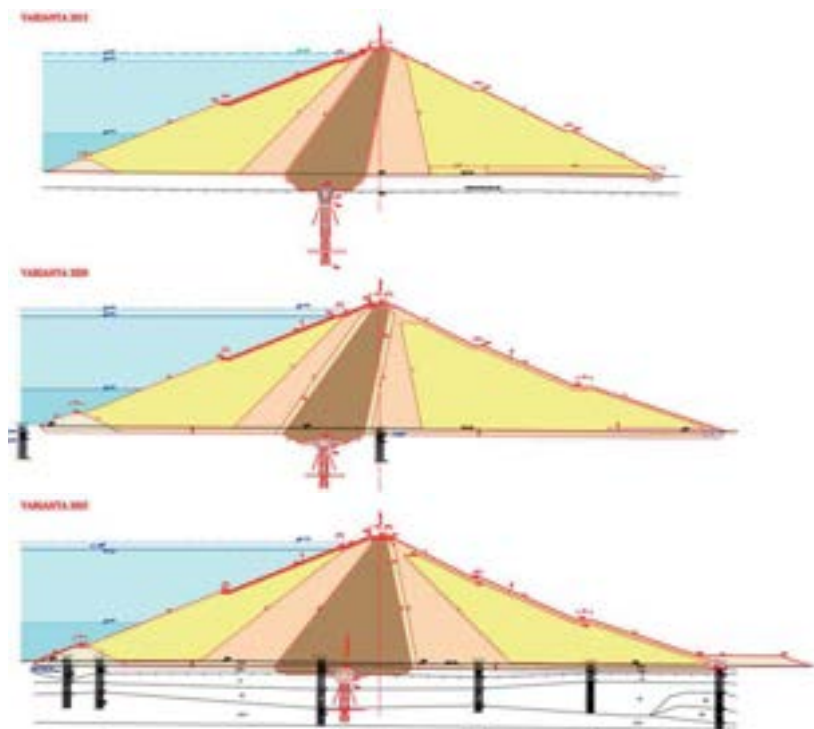
Po upřesnění polohy funkčních objektů s využitím výsledků IGP a jejich výpočtovém ověření byl proveden výzkum na fyzikálním modelu přelivu, skluzu a vývaru [16]. Modelové zkoušky potvrdily správnost výpočtových analýz a doporučily pouze dílčí úpravy (mírné zkrácení délky vývaru a zvýšení rezervy ve výšce bočních stěn o 0,3 m po celé délce). Po ověření funkčních objektů se definitivně ustálilo uspořádání prostoru hráze VDV (obr. 2).



Obrázek 2: Vizualizace VD Vlachovice (AQUATIS a.s. 2025)

3.3.2 Strukturální analýzy hráze a podloží

Na základě průběžných výsledků IG průzkumu v prostoru hráze byly souběžně prováděny a zpřesňovány stabilitní výpočty (viz [22]). Po dokončení poslední etapy podrobného IGP bylo provedeno konečné posouzení ve třech charakteristických profilech hráze - v běžném údolním profilu hráze (výchozí model) a dále v řezu sdruženým objektem a osou chodby spodních výpustí a také v řezu v levém svahu v prostoru tektonické poruchy). ve shodě s požadavky ČSN 75 2310 se posuzovaly se zatěžovací stavy pokrývající výstavbu hráze, první plnění nádrže, stav při maximální zásobní hladině $M_z = 388,0$ m n.m., mimořádný stav při průchodu extrémní povodně s dosaženou KMH = 390,52 m n.m., havarijní a řízený pokles hladiny v nádrži. Při posouzení stability se využívala metoda konečných prvků (MKP) a pro stanovení stupně bezpečnosti metoda redukce smykových parametrů aplikovaná v modelech MKP v kombinaci s metodou mezní rovnováhy.



Obrázek 3: Vývoj příčného tvaru hráze a jejího uspořádání

V rámci IGP nebyl v prostoru hráze zjištěn výskyt pevného skalního podloží, a to ani ve velkých hloubkách. Zastížené poloskalní a zvětralé polohy představují relativně „měkké“ podloží a lze očekávat vysoké hodnoty sedání. ve výchozím modelu bylo za období výstavby (od začátku sypání) a napouštění nádrže vyhodnoceno maximální celkové sedání v těsnicím jádru 55 cm a na základové spáře 36 cm. Předpokládaná hloubka deformační zóny je až 130 m.

Optimalizace návrhu profilu hráze spočívala zejména v úpravě sklonu svahů a skladby profilu a v doplnění přísypu. Rozšíření zóny jádra nezhoršuje stabilitu, ale přispívá lepší odezvě násypového tělesa na velké deformace podloží a současně snižuje nároky na dovoz kamenné sypaniny.

Podél návodního rozhraní jádra a přechodové zóny byla indikována potenciální smyková zóna. Tento jev vzniká teprve v souvislosti s napouštěním nádrže z kóty 368 na 388 m n.m. a byl zaznamenán ve všech posuzovaných profilech. Analýza napjatosti dokládá zvýšené smykové namáhání podél tohoto rozhraní a jeho propagaci směrem do těsnicího jádra. Napjatost byla posouzena s ohledem na možné hydraulické porušení a nebylo indikováno nebezpečí vzniku souvislé průsakové cesty v těsnicím jádru ani v podloží, a to ani při zanedbání tahové pevnosti materiálu. Zjištěné stupně bezpečnosti vyhovují pro všechny zatěžovací stavy.

S postupným upřesňováním IG podkladů tedy došlo k takovým úpravám profilu hráze, které reagují na podmínky, v nichž má být hráz vystavěna.

3.4 PROBLEMATIKA ÚZEMNÍHO PLÁNOVÁNÍ

Pro získání povolení stavebního záměru je zásadním jeho soulad s územně plánovací dokumentací. Investor inicioval v souvislosti s VDV ve spolupráci se Zlínským krajem aktualizaci č. 3 Zásad územního rozvoje (ZÚR) a v průběhu zpracovávání projektové dokumentace probíhalo souběžně její projednávání. Aktualizace č. 3 ZÚR nabyla účinnosti v 03/2025, VDV je v ZÚR začleněno jako veřejně prospěšná stavba, vč. souvisejících opatření. v době stavebního řízení ještě nebude aktualizace č. 3 ZÚR promítnuta do územních plánů obcí. Podle liniového zákona (zák. č. 416/ 2009 Sb.) je VDV stavbou vodního díla budovanou ve veřejném zájmu a v případě potřeby budou využity postupy podle § 112 stavebního zákona.

3.5 DOPRAVA STAVEBNÍCH MATERIÁLŮ

Rozhodující objem přepravy na stavenišťě bude představovat materiál pro kamenité části hráze, což představuje objem cca 530 tis. m³ po zhutnění. Přepravit na stavenišťě však bude třeba i další materiály o nezanedbatelném objemu. Logistická studie dopravy materiálu z r. 2021 [15] prověřovala možnosti přepravy kamenitých materiálů pro výstavbu hráze s ohledem na polohu zdrojů, kapacity a dobu přepravy i použité dopravní prostředky. Preferuje se doprava po železnici, překladiště bude situováno v prostoru bývalého muničního skladu Vrbětice. Navazující doprava až na stavenišťě pomocí dopravníků doporučená studií [15] se však v průběhu projekčních prací ukázala jako technicky diskutabilní a neslučitelná se zájmy ochrany přírody a bylo nutné hledat jiné řešení. Výsledkem je nákladní automobilová přeprava z překladiště po trase obcházející zástavbu Vlachovic, aby obec byla ušetřena negativních účinků intenzivní dopravy. Výhodou je možnost využití pro všechny materiály. Varianty řešení trasy opakovaně procházely projednáním a byly upravovány podle připomínek. Komunikace pro dopravu materiálu ve vybrané trase je nyní začleněna do samostatné dokumentace pro povolení záměru. Úpravy koncepce vyvolaly změny v řadě dokumentů (např. hodnocení dle §67 zákona o ochraně přírody, hlukové studie aj.), jež jsou podkladem Dokumentace EIA.

4. PROCES EIA

4.1.1 Činnosti v procesu EIA

Součástí projekční přípravy je i zajištění procesu vyhodnocení vlivů na udržitelný rozvoj území a životní prostředí (EIA) v souladu s požadavky platné legislativy. Zahrnuje usměrňování a koordinaci zpracování specializovaných studií, předběžná projednání, vypracování Oznámení záměru a Dokumentace a zapracování podmínek stanoviska EIA do projektové dokumentace.

4.1.2 Oznámení záměru

Oznámení záměru vzniklo v průběhu roku 2023. Příslušným orgánem v procesu EIA je Ministerstvo životního prostředí (MŽP), protože nelze vyloučit přeshraniční vliv záměru (Vlára odtéká na Slovensko a ústí do Váhu). Bylo využito možnosti předběžného projednání, dne 10. 10. 2023 bylo oznámení zasláno na MŽP s příslušnou žádostí. MŽP vydalo 7. 12. 2023 vyjádření, které obsahovalo poměrně velkou šíři podnětů, které následně byly vypořádávány. Některé z nich vedly k úpravě a rozšíření podkladů, u řady témat v oznámení byla rozšířena vysvětlení. Po zapracování podnětů bylo v 02/2024 *Oznámení záměru* předáno MŽP. Na základě výzvy MŽP bylo Oznámení záměru do 03/2024 dále doplňováno a v 04/2024 bylo zahájeno zjišťovací řízení, současně byla o záměru vyrozuměna Slovenská republika. Ta vyjádřila prostřednictvím MŽP Slovenskej republiky 2. 5. 2024 zájem o provedení procesu mezistátního posuzování vlivů záměru na životní prostředí a požádala o prodloužení lhůty pro vyjádření o 30 dnů. MŽP obdrželo soubor vyjádření ze Slovenské republiky dne 20. 6. 2024, tedy krátce po skončení určené lhůty.

V 11/2024 byl vydán Závěr zjišťovacího řízení, ve kterém bylo konstatováno, že u záměru VDV se jedná ve smyslu § 4 odst. 1 písm. a) zákona o záměr v kategorii povinně posuzované v celém procesu posuzování vlivů na životní prostředí a veřejné zdraví (dále jen „proces EIA“).

4.1.3 Dokumentace EIA a další postup

Závěr zjišťovacího řízení obsahoval ve vyjádřeních zúčastněných subjektů velké množství podnětů, připomínek a požadavků, které bylo nutné vypořádat v *Dokumentaci EIA*, ale současně bylo s ohledem na střet s CHKO Bílé Karpaty zadáno zvažovat variantní úpravu skladby záměru. Tato významná změna si vyžádala provedení aktualizace povinných příloh dokumentace EIA (hodnocení podle § 67, posouzení Natura...). Současně musela být provedena aktualizace vodohospodářského řešení zásobní funkce nádrže a prvního napouštění nádrže.

Po náročném vypořádání podmínek ze zjišťovacího řízení, včetně aktualizace podkladových dokumentů a studií, byla *Dokumentace EIA* předána na MŽP v 06/2025. Ke zveřejnění a rozeslání informace o dokumentaci vlivů záměru na životní prostředí došlo v 07/2025.

V průběhu 08/2025 až 04/2026 probíhaly mezistátní konzultace mezi Českou a Slovenskou republikou. Zhotovitel pro tyto konzultace připravoval podklady a vysvětlení.

Dne 29. 4. 2026 byly mezistátní konzultace ukončeny, což představuje další milník v procesu EIA. Dopisem MŽP byly dne 30.4.2026 určené zpracovatelce *Posudku* doplněny všechny podklady pro zpracování *Posudku* vč. výstupů z písemných mezistátních konzultací a zpracovatelka posudku byla vyzvána k předložení posudku ve lhůtě do 60 dnů. V době zpracování tohoto textu není proces EIA ukončen.

5. PROJEDNÁVÁNÍ ZÁMĚRU

Projekční fáze se odehrává v období významných a rychlých změn právního prostředí, což ovlivňuje jak samotnou dokumentaci, tak postupy projednávání. Výchozí konzultace vyjasnily působnost příslušných orgánů. Předpoklady vychází z aktuálního stavu právního rámce a jeho případné změny mohou mít na postupy vedoucí k povolení záměru významný vliv. Význam má i komplexnost záměru. Faktem je, že se záměry tohoto charakteru a rozsahu nemají příslušné orgány opakovanou zkušenost a za situace neustálých změn předpisů v průběhu prací dochází k upřesňování postupů při projednávání a v řízeních a změnám podkladů pro ně.

Kritická cesta k povolení záměru již aktuálně neleží ve zpracování technické části projektové dokumentace, projekční řešení je již uzavíráno. Stavební záměr VD Vlachovice bude projednáván podle zákona 283/2021 Sb. (stavební zákon) příslušným úřadem, kterým je Krajský stavební úřad Zlínského kraje. Předpokladem je získání kladného stanoviska EIA a podle podmínek stanoviska bude třeba zpracovanou dokumentaci upravit, současně budou

začleněny či vypořádány známé požadavky dalších dotčených subjektů. Následně se předpokládá zajištění jednotného environmentálního stanoviska (JES) integrujícího úkony na úseku životního prostředí, působnost k vydání JES u záměrů s mezistátním posuzováním v EIA leží na MŽP a budou obstarána další samostatná stanoviska tak aby mohla být podána úplná žádost o povolení záměru. Přáli bychom si pozitivní průběh procesů vedoucích k povolení záměru bez obstrukcí a s tím souvisejících zdržení.

6. SHRNU TÍ

Projekční řešení ukazuje správnost předchozích rozhodnutí směřujících k návrhu funkčního a provozně bezpečného vodního díla, které bude možné vhodně začlenit do krajiny a přírodního prostředí.

Proces návrhu hlavních objektů VDV probíhal v postupných krocích ve vazbě na průběžné výsledky IGP. Tento postup byl v daných podmínkách zcela nezbytný, současně však kladl mimořádné požadavky na rozsah prací projektanta a celkovou koordinaci návrhů. Významné bylo, že se postupně dařilo korigovat historické IG podklady a upřesňovat reálnou situaci v prostoru stavby a přizpůsobovat jí projekční návrhy. Cílem bylo nalézt uspořádání hráze a funkčních objektů, které by co nejlépe vyhovovalo místním podmínkám. Návrh má zajistit nejen proveditelnost a budoucí bezpečný provoz, ale zároveň i ekonomičnost navrženého řešení. VDV bude realizováno ve složitých podmínkách z pohledu geologie. Výše prezentovaný návrh přehradní hráze s masivním jádrem, přizpůsobeným členěním vnitřních zón hráze a s optimalizovanými skony návodního a vzdušního líce uvedeným podmínkám vyhovuje. v daných geologických poměrech bude pro zabezpečení předpokladů funkce a statického působení také třeba nasadit speciální technologie pro utěsnění podloží. Návrhy všech konstrukcí musí odpovídat požadavkům na zvládání značných deformací podloží. Svahy nádrže jsou náchylné k nestabilitám, návrhy v projektové dokumentaci směřují k zajištění předvídatelného chování svahů a objektů na nich.

V období výstavby bude třeba zajistit přepravu velkých objemů materiálu. Byla zvolena řešení, která v maximální dosažitelné míře omezují negativní vlivy intenzivní dopravy.

VDV představuje rozsáhlou změnu v území s významnými vlivy na životní prostředí. Do návrhu jsou proto začleněna dosažitelná opatření ke zmírnění případných negativních vlivů.

PODĚKOVÁNÍ

Autoři příspěvku si touto cestou dovolují poděkovat všem, kdo se doposud na přípravě VDV podíleli, od koncepčních studií, přes předprojektovou přípravu až do současnosti. Zástupci objednatele Povodí Moravy s.p. věnují přípravě tohoto strategického záměru mimořádnou pozornost, přáním všech je udržet pozitivní postup jak ve vlastní projekční přípravě, tak při součinnosti s občany, obcemi a dalšími dotčenými subjekty. Jménem všech zúčastněných autoři článku děkují za spolupráci pracovníkům investora, kolegům ze společnosti AQUATIS a ze sdružení, tj. ze společností Dopravoprojekt Brno a.s. a GEOTest, a.s., dále řadě spolupracujících odborníků z fakulty stavební VUT Brno, společnosti KlaGeo, s.r.o., řešitelů strukturálních analýz RNDr. Ivo Hladíkovi, PhD., expertům v oblasti životního prostředí a v dalších odbornostech a specializacích.

LITERATURA.

- [1] Státní vodohospodářský plán XXVIII – Dolný Váh, 1954.
- [2] Směrný vodohospodářský plán ČSR, 1975.
- [3] Směrný vodohospodářský plán ČSR, 1988.

- [4] Generel území chráněných pro akumulaci povrchových vod a základní zásady využití těchto území, 2011.
- [5] AQUATIS a.s., Vlára - VD Vlachovice, Technicko-ekonomická studie, 09/2015.
- [6] Fousek J. Orientační průzkum přehrad. profilu a zátopy na Vláře a znalecké posouzení přehradního profilu na Smolince, Geotest, Brno, 1971, V066388
- [7] Provazník J., Veselý I.: „Závěrečná zpráva o orientačním inženýrsko-geologickém průzkumu pro vodní nádrž na Vláře u Vlachovic“, Geotest, Brno, 1979, P029818.
- [8] AQUATIS a.s. Vlára, Vodní dílo Vlachovice, předprojektová příprava, technické řešení. Soubor prací. Brno 11/2020
- [9] AQUATIS a.s. Vlára, Vodní dílo Vlachovice. Vodohospodářské řešení nádrže. Brno 11/2018 (součást [8])
- [10] AQUATIS a.s. Vlára, Vodní dílo Vlachovice, Matematický model navrhovaných objektů. Brno 06/2019 (součást [8])
- [11] GEOTest, a.s. Vlára, Vodní dílo Vlachovice, předprojektová příprava, předběžný IG průzkum, 2019 a 2020
- [12] HLADÍK, I. a AQUATIS a.s. Vlára, Vodní dílo Vlachovice, Posudky: G.2. Posouzení stability hráze, Brno 10/2020 (součást [8])
- [13] ŘÍHA J., VD Vlachovice. Technická pomoc - Možnosti alternativního použití materiálů do hráze, 2020
- [14] ČVUT v Praze Fakulta dopravní, Ústav dopravních systémů (2021): Vlára, Vodní dílo Vlachovice – Logistická studie přepravy materiálu, Praha., 2021
- [15] AQUATIS, GEOTest, Dopravoprojekt Brno: Dokumentace pro povolení stavby, vč. souvisejících činností, průzkumných prací a dokumentace EIA. Soubor prací, Brno, 2026
- [16] VUT v Brně Fakulta stavební: Vlára, VD Vlachovice - S1 – Fyzikální modelový výzkum objektů vodního díla 03/2023 (součást [15]).
- [17] GALATÍK, P.: VD Vlachovice – příprava výstavby vodárenské nádrže ve 21. století. Příspěvek pro XXXVIII. Přehradné dny 2024, Starý Smokovec, 2024
- [18] KLaGeo, s.r.o., GEOTest, a.s., Vlára, vodní dílo Vlachovice, Celek 1 – Průzkumy v přehradním profilu, Závěrečná zpráva podrobného IGP, 12/2024 (součást [15]).
- [19] GEOTest, a.s., Vlára, VD Vlachovice – G4 – Průzkumy nalezišť materiálu, Závěrečná zpráva podrobného IG průzkumu 02/2025 (součást [15]).
- [20] GEOTest, a.s., Vlára, VD Vlachovice – G4.2 – Hutní pokusy, Závěrečná zpráva podrobného IG průzkumu 02/2025 (součást [15]).
- [21] GEOTest, a.s., Vlára, VD Vlachovice - L1 Průzkumy v přehradním profilu a průzkumy nalezišť materiálů (navazující etapa IGP), 11/2025 (součást [15]).
- [22] AQUATIS, a.s., RNDr Hladík Vlára, VD Vlachovice - S3 Posouzení stability hráze 02/2026 (součást [15]).

Ing. Daniel Brázda

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno
daniel.brazda@aquatis.cz

Ing. Jiří Švancara

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno
jiri.svancara@aquatis.cz

VD HUBENOV – OPATŘENÍ NA PŘEVEDENÍ KPV10000

J. Čaganová & R. Krupica

Povodí Moravy, s. p., Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Příspěvek přibližuje průběh realizace stavby „VD Hubenov – opatření na převedení KPV10000“, jejímž cílem je zajištění bezpečného převedení transformované desetitisícileté povodně (cca 75 m³/s). Stavba zahrnuje soubor technických a stavebních úprav nezbytných pro zvýšení bezpečnosti a spolehlivosti vodního díla v dlouhodobém horizontu. Vodní dílo Hubenov je situováno na toku Maršovský potok, západně od Jihlavy v kraji Vysočina, a tvoří jej zemní sypaná hráz. Realizovaná opatření výrazně snižují riziko poruch konstrukcí hráze během extrémních povodní a tím i potenciální ohrožení území podél toku. Cílem je dosažení úrovně bezpečnosti odpovídající současným technickým standardům a požadavkům na spolehlivost významných vodních děl.

Stavební práce probíhají v období 03/2025–11/2026, zhotovitelem je firma STRABAG a.s. Zahrnují šest stavebních objektů: SO 01 Rekonstrukce koruny hráze, SO 02 Sanace návodního opevnění hráze, SO 03 Sanace odpadní a komunikační chodby, SO 04 Zařízení TBD, SO 05 Úprava elektroinstalace a SO 06 Komerový systém. Hlavní technické řešení spočívá v navýšení těsnicího prvku sypané hráze minimálně na úroveň její koruny, a to osazením nové těsnicí fólie. Došlo k výměně stávajícího vlnolamu a obnově vozovky, chodníku i svodidel. Sanace návodního líce zahrnuje lokální opravy návodní dlažby a úpravy ploch narušených během prací na vlnolamu. Součástí projektu je rovněž sanace betonových konstrukcí odpadní a komunikační chodby včetně pancéřování stěn v blízkosti rozstřikovacích uzávěrů a provedení injektáží průsaků. v komunikační chodbě bylo demontováno, vyměněno a následně znovu osazeno elektrické vedení. Dále byl doplněn modernizovaný měřicí systém TBD a instalován nový kamerový dohled.

1. ZÁKLADNÍ ÚDAJE O VD HUBENOV

1.1 MÍSTO STAVBY

Kraj: Vysočina
Okres: Jihlava
Katastrální území: Dvorce u Jihlavy, Rounek
Vodní tok: Maršovský potok ř. km 0,62
Číslo hydrologického pořadí: 4-16-01-0280

1.2 HLAVNÍ NAVRHOVANÉ PARAMETRY HRÁZE

Typ hráze: kamenitohlinitá sypaná
Těsnění: střední hlinité těsnění
Kóta koruny: 523,70 m n.m. (Balt p. v.)
Šířka vozovky koruna hráze: 3,50 m
Délka hráze v koruně: 341 m
Výška hráze nad terénem: 19 m

1.2.1 Údaje o stavebníkovi

Název investora: Povodí Moravy, s.p.
Sídlo investora: Dřevařská 932/11, 602 00 Brno, Česká republika
IČ: 708 90 013

1.2.2 Údaje o zhotoviteli stavby

Název zhotovitele: STRABAG a.s.
Sídlo zhotovitele: Kačírkova 982/4, 158 00 Praha 5, Česká republika
IČ: 608 38 744

1.2.3 Údaje o zpracovateli projektové dokumentace

Název zpracovatele: AQUATIS a.s.
Sídlo zpracovatele: Botanická 834/56, 602 00 Brno, Česká republika
IČ: 463 47 526

1.2.4 Údaje o technickém dozoru stavby

Název zpracovatele: Vodohospodářský rozvoj a výstavba a.s.
Sídlo zpracovatele: Nábřeží 90/4, 150 00 Praha 5, Česká republika
IČ: 471 16 901

2. POSTUP REALIZACE VÝSTAVBY

Účelem rekonstrukce bylo realizovat navržená opatření, tak aby došlo ke snížení rizika poruchy konstrukcí přehrady za povodní a zvýšení bezpečnosti vodního díla tak, aby povodňové ohrožení oblastí podél toku a ohrožení potenciálními poruchami vodního díla bylo dostatečně nízké a z hlediska současných standardů akceptovatelné. Současně bylo třeba při provádění stavby zachovat hlavní účel vodního díla – akumulaci surové vody pro úpravnu vody v Hosově 0,141 m³/s a zajištění minimálního průtoku v toku pod nádrží 0,013 m³/s, v regulaci v množství 0,008 m³/s.

Rekonstrukce spočívala zejména v navýšení těsnícího prvku sypané hráze nad úroveň koruny hráze. Těsnící jádro bylo prodlouženo osazením těsnící fólie. Stávající vlnolam byl vyměněn a na levém břehu prodloužen o 25 m. Byla obnovena vozovka, chodník a svodidla.

Sanace návodního líce hráze je navržena v úrovni kolísání hladiny tj. 521,08 až 522,08 m n.m. a spočívala v lokálním vyspravení návodní dlažby a v sanaci ploch poškozených při úpravě vlnolamu.

Dále proběhla sanace betonových konstrukcí odpadní a komunikační chodby, v blízkosti rozstříkovacích uzávěrů byly stěny opancérovány. Byla realizována injektáž průsaků v chodbách a zrekonstruována komunikace do podhrází.

V komunikační chodbě byla provedena demontáž vedení elektro a jeho opětovné osazení po sanaci, stávající vodárenské potrubí bylo ochráněno. Tlakoměrné vrtky, které vedou přes odpadní chodbu byly v době provádění chráněny proti poškození a byly vytvořeny nové vrtky. Měřicí body TBD na koruně hráze byly obnoveny a jejich počet byl navýšen. Byl instalován nový kamerový systém.

2.1 ČLENĚNÍ STAVBY NA OBJEKTY

- SO 01 Rekonstrukce koruny hráze
 - SO 02 Sanace návodního opevnění hráze
 - SO 03 Sanace odpadní a komunikační chodby
 - SO 04 Zařízení TBD
 - SO 05 Úprava elektroinstalace
 - SO 06 Kamerový systém
- Stavba neobsahuje žádná technická ani technologická zařízení.

Předmětná stavby byla oficiálně zahájena dne 31.5.2026 předáním staveniště, stavba se nachází v prostoru hráze vodního díla Hubenov a v jejím bezprostředním okolí. Předpokládané dokončení stavby je listopad 2026.

2.2 CÍL REKONSTRUKCE

Cílem rekonstrukce vodního díla bylo navrhnout technická opatření pro bezpečné převedení teoretické kontrolní povodňové vlny KPV10 000, s využitím stávajícího objektu bezpečnostního šachtového přelivu s navazující odpadní chodbou. Současně se provedly opatření řešící projevy stárnutí na jednotlivých částech vodního díla. Jako nápravné opatření bylo „Posudkem bezpečnosti VD za povodní“ (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 12/2011)“ doporučeno provést navýšení těsnícího jádra po úroveň koruny hráze. Navýšení jádra spočívalo v dosypání těsnícího materiálu do úrovně koruny hráze v kombinaci s dalším těsnícím prvkem např. s fólií. Jako námět na zlepšení stavu bylo doporučeno provést prodloužení levobřežní části vlnolamu v délce cca 25 m.

Vodní dílo Hubenov do zahájení rekonstrukce bylo zabezpečeno na převedení kontrolní povodňové vlny KPV10 000. z výpočtu transformace vyplývalo, že kontrolní maximální hladina KMH10 000 při průchodu KPV (odvozená klasickou metodou) vystoupí na kótu 523,26 m n.m., tj. 0,58 m nad maximální vodoprávně schválenou hladinu v nádrži Hmax = 522,68 m n.m. a 0,56 m nad mezní bezpečnou hladinu MBH = 522,70 m n.m.

Před rekonstrukcí VD Hubenov nevyhovovalo požadavkům bezpečnosti při povodních ve smyslu Vyhlášky č. 590/2005 a TNV 75 2935, tj. není splněna podmínka MBH ≥ KMH10 000.



Obrázek 1: Situace stavby

3. FOTODOKUMENTACE STAVEBNÍCH OBJEKTŮ PŘED REKONSTRUKCÍ A PŘED DOKONČENÍ STAVBY



Obrázek 2: SO 01 Rekonstrukce koruny hráze



Obrázek 3: SO 02 Sanace návodního opevnění hráze



Obrázek 4: SO 03 Sanace odpadní a komunikační chodby



Obrázek 5: Portál komunikační a odtokové chodby

4. ZÁVĚR

Po rekonstrukci VD Hubenov vyhovuje požadavkům bezpečnosti při povodních ve smyslu Vyhlášky č. 590/2005 a TNV 75 2935, tj. je splněna podmínka MBH $\geq$ KMH10 000.

PODĚKOVÁNÍ

Děkuji kolegům z Povodí Moravy a všem, kteří k přípravě na VD Hubenov přistupovali s cílem realizovat tento záměr. Zejména děkuji projektantům a dalším odborníkům, kteří se na přípravě VD Hubenov podíleli.

LITERATURA

- [1] AQUATIS a.s., VD Hubenov opatření na převedení KPV10000, Projektová dokumentace pro provádění stavby, 2023.

Ing. Jitka Čaganová

Povodí Moravy, s. p., Dřevařská 11, 602 00 Brno
caganova@pmo.cz

Ing. Radek Krupica

Povodí Moravy, s. p., Dřevařská 11, 602 00 Brno
krupica@pmo.cz

TECHNICKÁ KONCEPCE VD SKALIČKA

O. Neumayer, D. Schubertová & J. Švancara

AQUATIS a.s., Brno, Česká republika

ABSTRAKT: v polovině roku 2025 byla ukončena technická část akce „Bečva, Vodní dílo Skalička předprojektová příprava, technické řešení“ (soubor prací dále označován jako PrP). Cílem předprojektové přípravy bylo stabilizovat technické řešení zamýšleného vodního díla Skalička (dále VD Skalička) se zohledněním dříve zpracovaných dokumentací i dalších podkladů obstarávaných jako součást PrP. Rozsáhlý soubor prací v rámci PrP zajišťovala pro Povodí Moravy, s.p. společnost AQUATIS a.s. ve spolupráci s řadou subdodavatelů a expertů. VD Skalička má za extrémních povodní zajistit omezení rizika ztrát na lidských životech a na majetku snížením kulminačních průtoků tak, aby pro návrhovou povodeň odpovídající povodňové epizodě r. 1997 bylo dosaženo cílů ochrany pro území podél Bečvy níže po toku. Technické zadání předprojektové přípravy VD Skalička odpovídalo rozhodnutí vlády ČR, která pro rozpracování určila variantu boční suché nádrže s manipulovatelným objektem. Příspěvek popisuje postupné upřesňování technické koncepce VD Skalička v průběhu předprojektové přípravy tak, aby VD bylo schopno spolehlivě a bezpečně plnit zamýšlenou funkci.

1. HISTORIE STAVEBNÍHO ZÁMĚRU

Povodí řeky Bečvy je z hlediska povodňových rizik jedním z nejexponovanějších území v České republice. Možnost realizace velké údolní nádrže na řece Bečvě nad lázněmi Teplice nad Bečvou se zvažovala od 50. let minulého století, v dřívějších koncepcích se používalo označení VD Teplice a jeho hlavní funkce byla zásobní. Podnětem k obnovení příprav stavebního záměru byla katastrofální povodeň v červenci 1997. v návaznosti na zhodnocení možností protipovodňové ochrany (PPO) v Pobečví vznikl námět průtočné suché ochranné nádrže (původně byla označována jako poldr Teplice). Přijátá koncepce PPO v Pobečví požaduje, aby ochranný prostor nádrže zajistil snížení kulminačního průtoky povodně roku 1997 (PV1997) z 950 m³/s na neškodný odtok $Q_{\text{nešk}} = 660 \text{ m}^3/\text{s}$ v profilu pod vodním dílem.

Pro hustě osídlené území podél Bečvy a i níže pod soutokem s Moravou je ochranný význam VD Skalička zásadní. Úpravy na tocích pro zvýšení průtočné kapacity v průchodu městy (dílejší stavby PPO) jsou již ve značném rozsahu zrealizované a jejich návrhové parametry vycházejí z předpokladu funkce VD Skalička. Bez transformačního účinku VD Skalička by úroveň ochrany sídel níže po toku odpovídala pouze kapacitě těchto lokálních PPO. Největšími sídly podél řeky Bečvy po soutok s Moravou jsou Hranice, Lipník nad Bečvou a Přerov.

2. VÝVOJ VÝCHOZÍ KONCEPCE OCHRANNÉ NÁDRŽE

Na základě koncepce protipovodňové ochrany v Pobečví se předpokládala realizace průtočné suché ochranné nádrže dostatečného objemu a v takové podobě byl záměr ochranné nádrže (označený jako poldr Teplice) začleněn do ZÚR Olomouckého kraje. v odezvě na extrémní sucho v období let 2015 až 2018 byly rovněž dílčími studiemi prověřovány možnosti výstavby víceúčelové nádrže, kdy část objemu nádrže zamýšleného vodního díla by byla vyčleněna pro zabezpečení minimálních průtoků v toku pod nádrží. Následně byla zformulována a rozpracována i varianta boční nádrže.

Systematické hodnocení koncepčních variant bylo provedeno multikriteriální analýzou [1] (MKA 2021), v rámci které byly soustředěny veškeré dosud zpracované podklady a souběžně byly zajištěny i 3 etapy hydrogeologického průzkumu.

5.2 VODOHOSPODÁŘSKÁ KONCEPCE - VELIKOST A FUNKCE NÁDRŽE

Míra transformace povodní VD Skalička bezprostředně souvisí s velikostí nádrže. Výchozí parametry byly přebírány z předchozích koncepčních studií, jak byly rovněž posuzovány i v rámci MKA 2021 [1]. v úvodu prací došlo k přešetření vstupních předpokladů řešení a byla nově vyhodnocena vazba mezi velikostí nádrže a schopností dosáhnout požadovaného účinku. Pro stanovení objemů nádrže bylo využito reliéfu terénu zpřesněného po zaměření území a aktuálních hydrologických podkladů.

S vědomím střetů vyplývajících z umístění VD bylo formulováno 9 podvariant možného vedení trasy hráze a jim odpovídajících objemů nádrže. u všech podvariant (mimo srovnávací V3.1) bylo zapracováno doporučení MKA 2021 a průzkumů - vyjmout ze zátopy výchozy vápenců v ohbí Bečvy mezi Skaličkou a Miloticemi. v podvariantách byly v rozličné míře respektovány různé limitující podmínky (rozsah dotčení EVL a splnění, dílčí splnění či nesplnění požadavku obce Skalička na vedení čelní části hráze dle ÚP obce, kde je doposud vymezena trasa hráze původně zvažované průtočné nádrže. Podvarianty byly následující:

- V3.1 – srovnávací výchozí varianta boční nádrže dle studie z roku 2017
- V3.2 – dle studie z roku 2017 s úpravami (oblasti vápencových výchozů, VVN..)
- V3.3 – kompromisní trasa k požadavku obce Skalička, hráz navýšená o 0,4 m
- V3.4 – vedení čelní části hráze dle ÚP obce Skalička
- V3.5 – úplné vyloučení EVL, vtok do nádrže pod EVL/PP Hustopeče - Štěrkáč
- V3.6 – minimální dotčení EVL Hustopeče - Štěrkáč
- V3.7 – trasa kolem spodní části EVL, vtok nad mostem přes Bečvu
- V3.8 – trasa kolem spodní části EVL, vtok dle studie z roku 2017
- V3.9 – trasa čelní hráze dle ÚP obce Skalička, hráz navýšená o 1,0 m

Dosažitelná velikost nádrží v daném umístění se pohybovala od 13,3 do 35,7 mil. m³. Bylo potvrzeno, že pouze varianty nádrže VD Skalička velikosti cca 34 mil. m³ (nebo větší) zajistí požadovanou funkci dle zadání PrP, tj. za návrhové povodně sníží kulminační průtok z 950 m³/s na 660 m³/s. Požadavky zadání plní pouze varianty V3.2, V3.3 a V3.9. Jako referenční varianta pro rozpracování v rámci PrP se využila varianta V3.2, ostatní (V3.3 a V3.9) byly využity pro hodnocení v procesu SEA.



Obrázek 2: Varianty předkládané do hodnocení v rámci procesu SEA a dotčení území EVL. (V3.2, V3.3 a V3.9)

Ukazuje se, že pro jakoukoli dostatečně velkou nádrž se nelze vyhnout významnému zásahu do oblasti Natura (EVL/PP Hustopeče – Štěrkáč). Pro dosažení srovnatelné funkčnosti (tj. obdobného objemu nádrže) ve var. V3.3 (kompromisní varianta vedení hráze) by bylo oproti var. V3.2 nutné navýšit korunu hráze o cca 0,4 m. a vtokový objekt posunout výše proti toku Bečvy. Pro dosažení obdobné funkčnosti ve var. V3.9 (trasa vedení čelní hráze dle ÚP obce Skalička) by bylo nutné navýšit korunu hráze oproti V3.2 o cca 1,0 m a rovněž posunout vtokový objekt výše proti toku Bečvy. Funkce nádrže (var. V3.2) je znázorněna na obr. 3 a 4.



Obrázek 3: Prostor zátopy a území VD Skalička za běžné situace.



Obrázek 4: VD Skalička ve funkci (naplněný ochranný prostor)

V rámci dílčí části PrP [2] byly provedeny rozsáhlé simulace na hydrodynamických matematických modelech, které prokázaly, že VD Skalička v předpokládaných objemových parametrech a zvažovaném funkčním upořádání je schopno požadovaným způsobem omezit povodňová rizika v území podél nádrže a pod nádrží.



Obrázek 5: Hranice, 15. 9. 2024. Průtok dosáhl $700 \text{ m}^3/\text{s}$. Díky již vybudovaným lokálním PPO (s využitím bezpečnostního převýšení nad návrhovou hladinou) nedošlo za povodně 2024 k přelítí. Další zvýšení úrovně ochrany je možné jen s využitím transformace nádrží VD Skalička.



Obrázek 6: Uzel nátoku do VD Skalička – pohled směrem po vodě

5.3 PROBLEMATIKA NÁTKOKU DO NÁDRŽE

Klíčovou částí návrhu VD Skalička je uspořádání vtokového objektu do nádrže. Soubor úprav v tomto prostoru musí zajistit odklání požadovaného podílu průtoku do nádrže tak, aby objem retenčního prostoru byl za povodní využit a došlo ke snížení kulminačního průtoku na požadovanou velikost ($660 \text{ m}^3/\text{s}$). Současně musí jít o řešení, které bude spolehlivě funkční za extrémních povodní. Výchozí koncepce spočívala v návrhu manipulovatelného objektu na levém břehu Bečvy, který měl ovládat přítok do nádrže. Modelové simulace však ukázaly, že takový objekt za extrémních povodní obtížně dosahuje potřebné kapacity nátoku do nádrže, neboť již při malých změnách úrovně hladiny v pravobřežní inundaci se významně zvyšuje podíl průtoku, který do nádrže již přesměrovat nelze. Navíc, za extrémních povodní, po vybřežení Bečvy vpravo, dochází k prolomení šíje mezi korytem Bečvy a prostory po těžbě šterku, Bečva si vytváří paralelní koryto a původní koryto Bečvy ztrácí kapacitu. To odpovídá zdokumentovaným scénářům při povodni 1997 i při povodni 2024, kdy přítok již dosáhl velikosti na hranici iniciace popsané poruchy. To vedlo k návrhu umístit manipulovatelný objekt přímo do koryta Bečvy (rozdělovací objekt). Ten bylo dále nutné doplnit o prvek, který stabilizuje průtokové poměry v pravobřežní inundaci (dále usměrňovací prvek), bez něj nelze požadovanou funkci VD Skalička zajistit. Dosažitelnost požadovaného efektu nádrže je vnímána jako základní kritérium posuzování jakéhokoli návrhu, neboť nenaplnění účelu, pro který má být VD zbudováno, by představovalo zmaření nákladů vynaložených na realizaci.

Uspořádání uzlu nátoku do nádrže ukazuje obr. 6. Šířku pravobřežní inundace přetíná usměrňovací prvek. Jeho výšková úroveň umožní vhodné dělení průtoků mezi inundaci, hlavní koryto a nátok do nádrže a současně zajistí bezpečnost VD. Rozdělovací objekt na Bečvě je jezový objekt o třech polích. Nevytváří stupeň a při vyhrazení je za běžných průtoků a za menších povodní prakticky bez vzdutí. Podél linie levého břehu nad rozdělovacím objektem je boční pevný přeliv, na který navazuje koryto po délce nádrže až k výtokovému objektu.

6. DALŠÍ SPECIFICKÉ KONCEPČNÍ OTÁZKY

Území zamýšleného VD Skalička bylo z pohledu geologie a hydrogeologie v minulosti prověřováno v souvislosti s předchozími koncepcemi VD Teplice a poldru Teplice a následně v rámci 3 etap hydrogeologických studií a MKA 2021. Proto je území možné považovat za poměrně dobře prozkoumané. Další podklady byly doplněny v rámci průzkumů v průběhu prací na PrP [2] a při aktualizaci modelových prací k objasnění vlivu VD Skalička na území.

Z dostupných podkladů IG a HG průzkumu a zpracovaných analýz v rámci PrP nevyplývají skutečnosti, které by vyvolávaly pochybnosti o realizovatelnosti vodního díla (všech jeho součástí a v daných základových poměrech) schopného dlouhodobě a bezpečně plnit svou funkci [3]. Současně bylo ověřeno, že v lokalitě bude reálné pro násyp hráze získat dostatek místních materiálů přijatelné kvality.

Pro vzdouvací objekt se předpokládá koncepce sypané zonální hráze. Pro stabilizační část se použijí místní šterky, přednost se dá materiálům s nižším podílem hlinité a jílovité frakce. Naleziště šterků se nacházejí v zátopě. Pro těsnící zónu se využijí místní jílovité a prachovité hlíny. Podloží hráze v rozsahu propustných (zejm. šterkovitých) vrstev bude utěsněno podzemní stěnou s výplní, jejíž přetvárné vlastnosti budou odpovídat okolnímu prostředí.

V případě VD Skalička lze v souvislosti s hydrogeologickými a geologickými poměry v lokalitě vymezit několik skupin nežádoucích následků, které by v případě jejich výskytu bylo nutné hodnotit jako negativní vlivy záměru. Jsou to:

- Negativní vlivy na funkčnost a bezpečnost vodního díla;
- Negativní vlivy na lidská sídla, zejm. na existující zdroje vody pro zásobování obyvatel;
- Negativní vlivy na Hranický kras a zdroje minerálních vod;
- Zhoršení následků nebo ztížení postupu likvidace ekologické havárie v souvislosti se železniční nehodou 28.2. 2025.

Potenciálním rizikům z existence VD je nutné v další přípravě věnovat náležitou pozornost.

7. ZÁVĚR

V rámci PrP byl zajištěn rozsáhlý soubor přípravných prací, průzkumů zaměření, výpočtových a modelových analýz i specializovaných studií a byla stabilizována koncepce technického řešení VD Skalička. Tyto práce spolu s doporučeními vyplývajícími z diskuse nad problematikou ovlivnění území (ČGÚ ČR, MŽP, MZ ČIL) a začleněním revitalizačních záměrů a kompenzací (MŽP a AOPK) budou podkladem pro zadání další fáze přípravných prací.

Přes rozsah a význam vlivů souvisejících se záměrem, řešitelé a zpracovatelé PrP nezaznamenali střety, které by zpochybňovaly další přípravu záměru ve vztahu k možnosti začlenění VD do území [3]. Nicméně u některých otázek vlivu VD na území nebo koncepcí dílčích částí souboru opatření nedošlo v době ukončování technické části PrP zatím ke všeobecné shodě.

V průběhu projekční přípravy budou zpracované návrhy dále zpřesňovány. Cílem navazující přípravné fáze bude doplnit potřebné podklady, zajistit proces EIA, zpracovat dokumentaci pro povolení stavby a po jejím projednání získat povolení stavebního záměru.

PODĚKOVÁNÍ

Na vývoji koncepce VD Skalička se podílely desítky řešitelů - projektantů, geologů a hydrogeologů, architektů, expertů na matematické modelování, specialistů v oblasti životního prostředí a odborníků v dalších oblastech.

Investor VD Skalička – Povodí Moravy, s.p. i zpracovatelé PrP vyslovují poděkování každému, kdo hledá pozitivní cestu pro ochranu obyvatel v území a přípravu tohoto vodního díla, přispívá k zajištění jeho bezpečnosti i k vyřešení střetů, které takový rozsáhlý záměr přináší.

LITERATURA

- [1] ČVUT v Praze, VUT Brno, Biologické centrum AV ČR: VD Skalička – multikriteriální hodnocení variant řešení. 09/2021, (také MKA 2021)
- [2] Soubor prací „Bečva, Vodní dílo Skalička předprojektová příprava, technické řešení“ AQUATIS a.s. a spolupracující autoři, 2025 (také PrP)
- [3] ŠVANCARA, J.: Bečva, Vodní dílo Skalička - předprojektová příprava, technické řešení. Shrnutí předprojektové přípravy. 09/2025

Ing. Oldřich Neumayer, CSc.

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika
oldrich.neumayer@aquatis.cz

Ing. Dominika Schubertová

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika
dominika.schubertova@aquatis.cz

Ing. Jiří Švancara

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika
jiri.svancara@aquatis.cz

OCHRANÁ RETENČNÍ NÁDRŽ LICHNOV II
VÝSTAVBA A UVÁDĚNÍ DO PROVOZU

T. Ohera & J. Švancara

AQUATIS a.s., Brno, Česká republika

V. Bradáč

KlaGeo, s.r.o., Šilhářovice, Česká republika

ABSTRAKT: Obec Lichnov nacházející se v údolí podél říčky Čižiny (přítok Opavy pod Kmovem) byla v minulosti opakovaně velmi těžce zasažena povodněmi. Lokální povodeň z příválových srážek v roce 1996 a poté extrémní povodeň v roce 1997 byly impulsem pro řešení ochrany před povodněmi, její významnou součástí je soubor ochranných retenčních nádrží (ORN) v povodí Čižiny. První vystavěnou nádrží byla ORN Lichnov II na Tetěvském potoce, který je levobřežním přítokem Čižiny. Výstavba proběhla již v letech 2011 až 2014. v průběhu zkušební napuštění v roce 2015 však byly zaznamenány tak velké průsaky podloží hráze, že vodní dílo nemohlo být uvedeno do provozu. Příspěvek popisuje vývoj hypotéz o příčinách nepříznivého stavu, opakovaně prováděné průzkumné práce vedoucí ke zjištění anomálií v podloží hráze a sanační práce, které pro zajištění bezpečné funkce vodního díla dosáhly mimořádného rozsahu. Text shrnuje poučení týkající se technického návrhu obdobných vodních děl, přípravě a provádění průzkumů i předpokladů pro uvádění do provozu. Po dokončení posledních stavebních úprav a sanací podloží proběhl od března 2024 na ORN Lichnov II úspěšně zkušební provoz spojený s napuštěním nádrže. Ochranná funkce nádrže i dalších zrealizovaných opatření se pak bezprostředně poté osvědčily v průběhu povodně v září 2024, díky nim přechkala obec Lichnov povodeň bez katastrofálních následků.

1. INFORMACE O VODNÍM DÍLE

1.1 KATASTROFÁLNÍ POVODNĚ V LETECH 1996 A 1997

Území horní Opavy zasáhly v 90-tých letech dvě extrémní povodně. v květnu 1996 to byla povodeň z krátké intenzivní srážky v trvání 3 až 4 hodin, která zasáhla horní část povodí Opavy, zejména povodí Čižiny (Čižina je pravostranný přítok Opavy pod Kmovem), horní část povodí Moravice a povodí Opavice. Velikosti kulminačních průtoků na lokálních tocích výrazně překročily úroveň stoletých vod. Na území obcí Lichnov a Zátor, které se nacházely v centrální srážkové oblasti, byla totálně zdevastována koryta toků, souběžné komunikace, přemostění, zničeno bylo i několik domů a povodeň způsobila i ztrátu na životech.

Území obce Lichnov zasáhly i extrémní povodeň v červenci 1997, způsobené regionálními intenzivními srážkami mezi 4. a 8. červencem, kdy byly v povodí Opavy zaznamenány srážkové úhrny přes 500 mm. v obci Lichnov na řece Čižině sice dosáhly kulminační průtoky v roce 1996 větších hodnot než v roce 1997, přesto obec musela znovu čelit těžkým následkům.

1.2 KONCEPCE PROTIPOVODŇOVÉ OCHRANY (ORN LICHNOV II, III, V)

Přestože povodním z intenzivních srážek nelze zabránit, je možné provést opatření v povodí k omezení jejich následků. v rámci Komplexní pozemkové úpravy (KPÚ) v k.ú. Lichnov zpracované v letech 1999 až 2000 bylo navrženo komplexní řešení protierozní a protipovodňové ochrany na území obce. Základní kostru ochrany tvořily ochranné retenční nádrže a navazující systém záchytných průlehů, které byly vymezené v plánu společných opatření, ty doplněny byly prvky agrotechnickými a organizačními.

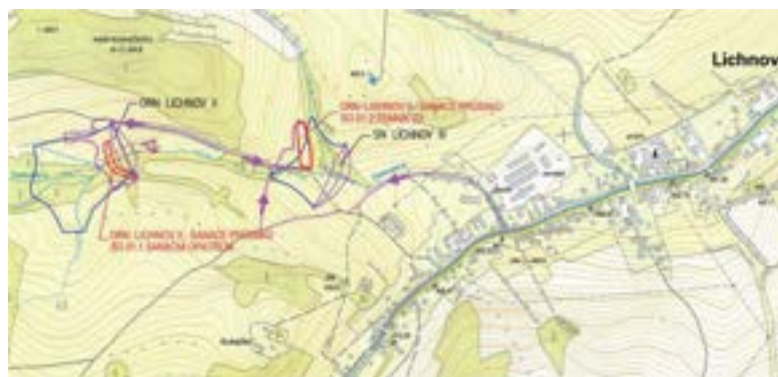


Obrázek 1: Následky povodně v roce 1996 v obci Lichnov

ORN Lichnov II (původně označovaná *Poldr II, Lichnov*), byla navržena jako součást systému pěti ochranných nádrží umístěných na přítocích Čižiny v katastru obce, nádrže měly různou velikost retenčního prostoru a tím i různý účinek. Jako součást KPÚ zajišťoval k přípravu a realizaci ORN Lichnov II Státní pozemkový úřad, pracoviště Bruntál. Ostatní ORN (Lichnov I, III až V), byly později převzaty do souboru *Opatření na horní Opavě* (OHO), jehož investorem je státní podnik Povodň Odry. z navrženého souboru nádrží byly postupně zrealizovány ORN Lichnov II, III a V.

1.3 OCHRANNÁ RETENČNÍ NÁDRŽ (ORN) LICHNOV II

ORN Lichnov II je vybudována na Tetřevském potoce (v km 1,300), který je levostranným přítokem Čižiny a ústí do ní v horní části obce. Povodňové průtoky z Tetřevského potoka lze účinkem ORN téměř eliminovat, čímž se snižují a příznivě ovlivňují průběhy povodní na Čižině v převážné části obce Lichnov.



Obrázek 2: Přehledná situace ORN Lichnov II, SN Lichnov III

Níže po toku Tetřevského potoka ve vzdálenosti cca 700 m byla vystavěna další ochranná suchá nádrž (SN Lichnov III), která má primárně zachytit povodňové průtoky bezejmenného levostranného přítoku Tetřevského potoka.

ORN Lichnov II byla navržena jako nádrž s malým objemem stálého nadržení vytvářejícím vodní plochu s krajínovými a environmentálními funkcemi. Velikost ovladatelného ochranného prostoru nádrže ($V_{RO} = 343$ tis. m^3) byla navržena tak, aby bylo možné zachytit celý objem teoretické povodňové vlny TPV_{100} v profilu hráze ($W_{PV100} = 336$ tis. m^3). Odtok z nádrže za povodně závisí na míře naplnění retenčního prostoru a do dosažení úrovně přelivu má velikost od 0,90 do 1,40 m^3/s .

1.3.1 Základní údaje a hlavní technické parametry vodního díla

• Plocha povodí ochranné retenční nádrže	cca 5,50 km^2
• Návrhový průtok Q_{100}	16,7 m^3/s
• Kóta koruny hráze	453,50 m n.m.
• Kóta koruny pevného bezpečnostního přelivu (Hro)	451,50 m n.m.
• Kóta hladiny stálého nadržení (Hs)	444,30 m n.m.
• Kóta nejnižšího dna nádrže	441,50 m n.m.
• Délka hráze v koruně	220 m
• Výška hráze (vůči úrovní terénu na vzd. straně)	14,6 m
• Ovladatelný ochranný prostor nádrže (V_{ro})	343 000 m^3

Obrázek 3: Uspořádání ORN Lichnov II (AQUATIS 3.10.2019)
Nádrž je vypuštěná, opevnění odpovídá prostoru stálého nadržení.

Těleso hráze bylo provedeno jako zemní, zonální, s širokým středním těsnícím jádrem a s předloženým těsnícím kobercem (v údolí a na pravém údolním svahu) z vhodných svahových hlín (jemnozrnné zeminy skupiny F – F2-CG, F4-CS a F6-CI) těžených v prostoru zátopů nádrže. Stabilizační část hráze je na vzdušné i návodní straně členěna do dvou zón. Vnitřní přechodová zóna přiléhající k těsnícímu jádru je vytvořena z kamenitých sutí a z fluválních šterků. Vnější stabilizační zóna je tvořena kamenitou sypaninou.

Součástí vodního díla je sdružený objekt, který v sobě integruje vtok požerákového typu pro udržování hladiny v prostoru stálého nadržení o dvou sekcích, dvě výpustí DN 600 s uzávěry DN 400 a bezpečnostní přeliv. Sdružený objekt navazuje na odpadní chodbu o volné hladině odvádějící povodňové průtoky z šachty přelivu a běžné průtoky od spodních výpustí do tlumící části objektu a odpadního koryta na vzdušné straně hráze.

Pro potřebu projekčního návrhu byl proveden v poměrně solidním rozsahu IGP, nejdříve jako předběžný a v další fázi přípravy jako podrobný IG průzkum. z regionálního pohledu nejsou IG poměry v lokalitě neobvyklé. Skalní podloží v údolí tvoří kulmské droby, drobové břidlice a břidlice, které jsou v přípovrchové zóně navětralé až zvětralé a přechází v sutě. Na levém pozvolnějším údolním svahu je skalní podklad překryt v mocnosti 2,5 – 4,0 m málo propustnými sedimenty (F4-CS, F2-CG, F6-CI). v údolním dně jsou na skalním podkladu uloženy fluvialní štěrky (G3 – G-F a G5 – GC) a jemnozrnné fluvialní hlíny a jíly (F4 – CS) až v mocnosti cca 0,7 m. Na strmějším pravém údolním svahu, jsou na zvětralých drobách, drobových břidlicích a břidlicích uloženy svahové kamenité sutě (G3 – G-F a G5 – GC).

Hráz nebyla zakládána na skalní podloží. Na levém pozvolnějším údolním svahu až do středu údolí s výskytem málo propustných vrstev tvořících přirozený těsnicí koberec bylo provedeno zavázání do hloubky 0,4 až 1,0 m pod původní terén a propojení těchto vrstev s masivním těsnicím jádrem hráze. Od střední části vpravo byl předložený těsnicí koberec vytvořen uměle, pro návrh byly využity odhady propustnosti v podloží ponechaných propustnějších vrstev. Založení hráze bylo tedy provedeno bez utěsnění propustného podloží směrem do skalního podkladu, což se ukázalo s ohledem na další vývoj poznání jako zásadní.

2. PROJEKTOVÁ PŘÍPRAVA A VÝSTAVBA

Koncepční návrh ORN byl součástí Komplexní pozemkové úpravy v k.ú. Lichnov z roku 2000, která se stala výchozím podkladem pro zpracování navazující projektové dokumentace. v roce 2003 byla zpracována dokumentace pro územní rozhodnutí (DUR), pro kterou byl podkladem předběžný IG průzkum. v letech 2003 až 2004 byla zpracována dokumentace pro stavební povolení (DSP), pro kterou byl zajištěn podrobný IG průzkum.

V roce 2008 byla zpracována zadávací dokumentace a dokumentace pro provádění stavby pro všechny SO a PS s výjimkou SO 01 Zemní hráz a SO 02 Sdružený objekt, prováděcí dokumentace SO 01 a SO 02 byla dokončena v roce 2011.

Výstavba ORN Lichnov II proběhla relativně bez problémů v období od 02/2011 do konce 11/2014, zhotovitelem stavby byla společnost Skanska a.s.

3. UVÁDĚNÍ DO PROVOZU, ZKUŠEBNÍ NAPOUŠTĚNÍ, SANACE

3.1 PŘEDPOKLADY UVEDENÍ DO PROVOZU

VD je vybaveno běžným rozsahem zařízení TBD pro sledování skutečností, které jsou významné pro hodnocení bezpečnosti. Zvláštní pozornost byla věnována koncepci drenážního systému, který byl navrhován se zřetelem na fakt, že hráze není zavázána nepropustným prvkem do podloží. Při naplnění nádrže se předvídal průsak v řádu do 1 l/s na oddělených sekcích i s vědomím toho, že nelze úplně oddělit průsaky pod hrázi od přirozených hydrogeologických poměrů na pravobřežním svahu. Pro místa měření průsaků byly stanoveny limitní velikosti průtoku, technické provedení drenážního systému je však schopné zajistit odvádění průsaků o řád větších. Předpokladem uvedení ORN Lichnov II do provozu bylo zkušební napuštění ochranného prostoru až po úroveň přelivu podle manipulačního řádu pro zkušební provoz a provedení měření podle programu dohledu.

3.2 ZKUŠEBNÍ NAPOUŠTĚNÍ Č. 1

Zkušební napouštění č. 1 v rámci zkušebního provozu proběhlo od 1.12.2014 do konce dubna 2015. Velikosti průsaků v drenážním systému hráze zaznamenané při zkušebním napuštění č. 1 dokumentují, že se uvedené očekávané velikosti průsaků do hodnoty cca 1,0 l/s nenaplnily a byly řádově překročeny. Anomálie se projevily na pravobřežní části drenážního systému. Do úrovně hladiny v nádrži cca 444,0 m n. m. průsaky dosahovaly očekávaných hodnot v desetinách l/s. Při vyšších hladinách došlo ke skokovému nárůstu průsaků (při hladině v nádrži 446,6 m n. m. měla být výpočtově odvozená velikost průsaků zhruba 0,8 l/s, ve skutečnosti překročila 12 l/s. Rozbor měření vedl k hypotéze, že extrémní změna průsaků způsobuje preferovaná průsaková zóna, která se iniciuje při hladinách nad k. 444,0 m n. m. Zkušební provoz vodního díla byl z důvodu výskytu lokálních nadměrných průsaků zachycovaných drenážním systémem přerušen. Nadměrné deformace násypu hráze v souvislosti se zkušebním napouštěním nebyly zjištěny.

Etapová zpráva o TBD ve zkušebním provozu (za období 12/2014 – 04/2015) byla vydána v dubnu 2015. ve zprávě bylo nutné konstatovat, že ORN Lichnov II není bezpečně funkční a do doby provedení účinné sanace měla být nádrž udržována prázdná při plném otevření výpustí. Bylo doporučeno provést doplňkový průzkum a na jeho podkladu cíleně navrhnout sanační práce.

3.3 DOPLŇKOVÝ PRŮZKUM Č. 1

Byly revidovány předpoklady projekčního řešení ve vztahu k zaznamenaným výsledkům měření. Diskutovány byly hlavně charakteristiky propustnosti vrstvy nad skalním podložím, která byla následně překryta násypem hráze a předloženým kobercem. Pokud by zde totiž existovala zóna extrémně propustného materiálu (o jeden až dva řády propustnějšího oproti předpokladům projektu), pak by taková zóna mohla být vysvětlením výsledků zkušebního napouštění č. 1. v návaznosti na výsledky neúspěšného zkušebního napouštění č. 1 byl proveden společností JUGeo s.r.o. doplňkový IG průzkum který byl cílen na místo předpokládané sanace, kdy se předpokládalo, že zvažovaných sanačních opatření (prodloužení těsnicího koberce, posílení drenážního systému, zavázání předloženého koberce do podloží, injektáž v ose hráze na pravém břehu) bude vhodné zaměřit se na utěsnění propustnější zóny mezi násypem hráze a skalním podložím na pravém břehu v ose hráze.

V lednu a únoru 2016 byl proveden IG průzkum prostřednictvím 3 svislých vrtů z koruny hráze do podloží na pravém svahu. z výsledků průzkumu vyplynulo, že svahové sedimenty v podloží hráze na pravém svahu mají charakter hrubozrnného až kamenitého zahliněného štěrku, který přechází na bázi do propustnějších balvanitých sutí. Podložní horniny v zájmovém prostoru tvoří navětralé droby. Těsnicí jádro hráze vykazovalo velmi dobrou kvalitu. Provedenými nálevovými zkouškami byla prokázána vysoká propustnost v zóně na bázi sutí, menší propustnost byla zaznamenána v puklinově propustném navětralém skalním podloží. Průzkumné vrty v ose hráze byly vystrojeny jako pozorovací s měrnou etáží na přechodu do skalního podloží.

3.4 OPRAVA Č. 1

Na základě provedeného průzkumu a po zhodnocení dostupných variant řešení byla nakonec odsouhlaseno zaměřit se na sanaci propustné zóny pod základovou spárou hráze na pravém svahu výplňovou a nízkotlakou injektáží jílocementovou směsí. Injektáž byla provedena v linii osy hráze s navázáními na těsnicí ozub v údolní části. Sanační práce na díle proběhly 12.–31.7. 2017, zhotovitelem stavby byla společnost Keller – speciální zakládání, spol. s r. o.

Bylo zvoleno technické řešení využívající metodu klasické injektáže modifikovanou pro injektáž v nesoudržných zeminách a horninách. Funkčním požadavkem sanace bylo vyplnění volných prostor v prostředí pod základovou spárou a vytvoření souvislého těsnicího

prvku, který bude navázán na těsnicí jádro násypu hráze a bude ukončen alespoň 0,5 m pod úrovní kompaktního skalního podloží.

V rozsahu pravobřežního údolního svahu na délce 54 m bylo provedeno celkem 48 jádrových injekčních vrtů profilu do 156 mm ve dvou pořadích (z toho 3 zkušební), vůči k ose hráze byly vrtý provedeny odsazené o 2 m k návodní straně s výjimkou několika prvních vrtů, které jsou umístěny v ose hráze, aby bylo možné se prostorově napojit na zavazovací ozub v údolí. Zkušebními vrtými bylo potvrzeno utěsnění cílové zóny.

3.5 ZKUŠEBNÍ NAPOUŠTĚNÍ Č. 2

Další zkušební provoz byl povolen rozhodnutím KÚ Moravskoslezského kraje dne 25. 4. 2018 a proběhl od 11.05.2018 do června 2018. Při zkušebním napouštění č. 2 (po provedené sanaci) nastala z hlediska zaznamenaných průsaků prakticky stejná situace jako při zkušebním napouštění č. 1 v roce 2015. z výsledků měření vyplynulo, že od hladiny v nádrži na kótě cca 444,30 m n. m. výrazně roste množství vody zachycené drénem vedeným podél paty svahu v pravém zavázání hráze. Při napouštění nádrže byla v červnu 2018 dosažena maximální hladina 446,33 m n. m. Bp, kdy byly překročeny limitní hodnoty stanovené pro velikost průsaků v drenážním systému na pravé straně hráze (velikost průtoku opět překročila 12 l/s) a napouštění bylo přerušeno. Následně byla nádrž vypuštěna.

Dílčí zpráva o TBD za období zkušebního provozu 05/2018 – 07/2018 byla vydána v 08/2018. Ukázalo se, že provedená sanace byla zcela neúčinná a VD nebylo možné uvést do trvalého provozu. Preferovaná průsaková cesta způsobující anomální průsak do drenáže v pravém svahu nebyla sanačním zásahem ovlivněna, což vedlo k hypotéze, že přinejmenším v místě sanace porucha může procházet hlouběji pod úrovní skalního povrchu.

3.6 HLEDÁNÍ KONCEPCE OPRAVY

Jednoznačně bylo možné vyloučit, že průsak se realizuje tělesem násypu. Veškeré provedené vrtvé práce potvrdily vysokou kvalitu násypu těsnicího jádra.

Úkolem bylo nalézt robustní řešení, které třeba i za cenu poněkud většího rozsahu prací odhalí příčiny anomálií a utěsněním průsakové cesty zajistí provozuschopnost nádrže. To byl požadavek s. p. Povodí Odry, které perspektivně mělo převzít ORN Lichnov II do správy a provozovat ji v soustavě s dalšími prvky OHO.

Zatímco pro omezení velikosti průsaků zamýšleným způsobem se předložený koberec v daných poměrech neosvědčil, paradoxně vytvořil příležitost pro návrh účinné sanace. Protože nebyly jakékoli pochyby o kvalitě provedení násypů vč. předloženého koberce, bylo možné linií utěsnění podloží předsadit před těleso hráze. Tak se otevřela možnost přímé kontroly poměrů v místě provádění nového těsnicího prvku. Ten měl injektáží utěsnit skalní podloží, násypem z těsného materiálu překonat propustnější vrstvy pod těsnicím kobercem a navázat se na něj (viz obr. 4). z existujících podkladů IGP a z provádění stavby byla stanovena linie nového těsnicího prvku a provedena další etapa IGP.

3.7 DOPLŇKOVÝ PRŮZKUM Č. 2

Průzkum zajistila spol. KlaGeo s.r.o. v 07/2020. IG průzkum byl směřován především do předpokládané osy sanačního opatření – zářezu, který měl být proveden přibližně v polovině délky existujícího předloženého těsnicího koberce před návodní patou hráze. Bylo provedeno 12 ks průzkumných vrtů sledujících linii těsnicího prvku a dalších 5 vrtů a před návodní patou hráze. Byly ověřeny vlastnosti předloženého těsnicího koberce, úroveň skalního podloží a propustnost podložních vrstev a skalního podloží.

Další skupina průzkumných vrtů byla zaměřena na ověření parametrů a vlastností zemin těsnicího jádra hráze a rozšíření měření hladiny podzemní vody (na koruně hráze 7 vrtů a vzdušní straně hráze 2 + 2 vrtů). Kvalita provedení hráze a těsnicích prvků byla potvrzena.

Na základě výsledků průzkumu bylo opět možné usuzovat, že nejpropustnější zónou v pravém svahu jsou, hrubozrnné až balvanité hlinitokamenité sutě. Eliminaci těchto příčin průsaků mělo zajistit odtěžení kvartéru a rozvolněního skalního podloží ve dně připravovaného zářezu.

IG průzkumem byla ovšem zjištěna a ověřena i značná propustnost skalního podloží a u některých vrtů, zejména na pravém břehu, byla zjištěna dokonce zvyšující se propustnost skalního podloží s hloubkou. Naopak celou část hráze a podloží vlevo od přírodního koryta bylo možné označit jako bezproblémovou.

K soustředěným průsakům, jejichž velikost bylo možné jen obtížně odhadnout, mohlo tedy docházet i v hlubších partiích horninového masívu. v době provádění průzkumu již byly k dispozici výsledky IG sledu ze staveb SN Choltický a SN Lichnov III v obdobných geologických poměrech. Na těchto stavbách byla zaznamenána existence subvertikálních trhlin kryogenní geneze a tato možnost připadala v úvahu na základě uskutečněných průzkumů i u Lichnova II. Propustnost takového prostředí pak závisí především na intenzitě rozpukání horninového masívu, rozevření trhlin a jejich eventuální kolmataci jemnozrnnými, převážně vplavenými zeminami. Pro zatěsnění takových průsakových cest, resp. zatěsnění puklinového prostředí jako celku bylo doporučeno provedení injekční clony hloubky 5 – 7 m pod úroveň skalního podkladu.

3.8 OPRAVA Č. 2

Na základě zpracované projektové dokumentace (viz [6]) byly sanační práce na díle provedeny od 05/2022 a do 07/2023, zhotovitelem stavby byla společnost Lesostavby Frýdek-Místek a. s., injekční clonu provedla společnost KlaGeo s.r.o.

Nový těsnicí prvek byl realizován tak, že z úrovně terénu byl obnažen předložený koberec a byl proveden otevřený výkop až na skalní podklad, byla odtěžena postižená navětralá část skalního podkladu, sanovány poruchy, byl proveden injekční bloček (délka 168 m), z úrovně bločku byla provedena připojovací a těsnicí injektáž, doplněno těsnicí propojení injekčního bločku a předloženého koberce těsnicím násypem a doplněn násyp do úrovně terénu.



Obrázek 4: Příčný řez novým těsnicím prvkem ORN Lichnov II

3.9 INJEKČNÍ PRÁCE V PRŮBĚHU OPRAVY Č. 2

Injektáž byla provedena jako těsnicí aktivovanou cementovou směsí stabilizovanou malým podílem bentonitu. Sestávala z 225 fortifikačních vrtů profilu 59 mm (návodní a vzdušní řada), v rozestupu 1,5 m, s délkou 2,0 až 6 m pod základovou spáru betonového bločku a z cca 115 injekčních vrtů profilu 76 mm ve dvou pořadích, s rozestupem 1,5 m, a délkou 5 až 6 m (místy až 9 m). u všech vrtů byla injektována základová spára samostatně (sestupně), běžná injektáž byla prováděna vzestupně (délka etáže 2 až 3 m).

Při provádění clony vlevo od osy sruženého objektu, resp. přírodního koryta a v údolní části vpravo od osy objektu až do vrtu č. 67 (injekční i fortifikační vrty) byly zaznamenány běžné spotřeby injekční směsi. u fortifikačních vrtů spotřeba směsi dosáhla 40 až 100 l na jeden vrt, ojediněle až cca 200 l na vrt. u injekčních vrtů délky 6 m (měřeno od povrchu betonového bločku) byly spotřeby injekční směsi 50 až 150 l na jeden vrt, ojedinělé maximální hodnoty dosahovaly až cca 300 l na vrt.

Zhruba od paty pravobřežního svahu se spotřeby směsi ve fortifikačních vrtech výrazně zvýšily, jednalo se o problematický úsek svahu, kde se již z výsledků průzkumu a dalších indicií větší spotřeby směsi předpokládaly. Níže uvedené hodnoty spotřeb směsi v problematickém úseku pravobřežního svahu však překonaly veškeré předpoklady a pesimistická očekávání i jakékoli dosavadní zkušenosti z provádění injektáže v obdobných geologických podmínkách.

U návodních fortifikačních vrtů problematického úseku vrtů č. 68 až 90 (23 vrtů na délce cca 33 m) byla celková spotřeba injekční směsi cca 108,6 m³, což představovalo průměrnou hodnotu spotřeby na vrt v úseku 4 722 l. Tři největší hodnoty spotřeby směsi na vrt dosáhly úctyhodných hodnot 21 830 l, 15 010 l a 9 515 l. z 23 vrtů byla u 14 vrtů spotřeba větší než 2 500 l/vrt a u 8 vrtů dokonce větší než 5 000 l/vrt. u fortifikačních vrtů na vzdušní straně problematického úseku byla situace obdobná, u vrtů č. 68 až 94 (27 vrtů na délce cca 39 m) byla celková spotřeba injekční směsi cca 111,9 m³, což představovalo průměrnou hodnotu spotřeby na vrt v úseku 4 145 l, tři největší hodnoty spotřeby směsi dosáhly extrémních hodnot 13 315 l, 13 175 l a 12 850 l. z 27 vrtů byla u 15 vrtů spotřeba větší než 2 500 l/vrt a u 8 vrtů dokonce větší než 5 000 l/vrt.

U vlastních injekčních vrtů problematického úseku vrtů č. 68 až 90 (23 vrtů na délce cca 33 m) dosahovala spotřeba injekční směsi již výrazně nižších hodnot než u fortifikačních vrtů, protože volné prostory v horninovém prostředí se z větší části již zaplnily směsí při provádění fortifikace, i když délka fortifikačních vrtů byla menší než injekčních. Injekční směs pravděpodobně pronikala i do nižších horizontů horninového prostředí v důsledku výskytu široce rozvěvených nevyplněných nebo málo vyplněných subvertikálních kryogenních trhlin a puklin. Celková spotřeba injekční směsi dosáhla cca 5,8 m³, což představovalo průměrnou hodnotu spotřeby na vrt v úseku cca 251 l.

Pro úplnost uvádíme, že na základě výsledků kontrolních vrtů KV3 (mezi vrty 71 a 72) a KV4 (mezi vrty 76 a 77), které byly provedeny do hloubky 12 m bylo rozhodnuto prohloubit injekční clonu v úseku vrtů 68 až 83 (tj. v úseku délky 24 m v rozsahu 16 vrtů) do hloubky 9 m a návodní fortifikační vrty do hloubky 6 m.

3.10 VYHODNOCENÍ INJEKČNÍCH PRACÍ

Přestože při čištění základové spáry pro injekční bloček se projevíly znaky existence kryogenních trhlin, před zahájením injekčních prací se nepředpokládala možnost tak rozsáhlých volných prostor v podloží hráze na pravém břehu. Ani systematicky prováděné průzkumné práce v rámci IGP pro návrh sanace nezaznamenaly významné propady nářadí a příznaky existence volných prostor v podloží. Podíl na tom má subhorizontální orientace zjištěných poruch. Objevením těchto poruch byla jednoznačně ukončena diskuse o příčinách extrémních průsaků v podloží pravobřežní části hráze.

Pro všechny zúčastněné představovala sanace podloží ORN Lichnov II na pravém břehu zkušenost s úplně nejvyššími zaznamenanými spotřebami injekčních hmot (vztaženo na délku vrtů) a patrně nemá v ČR obdobu.

3.11 ZKUŠEBNÍ NAPOUŠTĚNÍ Č. 3

Zkušební napouštění a zkušební provoz č. 3 nádrže proběhly od 1.03.2024 do července 2024.

Vyhodnocení průsaků v měrných šachtách bylo během zkušební provozu 2024 prováděno v četnosti 2-3 dny během napouštění (do první třetiny května 2024), po vyhodnocení výsledků byl interval měření zvolen podle programu TBD v etapě výstavby (1x týdně).

Po dobu zkušební provozu byla hladina v nádrži postupně zvyšována až na úroveň 447,96 m n. m., kdy s ohledem na hydrologickou situaci už nebyl předpoklad dalšího vzestupu hladiny. Po dosažení maximální hodnoty 13. 5. 2024 byla hladina postupně snižována na hodnotu stálého nadržení 444,30 m n. m.

Z vyhodnocení průsaků vyplývá výrazný efekt provedení sanace provedené v letech 2022 a 2023. Zatímco ve zkušebním provozu v roce 2018 se neprojevilo utěsnění polohy sutí na pravém svahu pod úrovní základové spáry žádným způsobem, po utěsnění skalního podloží injektáží došlo k situaci, kdy drén s původně extrémními průsaky vykazuje nižší průsaky než levostranný drén.

Etapa ověřovacího provozu v roce 2024 zahrnovala simulaci provozu v takovém rozsahu, že bylo možné zhodnotit a potvrdit naplnění předpokladů projektu, spolehlivou funkci, bezpečnost a stabilitu vodního díla. Zvýšená hladina v nádrži byla udržována přes 3 měsíce, což je výrazně déle než při obvyklém zatěžovacím stavu (při krátkodobém zvýšení hladiny v nádrži za povodně). bylo možné konstatovat, že byla odhalena příčina průsaků, byla provedena účinná sanační opatření a vodní dílo je způsobilé k bezpečnému trvalému provozu.

4. POUČENÍ

Od záměru na vybudování ORN Lichnov II (KPÚ v 1999) do uskutečnění úspěšného zkušební provozu a do bezprostředně navazující extrémní povodně v září 2024 uplynulo přesně čtvrtstoletí. Během této doby byl zaznamenán s výskytem anomálií v podloží hráze, jejichž rozsah překonal jakoukoli dosavadní zkušenost kohokoli ze zúčastněných. Podloží hráze na pravém údolním svahu bylo nakonec úspěšně sanováno a ORN Lichnov II slouží účelu, pro který bylo vystavena. z případu by bylo vhodné si vzít několik ponaučení:

1) Na inženýrsko-geologickém průzkumu pro stavbu retenční nádrže (a pro stavby obecně) by se nemělo šetřit. Provádět IGP dodatečně je vždy komplikovanější a v některých případech už to ani nemusí být možné.

2) i když je IGP proveden v odpovídajícím rozsahu, o překvapení nemusí být nouze. Průzkum, i řádně provedený, nemusí vždy odhalit všechny nástrahy, které příroda připravila (což popsaný vývoj přípravy, výstavby a uvádění do trvalého provozu ORN Lichnov II potvrzuje).

3) Suché nádrže, ochranné retenční nádrže a poldry jsou vodní díla, která musí být solidně navržena a provedena a není možné jejich přípravu a výstavbu jakkoliv podceňovat. Zpravidla jsou situovány nad městy a obcemi. Mají sloužit ke snížení povodňových rizik a v žádném případě není možné diskutovat o nutnosti zajistit bezpečnost těchto vodních děl.

4) Suché nádrže, ochranné retenční nádrže a poldry je třeba standardně vybavovat pro sledování jevů, z nichž je možné vyhodnotit projekční předpoklady, kvalitu provedení a bezpečnost.

5) Vždy je nutné provést před jejich uvedením do trvalého provozu zkušební provoz (zkušební napouštění) a trvat na jeho úspěšném výsledku. Zkušební napouštění musí být řízené, kontrolované a musí být zajištěno kvalifikované vyhodnocení zjištěných zkušeností.

5. ZÁVĚR

Necelé dva měsíce po úspěšném ukončení zkušebního provozu č. 3 ORN Lichnov II v červenci 2024 zasáhly v průběhu měsíce září 2024 Českou republiku a zejména území severní Moravy další extrémní povodně. Povodněmi bylo postiženo i povodí řeky Čižiny protékající obcí Lichnov a povodí Tětřevského potoka, na kterém byly vybudovány retenční nádrže Lichnov II a Lichnov III (nádrž Lichnov III je cca 700 m pod nádrží Lichnov II).

Při povodních 2024 se (i přes dřívější polemiku, zda 2 retenční nádrže realizované na poměrně malém povodí Tětřevského potoka s plochou 8,12 km² mají opodstatnění) zrealizované nádrže mimořádně dobře zafungovaly a prokázal se jejich význam. Díky provedeným opatřením překvala obec Lichnov povodeň r. 2024 bez katastrofálních následků.

Od pracovníků Povodí Odry máme informaci, že zejména na levobřežním bezejmenném přítoku do Tětřevského potoka (pod jeho zaústěním je vybudována Suchá nádrž Lichnov III) se vyskytly zcela extrémní průtoky, které rychle plnily retenční prostor SN Lichnov III. Proto se na ORN Lichnov II v průběhu povodně manipulovalo s cílem snížit odtok z nádrže Lichnov II do SN Lichnov III z hodnoty cca 1,3 m³/s na cca 0,8 m³/s (maximální dosažená hladina na SN Lichnov III byla nad úrovní koruny bezpečnostního přelivu). i na suchých nádržích má tedy význam možnost operativního řízení odtoku.

LITERATURA

- [1] MORIC P., Poldr II, Lichnov, podrobný inženýrsko-geologický průzkum, AQUATIS a.s., Brno, 08/2003.
- [2] OHERA T., ORN Lichnov II, SO 01 Zemní hráz, projektová dokumentace pro provádění stavby, Pöry Environment a.s. (AQUATIS a.s.), Brno, 11/2011.
- [3] BÍLEK D., OHERA T., ORN Lichnov II, Etapová zpráva o TBD ve zkušebním provozu (za období 12/2014 – 04/2015), AQUATIS a.s., Brno, 04/2015.
- [4] BÍLEK D., OHERA T., ORN Lichnov II, Dílčí zpráva o TBD za období zkušebního provozu 05/2018 – 07/2018, AQUATIS a.s., Brno, 08/2018.
- [5] BRADÁČ V., ORN Lichnov II, průzkumné práce IGP, podrobný IG průzkum, KlaGeo s.r.o., Šilheřovice, 07/2020.
- [6] OHERA T., ORN Lichnov II – sanace průsaků, projektová dokumentace pro provádění stavby, AQUATIS a.s., Brno, 11/2021.
- [7] BÍLEK D., OHERA T., ORN Lichnov II, Celková zpráva o TBD v etapě ověřovacího provozu za období 1.3.2024 až 31.7.2024, AQUATIS a.s., Brno, 09/2024.

Ing. Tomáš Ohera

AQUATIS a.s., Botanická 834/56, 602 00 Brno

tomas.ohera@aquatis.cz

Ing. Jiří Švancara

AQUATIS a.s., Botanická 834/56, 602 00 Brno

jiri.svancara@aquatis.cz

Ing. Vratislav Bradáč

KlaGeo, s.r.o., Horní 365, 747 15 Šilheřovice

vratislav.bradac@gmail.com

VD KRYRY – ZKUŠENOSTI Z PŘÍPRAVY VD
Z POHLEDU PROJEKTANTA A INVESTORA

M. Ryšavá & J. Švancara

AQUATIS a.s., Brno, Česká republika

L. Santnerová

Povodí Ohře, státní podnik, Chomutov, Česká republika

ABSTRAKT: Vodní dílo (VD) Kryry na Podvineckém potoce je připravováno jako součást budoucí vodohospodářské soustavy zaměřené na posílení akumulace vod v jedné z nejsušších oblastí České republiky. VD má zlepšit průtokové poměry níže po toku v období sucha i za povodní, umožnit odběry pro zemědělské využití a plnit další doplňkové účely. Investorem díla je Povodí Ohře, státní podnik a generálním projektantem ve fázi předprojektové přípravy ukončené v závěru r. 2024 byla společnost AQUATIS a.s. Předprojektová příprava představovala soubor projekčních návrhů, průzkumů a analýz zaměřených na upřesnění koncepce nejen přehradní stavby, ale i všech souvisejících a vyvolaných staveb, a to s přihlédnutím k složitým geologickým poměrům a dalším místním specifikům (materiálové možnosti lokality ve vztahu ke koncepci hráze, železniční trať podél budoucí zátopy, přeložky komunikací, výstavba dálnice a stávající hřbitov v konci vzdutí, výskyt skládek aj.). Článek shrnuje zkušenosti projektanta a investora z přípravy tohoto stavebního záměru. z projekčního hlediska je komentován návrh technického řešení vhodného pro místní poměry. Dále se článek zaměřuje na potřebné (a dosud provedené) kroky a procesy při přípravě VD a obdobných staveb obecně, zejm. ve vztahu k legislativním postupům, koordinaci s probíhajícími záměry jiných subjektů, zajištění financování i plánování další projekční přípravy.

1. ÚVOD

Lokalita VD Kryry na Podvineckém potoce v povodí Blšanky byla vybrána mezi hájené profily dle Směrného vodohospodářského plánu z 60. let 20. století. Kvůli výsledkům tehdy prováděného inženýrsko-geologického průzkumu [1] (dále jen IGP) byly úvahy o využití profilu pozastaveny. Důvodem byl předpoklad zvýšených nákladů na těsnění podloží (např. injektáží či těsnicím kobercem) a také rizika nestability a poruch pravého svahu. IGP však současně ověřil pro nižší homogenní hráz dostatek jílovitohlinitých materiálů. Myšlenka výstavby VD Kryry byla znovuobnovena v souvislosti se záměrem vybudování rozsáhlé vodohospodářské soustavy posilující vodní bilanci v jednom z nejsušších regionů ČR. Zpracování studie proveditelnosti [2] se datuje k r. 2017, následoval investiční záměr [3]. Sledovaným účelem VD se staly závlahy, což vyvolalo potřebu maximalizovat objem nádrže, a tedy i výšku hráze (byla navýšena na cca 20 m nad úroveň terénu mimo koryto). Na [2] a [3] od r. 2021 navázala předprojektová příprava vč. předběžného IGP [4] a ta byla uzavřena v závěru r. 2024. Kromě IGP a studie technického řešení VD řešila i vyvolané investice - přeložky dvou silnic III. třídy, úpravu aktuálně budované dálnice D6, stabilizaci svahů, přírodě blízké úpravy v koncích vzdutí, přeložky i nové trasy technické infrastruktury, provozní zázemí vodního díla, úpravy v území na podporu atraktivity regionu aj. Řešeny byly dopady VD na mosty i drážní těleso přiléhající k zátopě. Součástí prací byla řada doprovodných specializovaných studií. VD bylo posouzeno z hlediska bezpečnosti při povodních, vč. studie průlomové vlny a území ohroženého zvláštní povodní. Vůči investičnímu záměru došlo k významné revizi koncepce i nákladů. Předpoklady další přípravy dle tehdy platné legislativy projektant promítnul do harmonogramu prací. Přípraveny byly i podklady pro projednání

záměru vládou ČR. Investor navázal rozsáhlou činností související se zadáním další přípravy, hledáním zdrojů financování a koordinací s územním plánováním. Cílem bylo sestavení veškerých podkladů a podmínek pro výběrové řízení na zhotovitele další přípravy VD Kryry.

Článek je společným dílem zástupců investora a projektanta předprojektové přípravy a klade si za cíl přiblížit čtenáři úskalí a zkušenosti s dosud provedenými kroky souvisejícími s přípravou záměru VD Kryry a jeho koordinací s dalšími subjekty a záměry.

2. NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Koncepce hráze, ale i funkčních objektů se v rámci předprojektové přípravy odklonila od návrhů z předchozí studie proveditelnosti [2] a investičního záměru [3]. Projektant úpravou koncepce reagoval na výsledky předběžného IGP, který byl součástí předprojektové přípravy.

2.1 STRUČNÉ ZHODNOCENÍ GEOLOGICKÝCH POMĚRŮ

Jak uvádí Ryšavá et al. 2024 [6], předběžný IGP potvrdil předpoklady složitých poměrů v podloží hráze. Předkvartérní podloží tvoří chaoticky uspořádané vrstvy a čočky slabě zpevněných permokarbonských prachovců a jílovců (rozložených až na zeminy, a to i do značné hloubky) a slabě zpevněných nebo rozložených pískovců se zvýšenou propustností. Kvarterní útvary představují zejména jíly, písčité jíly a sprašové hlíny, které jsou místy střídány s písky, šterkovitými písky a jílovitými šterky. Mocnost kvarterních útvarů roste v pravé části údolí až na cca 10 m. u podložních vrstev byla zjištěna poměrně nízká únosnost v rozmezí jednotek, max. nižších desítek MPa a velmi nízké hodnoty přetvárných charakteristik.

Pozitivní je, že v zátopě nebo v blízkém okolí bude možné zajistit dostatek materiálů využitelných do těsnicí zóny hráze, jejich využitelnost bude limitována vlhkostí. Materiál pro stabilizační částí hráze se však v lokalitě nevyskytuje.

2.2 OPTIMALIZACE NÁVRHU PŘÍČNÉHO PROFILU HRÁZE

Hlavním úkolem projektanta bylo nalézt technické a současně ekonomické řešení. Příčný řez hráze a její materiálové složení byly opakovaně optimalizovány dle odezvy strukturálních a stabilitních analýz, které prověřovaly chování hráze a podloží. Proces optimalizace a verifikace návrhu příčného profilu hráze je podrobněji popsán v Ryšavá et al. 2024 [6], vč. posuzovaných stavů a etap budování hráze. Při návrhu byla snaha držet koncepci s injekční chodbou. s ohledem na očekávané deformace, a s tím související chování násypu hráze, musela být chodba nahrazena injekčním bločkem. Bylo nutné provést i řadu dalších úprav reagujících na místní podmínky (např. přemístění linie těsnění k návodnímu líci, doplnění přísypů, rozšíření koruny hráze, tvarové řešení umožňující budoucí dotěsnění injekční clony aj.).

2.3 VÝSLEDNÁ KONCEPCE PROFILU HRÁZE, FUNKČNÍ A DALŠÍ OBJEKTY

Hlavním objektem VD je hráz. Ta bude zonální s masivním těsnicím jádrem z místních materiálů a stabilizačními zónami z dováženého kameniva. Injekční bloček s clonou jsou umístěny k návodnímu líci, mimo oblast největšího očekávaného sedání. Široké jádro bude oboustranně chráněno filtry a stabilizací. Doplněny byly široké přísypy, které umožní prostorové rozložení předpokládaných deformací podloží hráze.

Prísyp na vzdušném svahu hráze bude využit k osazení dopravního řešení.

Spolu s hrází a těsněním se navrhuje betonové funkční objekty, zejména sružený objekt (šachtový přeliv s etážovými odběry, krátkými výpustěmi a MVE) a navazující odpadní chodba s vývarem. Jejich umístění se upravovalo s ohledem na očekávané geologické poměry a chování hráze a podloží. v další přípravě bude třeba nadále věnovat zvýšenou pozornost otázkám sedání a členění konstrukcí na dilatační celky. Bude též nutné posoudit chování jádra na kontaktu s těmito konstrukcemi. Pro realizaci je třeba uvažovat s vysokými hodnotami

sedání podloží. Tyto negativní vlivy je možné vhodnou organizací výstavby do značné míry omezit.

Přítoky do nádrže budou řešeny přírodě blízkou úpravou omezující vliv kolísání nádrže (přednádrže, ev. tůň). Součástí jsou i objekty pro záchyt splavenin.

Svahy nádrže bude nutné v úsecích s nepříznivými poměry stabilizovat přísypy. Zátapa bude z větší části lemována obslužnou komunikací, ev. přeložkami silnic III. třídy. v podhráží se kromě dominantní křižovatky navrhuje také provozní centrum s domkem pro hrázného. k navýšení atraktivity území je na levém břehu nádrže plánováno infocentrum. Úpravy bude nutné provést na stávajících mostech či železnici lemující zátopy. Vyvolanými investicemi jsou např. přeložky sítí vč. produktovodu, úprava budovaného tělesa dálnice D6, které v konci vzdutí kříží budoucí zátopy. Začlenění VD Kryry do krajiny zachycuje vizualizace níže:



Obrázek 1: Vizualizace připravovaného VD Kryry [5]

3. SPECIFIKA LOKALITY A SOUVISEJÍCÍ KOORDINACE

3.1 KOORDINACE STAVBY DÁLNIČE „D6 PETROHRAD - LUBENEC“

Od roku 2017, kdy byla zpracovávána studie proveditelnosti záměru VD Kryry, probíhala úzká koordinace se státním podnikem Ředitelství silnic a dálnic v souvislosti s plánovanou výstavbou dálnice v úseku Petrohrad – Lubenec. Cílem koordinace bylo respektování obou staveb a jejich vzájemného ovlivnění. Projekt VD byl každý rok upřesňován, přičemž bylo klíčové, aby výstavba dálnice zohlednila jeho nejnovější parametry. Dopravní řešení v rámci projektu VD Kryry bylo v předprojektové přípravě navrženo tak, aby navazovalo na projektované řešení dálnice D6. Před ukončením předprojektové přípravy proběhla koordinační schůzka, kde byly prezentovány poslední výstupy a doporučení. i přesto následně musel investor záměru VD Kryry vstoupit do procesu realizace dálnice, neboť i přes snahu o koordinaci nebyla zohledněna plánovaná výstavba vodního díla. Až v roce 2026, když už byla D6 ve výstavbě, bylo finálně odsouhlaseno projektové řešení dálnice investorem vodního díla.

3.2 STÁVAJÍCÍ ÚZEMNÍ SYSTÉM EKOLOGICKÉ STABILITY (ÚSES)

V současnosti je VD Kryry v souladu s územním plánem města Kryry v rozsahu předprojektové přípravy. Oblast budoucí hráze kříží stávající územní systém ekologické stability (ÚSES). ÚSES v nadregionální a regionální úrovni je obecně v zásadách územního rozvoje vymezován

jako koncepce, která vyžaduje další prostorové zpřesnění na úrovni územního plánování obcí. Před ukončením předprojektové přípravy záměru vodního díla proběhlo na Krajském úřadě Ústeckého kraje jednání za účelem seznámení přítomných s celkovou koncepcí záměru. Generální projektant v jeho průběhu upozornil na pravděpodobnou nerealizovatelnost nadregionálního biokoridoru (NRBK) v okolí vodního díla, neboť v těchto místech není možné územním plánem NRBK zúžit. Investor po ukončení předprojektové přípravy zahájil jednání se zástupci krajského úřadu a Ministerstva životního prostředí za účelem vyřešení střetu NRBK a budoucí hráze VD Kryry a tuto problematiku řeší už téměř 2 roky. Prostorový překryv plochy pro záměr a koridoru pro upřesnění nadmístního biokoridoru ÚSES v zásadách územního rozvoje nemusí znamenat *a priori* kolizi ve využití území, ovšem kolize musí být odborně posouzena autorizovanou osobou a musí být navržena reálná opatření k eliminaci či kompenzaci případných negativních dopadů.

3.3 HŘBITOV

Na konci vzdušné se plocha zatopy dotýká stávajícího hřbitova a čistírny odpadních vod. Čistírna se ochrání a upraví tak, aby mohla být nadále funkční. Pietní místo se zabezpečí proti zaplavování a zachová, avšak již bez možnosti ukládání ostatků do země. s ohledem na citlivost tématu bylo toto specifikum několikrát projednáváno s místní obcí a následně krajskou hygienickou stanicí. Přeměna hřbitova na pietní místo vyžaduje řadu projednání s úřady a krajskou hygienickou stanicí, přičemž žadatelem musí být příslušná obec. v průběhu další fáze projektové přípravy se toto specifikum znovu projeví. Je nezbytné, aby investor vynaložil značné úsilí a koordinaci k zajištění bezproblémového průběhu procesu. Tento přístup je klíčový k tomu, aby případné administrativní a právní překážky nenarušily časový harmonogram a realizaci celého projektu.

3.4 DALŠÍ STŘETY A ZÁMĚRY OVLIVŇUJÍCÍ PROJEKČNÍ ČINNOST

V lokalitě a okolí budoucího VD se nachází i další významné střety a připravují se další záměry. Jejich koordinace s přípravou VD vyžaduje čas, trpělivost a řadu úsilí ze strany projektanta i investora. Především čas je jeden z klíčových faktorů, který projektant během realizace často postrádá. Konflikty či střety v lokalitě (souběh s železnicí, přítomnost skládek, zapojení VD do vodohospodářské soustavy přivaděčem, revitalizace toků nad VD aj.) často vedou k opakovaným změnám technického řešení, což vyžaduje od projektanta zvýšené úsilí a opakované přepracování dokumentace.

4. ZADÁNÍ DALŠÍ PŘÍPRAVY

Příprava další etapy prací může být z pohledu laické veřejnosti vnímána jako relativně jednoduchý úkol. z předchozího stupně má investor k dispozici rozhodující podklady včetně doporučení dalšího postupu. Jaká tedy může být náročnost přípravy zadání z pohledu investora?

4.1 TVORBA ZADÁNÍ

Investor by měl mít jasnou představu o svých požadavcích a cílech. Po ukončení předprojektové přípravy budou následovat tři klíčové dílčí činnosti, které lze realizovat buď paralelně, nebo pomocí společného zadání. Jedná se o podrobný IGP, dokumentaci EIA (proces posuzování vlivů na životní prostředí) a dokumentaci pro povolení záměru. Je důležité posoudit, který způsob zadání je nejvhodnější pro dosažení cílů v čase a s maximální efektivitou z hlediska koordinace.

Pokud má investor jasno v tom, jakým způsobem chce další činnosti zadat, musí se zaměřit na tvorbu a zadání harmonogramu přípravy, který je základem pro jeho celkové plnění. Pro správné nastavení celého procesu, jehož plánovaná délka činí pět let, je nezbytné, aby měl investor přehled o téměř veškerých činnostech, od technického řešení, územního plánování, záměrů jiných investorů až po majetkové vypořádání. Projektová příprava VD Kryry zahrnuje

návrhy výše jmenovaných vodohospodářských objektů, dopravního řešení, řešení asanace skládek, koordinaci s dalšími záměry, různé průzkumy aj. Příprava harmonogramu proto představuje složitý a časově náročný proces, který vyžaduje důkladnou koordinaci a plánování. Do tohoto procesu vstupuje řada faktorů, které musí investor zohlednit a nastavit tak, aby na sebe jednotlivé kroky vhodně navazovaly. Současně je třeba zajistit, aby celý proces byl přijatelný jak pro budoucího zhotovitele projektové přípravy, tak pro investora samotného.

4.2 VAZBA NA MĚNÍCÍ SE LEGISLATIVU

Jedním ze zásadních faktorů ovlivňujících celý proces jsou neustálé změny legislativy. v důsledku toho je investor nucen opakovaně revidovat zadání, upravovat je a zároveň sledovat legislativní změny, nově zavedené procesy a jejich časovou náročnost. u dlouhodobých záměrů, jako je výstavba VD Kryry, je často složité stanovit pevný a stabilní zadávací proces. Proto je nezbytné, aby investor identifikoval možná rizika, s nimiž se během projektové přípravy může setkat, a aby tato rizika smluvně ošetřil. Tím minimalizuje potenciální problémy v průběhu realizace. Jedinou oblastí, kterou investor nedokáže plně předvídat a ovlivnit, je časový rámec, jenž je často ovlivněn právě změnami legislativy. Kromě neustálého legislativního přeslapování kolem novely stavebního zákona pro investora představuje významnou neznámou také nutnost práce s plánovanou vyhláškou týkající se provedení některých ustanovení zákona č. 330/2025 Sb., o správě informací o stavbě a vystavěném prostředí a o změně některých dalších zákonů, kterou je veřejný zadavatel povinen respektovat. Tato vyhláška dosud není platná, ale její zavedení se předpokládá již na rok 2027. Týká se aplikace metodiky BIM (Building Information Management) do přípravy nadlimitních staveb. Aplikace metody BIM do budoucna investorovi přinese ucelené digitalizované modely staveb. To je jednoznačně pozitivní a z pohledu správce žádoucí. Prakticky však investor naráží na to, že současné nástroje, standardy a třídící systémy jsou tvořeny primárně pro pozemní či dopravní stavby. u vodohospodářských staveb jsou zkušenosti s užitím metodiky BIM prozatím omezené. Důvodem je pravděpodobně atypičnost VH konstrukcí a absence výstavby přehrad v předchozích desetiletích. Tvorba potřebných standardů a požadavků pro konstrukce vodních děl je oříškem, který vstupuje do zadání dalších prací.

S ohledem na praxi je vhodné zdůraznit, že připravenost investorů na práci v režimu BIM není samozřejmá. Proto je nezbytné, aby absolvovali odpovídající školení a osvojili si získané znalosti a dovednosti v praxi. Zavedení režimu BIM a změny legislativy pro investora nepředstavují pouze časovou náročnost při zadání projektu, ale i dodatečné finanční náklady na podpůrné činnosti, které zajistí hladký a efektivní průběh projektové přípravy.

Pro projektanty je využití těchto postupů a metod spojeno se zvýšenou pracností a s nároky na kvalifikaci. v případě VD Kryry je modelování konstrukcí, které mají být dotvarovány v čase výrazným sedáním, výzvou k zamyšlení pro etapizace modelů stavby. Promítnutí těchto úvah a postupů již do fáze pro povolení záměru do značné míry přesahuje podrobnost daného projekčního stupně, zvyšuje náročnost projekčních prací a také jejich cenu.

4.3 ZAJIŠTĚNÍ FINANCOVÁNÍ PROJEKTU

Dalším klíčovým faktorem ovlivňujícím tvorbu zadávacích podmínek je způsob financování projektu. Vzhledem k tomu, že se jedná o finančně náročnou přípravu, kterou investor nemůže plně sám zajistit, věnuje tak úsilí hledání vhodného dotačního programu. Po jeho nalezení a podle jeho pravidel pak začleňuje nutné podmínky do harmonogramu prací a plánování fakturačních milníků. Proces se může na první pohled zdát jednoduchý, avšak vytvořit systém plnění, který bude akceptovatelný jak pro projektanta, tak pro správce dotačního programu a investora, představuje značně náročný úkol. Do jeho realizace vstupuje řada jednání s poskytovatelem dotace, právníky a s dalšími pracovníky investora. u přípravy VD Kryry došlo k opakovanému výběrovému řízení, přičemž v současné době probíhá optimalizace

jednotlivých činností s cílem zvýšit ekonomickou hospodárnost projektové přípravy a zajistit tak kvalitního zpracovatele projektové dokumentace. Tento krok opět vyžaduje jednání se správcem dotačního programu, zdůvodnění navrhovaných změn a jejich následné odsouhlasení.

4.4 KOORDINACE S ÚZEMNĚ PLÁNOVACÍ DOKUMENTACÍ

Při přípravě zadání projektové přípravy bohužel nedochází k zastavení dění v okolním světě. Nadále probíhají další projekty, které mohou mít významný dopad na výstavbu VD Kryry a současně dochází ke změnám v územním plánování. Je proto zcela nezbytné, aby investor tyto skutečnosti zohlednil v zadání a aktivně je v průběhu přípravy řešil. Koordinace a zajištění souladu s územním plánováním představuje klíčový faktor usnadňující proces projektové přípravy. Nicméně, začlenění do územních plánů není vždy jednoduché, zejména v době, kdy technický rozsah stavby není ještě plně upřesněn. Zhotovitel projektové dokumentace se tak může dostat do nepříjemné situace, kdy je jeho činnost omezena územním plánem. v případě realizace dalších průzkumů a upřesnění technického řešení bude nezbytné zajistit soulad s územně plánovací dokumentací, což může negativně ovlivnit stanovený časový harmonogram projektu. Na proces změny územního plánu je nutné rezervovat čas v řádu roků. Již v průběhu předprojektové přípravy docházelo ke kontinuálním změnám územních plánů, přičemž investor i zhotovitel byli občas postaveni do komplikované situace v důsledku nedbalosti zpracovatelů územních plánů a sporů ohledně prosazování záměru. Zpřesněním technického rozsahu stavby ukončenou předprojektovou přípravou muselo dojít k zajištění souladu s územně plánovacími dokumentacemi. v roce 2024 byl vládou schválen nový nástroj územního plánování – Územní rozvojový plán a veškeré změny oproti původnímu řešení musí být schváleny na jeho úrovni.

5. PROBLÉMY VYPLÝVAJÍCÍ Z MOŽNOSTÍ FINANCOVÁNÍ A ZPŮSOBU ZADÁNÍ PRACÍ

V kapitole věnované zajištění financování je popsána souvislost mezi tvorbou zadání další fáze přípravy a způsobem financování. Projekční fáze záměru jako je VD Kryry je dlouhodobá a nese s sebou značná rizika změn. Nastavení omezeného financování může pro projektanta navazující přípravy představovat značně rizikovou ekonomickou zátěž, a to z několika důvodů. Zhotovitel řadu činností zajišťuje subdodavatelsky, přičemž tyto práce musí průběžně hradit, stejně jako náklady na vlastní zaměstnance. Nejpalčivějším problémem je prodleva u fakturací za geologický průzkum. Společnosti zajišťující vrtné práce nepřistoupí na fakturaci provedených prací např. jednou ročně. Finanční zátěž v řádu měsíců či let pak jde k tíži hlavního zhotovitele, ev. dodavatele IGP. Vykrytí delší periody fakturace, stejně jako obtížné predikovatelnou inflaci (v horizontu několika let), pak zhotovitel promítá do nabídkové ceny a dochází tak ke nárůstu ceny díla oproti původně uvažované.

5.1 ZADÁNÍ NAVAZUJÍCÍHO IGP

Při zadávání IGP si investor musí uvědomit potřebu určité míry volnosti, kterou by měl poskytnout zhotoviteli, aby mohl průzkum zpracovat v souladu s požadavky na průběžné začleňování výsledků do projektové činnosti. v případě financování prostřednictvím dotačního programu je však investor povinen uvést předpokládaný rozsah prací včetně odhadu finanční náročnosti, což může představovat komplikaci během realizace průzkumu. Zásadní je, aby průzkum nebyl zadán striktním požadavkem na přesný počet sond, metráž a užití té či oné metody vrtání pro konkrétní sondu. Je vhodné položkově uvést široké spektrum možných prací, aby v případě změn nevznikaly pochybnosti o ceně nových položek. Zadání musí umožnit dle zastižených podmínek provést změny metod vrtání, odběrů vzorků či prováděných zkoušek, užitých typů výplachů apod. Důraz má být kladen na výnos jádra a výtěžnost informací pro projekční práce. Zkušenost dodavatele IGP s vodními stavbami a jejich specifiky je nutná, stejně jako jeho koordinace s projektantem. i z tohoto důvodu bylo investorem VD Kryry rozhodnuto o spojení zadání IGP s projektovou činností.

5.2 RIZIKA VYPLÝVAJÍCÍ Z MÍSTNÍCH PODMÍNEK

Z pohledu financování je pro projektanta i investora značným rizikem zjištěná přítomnost skládek v prostoru zátopy, a nebo její těsné blízkosti. Jejich přesný rozsah a míra kontaminace nejsou zatím známy. Zpřesnění informací vyplyne až z průzkumných prací. Pro oblast skládek je navržena prozatím jedna etapa průzkumu a další etapu bude třeba upřesnit dle zastižených podmínek. Dle zjištěného objemu a rozsahu kontaminace skládek může dojít ke zvýšení ceny projekčního řešení a následně i sanace, což by mělo vliv na cenu realizace celého záměru.

Dalšími riziky jsou zejména dílčí nejistoty v budoucím chování drážního tělesa a s tím související sanace a úpravy dráhy a mostních objektů.

S ohledem na geologické poměry se uvažuje s rozsáhlými přísypy svahů.

5.3 MAJETKOPRÁVNÍ VYPOŘÁDÁNÍ

Majetkoprávní vypořádání u VD Kryry vychází z již dříve využitých principů u vodních děl Nové Heřminovy, Skalička a Vlachovice a byla financována z dotačního programu „129 340 – Vypořádání práv k nemovitým věcem dotčeným plánovanou realizací komplexního řešení sucha na Rakovnicku“. Aby příprava stavby byla plynulá, musela být jednotková náhrada za nemovité věci pro stávající vlastníky ekonomicky i sociálně vstřícná - motivační, neboť se pro ně většinou jednalo o citlivý, zásadní a nevratný životní krok. u VD Kryry probíhaly výkupy pozemků od roku 2021. v roce 2024 byla dokončena předprojektová příprava a o rok později majetkoprávní vypořádání. Vzhledem k nutnosti čerpání prostředků z dotačního titulu byl vytvářen poměrně výrazný tlak na projektanta i investora, a to navzdory skutečnosti, že technické řešení stavby ještě nebylo definitivně stabilizované. v následující fázi projektu může dojít k nutnosti dílčích změn technického řešení, což může vést k potřebě výkupů dalších pozemků.

6. ZÁVĚR

Příprava VD Kryry je během na dlouhou trať. Přináší řadu výzev pro projektanty, investora i budoucího zhotovitele. Část z nich pramení ze specifík dané lokality. z výše popsaného je zřejmé, že střetů je celá řada. Jejich široká škála klade na zúčastněné vysoké nároky na neustálé prohlubování odbornosti.

U lokality, jež jsou pro výstavbu nových VD dostupné a aktuálně sledované, se nejedná o nic neobvyklého. s nadsázkou lze říci, že „výhodnější“ lokality už svými vodními díly obsadili naši předchůdci. v porovnání s nimi disponujeme novými nástroji pro výpočetní analýzy i projektování, zároveň se však potýkáme se stále složitějšími povolenými procesy a přísnějšími požadavky na projekční práce. Komplikace vyvolávají mj. i neustálé změny související legislativy. Předpoklady, které platí v závěru jedné etapy, již nemusí platit při zadání etapy navazující. Investor předjímá další vývoj procesů a tomu přizpůsobuje svou cestu k cíli, přičemž doufá, že jeho předpoklady budou naplněny. Příkladem může být promítnutí požadavků na provádění přípravných prací metodikou „BIM“, stejně jako novelizace nového stavebního zákona či zákona o jednotném environmentálním stanovisku.

Hledání možností a nastavení rámce financování další přípravy a výstavby záměru je pro investora výzvou. Nutno podotknout, že nastavená pravidla financování prací se mohou negativně odrazit do reálné nabídkové ceny prací. Důvodem je přenesení nepřiměřených rizik a zvýšených nákladů na stranu zhotovitele.

Při přípravě VD Kryry investor i projektant balancovali v rovině „diplomatických“ jednání v rámci majetkoprávního vypořádání či jednání s úřady a dalšími dotčenými subjekty. Bohužel i napříč složkami státu diplomacie občas selhávala.

Dle vlastních zkušeností se autorům jeví, že pozitivní progres přípravy takto rozsáhlého záměru je podmíněn velkou mírou osobní angažovanosti zainteresovaných pracovníků. Doporučujeme

K PROBLEMATICE OPRAV ASFALTOBETONOVÝCH PLÁŠŤŮ POUŽÍVANÝCH PRO TĚSNĚNÍ SYPANÝCH HRÁZÍ

J. Říha

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno, Česká republika

ABSTRAKT: Asfaltobetonová (AB) plášťová těsnění používaná pro návodní těsnění sypaných hrází mají omezenou životnost, statistiky ukazují na střední dobu jejich života cca 30 let. Lokální poruchy ve formě trhlin, puchýřků a prosedlin tak vyvolávají potřebu opravy AB pláště, která je mnohdy prováděna na celé ploše těsněných svahů, popř. i dna nádrže. Předmětem úvah o způsobu opravy bývá obnova AB pláště jeho výměnou nebo instalace geomembránové fólie kotvené do původní vrstvy AB pláště. v článku jsou diskutovány výhody a nevýhody obou způsobů opravy, zmíněna jsou některá úskalí použitých postupů.

1. ÚVOD

V souvislosti s "dožíváním" a poruchami asfaltobetonových plášťových těsnění vzniká otázka, jakou technologii zvolit pro generální opravu pláště. Současné technologie nabízejí jak „klasickou“ obnovu asfaltobetonového pláště, tak opravu pomocí sendvičové geomembrány (GM) ukotvené do stávajícího podkladu popř. do jeho podloží. Obrázek o dosavadním stavu může poskytnout přehled o realizovaných a opravovaných AB a GM plášťových těsněních umístěných na návodním líci sypaných přehrad [Říha, Buchtová, 2005] a také řada studií zabývajících se řešením problematických otázek u jednotlivých způsobů opravy [Giroud a kol., 1995], [Cazzuffi, Gioffrè, 2023], [Peters, Blystra, 2024], [Vaschetti a kol., 2024] a další. v článku jsou na základě dostupných podkladů i vlastních zkušeností diskutovány výhody a nevýhody obou způsobů opravy, zmíněny jsou jak výhody, tak některá úskalí použitých postupů.

2. ASFALTOBETONOVÁ PLÁŠŤOVÁ TĚSNĚNÍ

2.1 ZÁKLADNÍ INFORMACE

Asfaltový beton je po řadu dekád tradičním materiálem pro těsnicí prvky sypaných přehrad, zejména v případech, kdy není k dispozici dostatečné množství místního těsnicího materiálu. Použití asfaltobetonových plášťů se uplatnilo zejména v Evropě, kde působí několik tradičně zavedených společností provádějících více než 60 let asfaltobetonová těsnění hrází přehrad, nádrží přečerpávacích vodních elektráren (PVE), skládek a kanálů. Práce [Říha, Buchtová, 2005] uvádí cca 370 vodních děl (VD) přehradního typu s asfaltobetonovým pláštěm, publikovaná databáze patrně není úplná.

Z hlediska konstrukce a složení AB pláště lze rozlišit dva základní typy - jednoplášťové těsnění, které má jednu vrstvu z hutného asfaltobetonu (ACVH) a dvouvrstvé, kde je mezi dvěma vrstvami z ACVH drenážní vrstva z mezerovitého asfaltobetonu (ACVM) [Říha a kol., 2023]. Obě varianty mají své výhody a nevýhody. Dvouplášťové těsnění se s výhodou používá zejména v případech, kdy je hráz opatřena injekční nebo kontrolní chodbou, do které je možné zaústit drenážní vrstvu a spolehlivě sledovat průsaky AB pláštěm. Dvouplášťové těsnění se používá také v případě oprav AB pláště, např. při opravě VD Längental v Rakousku [Říha a kol., 2023].

dbát o nastavení vstřícných vztahů mezi investorem a projektantem a v rámci celého řešitelského týmu. v průběhu prací vzniká řada nových problémů, jimž se snadněji čelí, „táhnou-li všechny strany za jeden provaz.“

Při řešení komplikovaných úloh je žádoucí hledat a čerpat zkušenosti z příkladů již realizovaných vodních děl a staveb. Praktické zkušenosti z výstavby obdobných velkých VD jsou aktuálně spíše na ústupu, cenné jsou však i zkušenosti z provozu, rekonstrukcí a údržby. Základna vodohospodářů se zužuje a obě strany přípravného procesu se současně potýkají s fenoménem, kdy vodohospodář se stává „chráněným druhem.“ Společné sdílení zkušeností investorů napříč státními podniky Povodí a projektantů těchto staveb je zajisté jedním z klíčů k úspěchu v přípravě a budoucí výstavbě VD Kryry a dalších obdobných záměrů.

PODĚKOVÁNÍ

V závěru si dovoluji poděkovat našim zkušenějším kolegům za cenné rady, pomoc a podporu při zpracování předprojektové přípravy, zadávání dalších prací i korekci našeho příspěvku. Současně děkujeme i širokému týmu pracovníků napříč organizací investora i projektanta včetně spolupracujících odborníků, ať už se podíleli na návrzích technického řešení, terénních pracích, posudcích, majetkoprávním vypořádání či koordinačních činnostech apod. Velký dík patří i pracovníkům Ministerstva zemědělství za konzultace a pomoc s hledáním finančních zdrojů pro další přípravu a realizaci VD Kryry. Díky proaktivní spolupráci a laskavému a zodpovědnému přístupu všech jmenovaných se podařilo posunout záměr VD Kryry dále směrem k jeho realizaci. Věříme, že za dva roky budou podány další novinky z přípravy!

LITERATURA

- [1] HANUŠ, L. Zpráva o inženýrskogeologickém průzkumu pro vodní nádrž na Podvineckém potoce u Kryr; Geologický průzkum Praha, závod Stavební geologie, Praha, 1959.
- [2] Sweco Hydroprojekt a.s., VRV a.s., Studie proveditelnosti vodní nádrže Kryry na Podvineckém potoce, 2017.
- [3] VRV a.s., Investiční záměr – vodní dílo Kryry, 2019.
- [4] AQUATIS a.s., VD Kryry - předprojektová příprava - generální projektant, 2021 - 2024.
- [5] AQUATIS a.s., KARBÁČ M., VD Kryry - PP - GP, H.1 Statické vizualizace, 2024.
- [6] RYŠAVÁ, M.; HLADÍK, I.; ŠVANCARA, J. VD Kryry – Návrh koncepce hráze. Sborník z konference XXXVIII. Přehradné dni 2024.

Ing. Markéta Ryšavá

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika

marketa.rysava@aquatis.cz

Ing. Lucie Santnerová

Povodí Ohře, státní podnik, Bezručova 4219, 430 03 Chomutov, Česká republika

santnerova@poh.cz

Ing. Jiří Švancara

AQUATIS a.s., Botanická 56, 602 00 Brno, Česká republika

jiri.svancara@aquatis.cz

Statistiky uvádějí životnost AB pláště cca 30 let, v řadě případů je doba života výrazně delší (65 let u nádrže Rosswiese v Rakousku), často vývoj poruch vyvolá mnohem dřívější nutnost opravy (PVE Porabka - 16 let, PVE Dlouhé stráně - 12 let).

Způsob a rozsah opravy obvykle odpovídá míře a rozsahu poškození. u PVE, kde dochází k častému kolísání hladiny vody a tím i teploty pláště dochází k bodovým poruchám v zóně kolísání hladiny (PVE Längental, Dlouhé stráně, Markersbach, Porabka, Żarnowiec). Častý je vývoj trhlin v plášti v důsledku jeho "sjiždění", který se projevuje obvykle při koruně hráze. u dvouvrstevných pláštů může docházet k vývoji puchýřů v důsledku rozpínání uzavřených vodních par.

2.2 VÝHODY ASFALTOBETONOVÝCH PLÁŠŤŮ

Asfaltobetonové těsnicí pláště představují dnes již tradiční způsob těsnění sypaných hrází, velmi používané jsou zejména pro těsnění horních nádrží PVE. Mezi jejich hlavní výhody patří:

- Vysoká pružnost a plasticita umožňuje AB plášti přizpůsobit se nerovnoměrnému sedání hráze bez vzniku trhlin. Schopnost dotvarování je klíčová zejména u vysokých sypaných hrází [Ma a kol., 2022].
- Vodotěsnost je zajištěna při relativně malé tloušťce pláště, kdy hutný AB má velmi nízkou hydraulickou vodivost v řádu menším než $k = 10^{-9}$ m/s. Pro zajištění dostatečné vodotěsnosti pláště postačí vrstva AB tloušťky 6 až 10 cm.
- Dobře zvládnuté technologie provádění umožňují relativně rychlé provádění výstavby za téměř plné podpory mechanizace. Pokládka probíhá pomocí speciálních finišerů, což umožňuje rychlý postup prací.
- Asfaltobeton získává svou těsnicí funkci ihned po ztuhnutí a vychladnutí.
- Kvalitně navržené a provedené vrstvy pláště, zejména pak směsi hutného AB vykazují relativně dobrou odolnost vůči klimatickým vlivům, tj. mrazovým cyklům, UV záření, oxidaci, apod.
- Relativně dobrá je i odolnost vůči mechanickému poškození např. ledovými krami, vlnobitím, apod., což eliminuje potřebu dodatečného opevnění návodního svahu (např. kamenným záhozem).
- AB pláště jsou relativně snadno opravitelné, kdy v případě lokálního poškození lze asfaltobeton opravit odfrézováním a položením nové vrstvy, která se při správné pokládce "za tepla" dobře spojí s původním podkladem.

2.3 NEVÝHODY ASFALTOBETONOVÝCH PLÁŠŤŮ

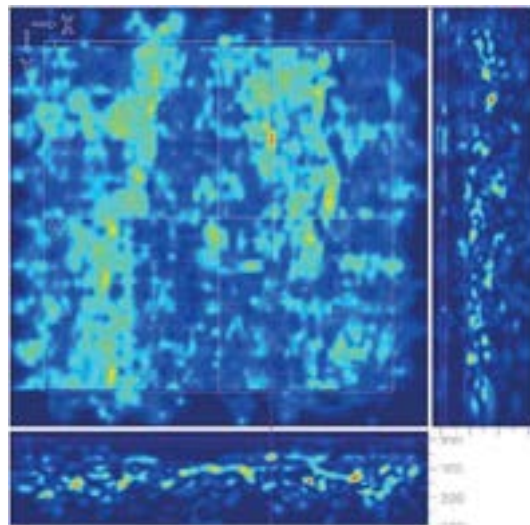
Použití AB pláštů přináší i některé nevýhody, které je nutné při návrhu a provozu zohlednit:

- Asfaltobeton stárne vlivem slunečního záření, kolísání teplot a oxidace povrchu. Materiál se stává křehčím a náchylnějším ke vzniku trhlin, zejména při koruně hráze, kde není trvale pod vodou. Ochranu lze zajistit pravidelnou obnovou ochranného nátěru, resp. nástřiku (mastixu), který dodavatelé AB pláštů doporučují obnovovat cca po 5 letech.
- Vznik puchýřů (obr. 1) je častou poruchou u PVE, kde dochází vlivem častého kolísání hladiny k extrémnímu zatížení pláště tepelnými šoky a změnami zatížení vodou. To může vést ke složitým fyzikálně-stavebním procesům, jako jsou difúze vodních par vrstvou hutného AB, kondenzace par, zamrzání vody vniklé do AB pláště, s následným vznikem dutin a puchýřů, které narušují celistvost pláště. Tyto poruchy se zprvu vyvíjí jako skryté (obrázek 1 vlevo) s následnou progresí zvětšující se dutiny na povrch AB pláště (obrázek 1 vpravo).



Obrázek 1: Příklad bodové poruchy AB pláště - puchýřku. Vlevo - stádium vývoje uvnitř pláště, vpravo - pokročilé stádium s progresí poruchy na povrch AB pláště

- Teplotní objemové změny vyvolané velkými rozdíly mezi letními a zimními teplotami mohou způsobit lokální trhliny v důsledku tahových napětí.
- Výstavba vyžaduje specializované strojní vybavení, tj. pokládací stroje (finišery) a válce schopné pracovat na strmých svazích. Prakticky vždy je nutné jejich kotvení lany na koruně hráze, pohyb bývá zajištěn navijáky. To zvyšuje náklady na zajištění a přesun techniky, což může být u menších vodních děl limitujícím faktorem pro použití této technologie.
- Limity výšky hráze a sklonu návodního svahu představují konstrukční omezení, příliš strmé sklony svahu (zhruba nad 1 : 2) mohou vést k tečení asfaltové směsi při extrémních teplotách a také ke "shrnování" položeného asfaltobetonu při pojezdu hutnicí techniky.
- Výroba, doprava a pokládka horkých asfaltových směsí představuje technicko-environmentální riziko při výstavbě:
 - Výroba AB směsi uvolňuje skleníkové plyny a vyžaduje přísná bezpečnostní opatření, aby se zabránilo kontaminaci vody bitumenem během procesu.
 - K výrobě směsi se využívá obaloven, jejich umístění v horských, mnohdy chráněných oblastech je problematické.
 - Při dopravě směsi na větší vzdálenosti se kromě zvýšených nákladů na dopravu naráží na potíže s udržením požadované teploty směsi a na zatížení území (zejména obcí) provozem těžké techniky.
 - AB směs nelze pokládat za deště. To v horských oblastech může představovat odstávky ve výrobě, nutnost likvidace AB směsi transportované ze vzdálenějších míst a také snížení kvality AB pláště (např. při pokládce při dešti, mrholení či mlze nebo na vlhký povrch).
- Diagnostika skrytých vad může být u skrytých vnitřních poruch nebo průsaků pod AB pláštěm obtížná. Pro identifikaci anomálií je zapotřebí pokročilých monitorovacích systémů jako jsou optické kabely, využití geofyzikálních metod, např. georadar HILTI (obrázek 2).



Obrázek 2: Příklad detekce bodových poruch georadarem (červené body ukazují místa kaveren), Příloha P7 Stavexisu, s.r.o., součástí [Říha a kol., 2014]

3. TĚSNĚNÍ PLASTOVOU FÓLIÍ

3.1 ZÁKLADNÍ INFORMACE

Těsnění hrází pomocí geomembrán (plastových fólií) je moderní a čím dál častěji využívanou metodou, která slouží jako alternativa k jiným typům plášt'ového těsnění sypaných přehrad, jako jsou AB pláště nebo betonové návodní pláště (CFRD). Geomembrány byly provedeny jako těsnicí prvek některých sypaných hrází, jako např. Landštějn (Česká republika), Codole, La Galaube (Francie), Bovilla (Albánie), mnohdy nachází využití při sanaci poškozených plášt'ových těsnění (Morávka, Winscar, Midtbotnvatn) nebo betonových či zděných hrází (Olivenhain, Girotte, Camposecco). Nejčastěji se používají materiály jako vysokohustotní polyethylen (HDPE), měkké PVC, TPO nebo EPDM [Renolit, 2025].

Mezinárodní přehradní komise (ICOLD) uvádí přes 280 aplikací tohoto typu těsnění na velkých přehradách, nicméně drtivá většina se týká oprav návodních lic zděných či betonových přehrad (Olivenhain, Miel I, Balambano a další). v České republice byla tato technologie s úspěchem použita při sanaci těsnění na sypané hrázi VD Morávka. v zahraničí byla tato technologie použita na opravu AB těsnění návodního svahu přehrady Winscar (53 m), betonového těsnícího pláště sypaných přehrad Salt Springs Dam (100 m) a Midtbotnvatn (55 m) a také dřevěných těsnících plášt'ů přehrad Sabrina dam a South Lake (obrázek 3). Práce [Vaschetti a kol. 2024] uvádí použití geomembrány na 20 nádržích PVE (Pinnapuram, Abdelmoumen, Kokhav a dalších), zajímavé je použití geomembrány EPDM (ethylene propylene diene monomer) na horní nádrži PVE Okinawa (obrázek 4), kde se využívá slané mořské vody a kde rychlost větru často přesahuje 70 km/h.



Obrázek 3: Oprava dřevěného pláště přehrady Sabrina dam s využitím geomembrány



Obrázek 4: Horní nádrž PVE Okinawa s těsněním geomembránou zatíženou větrem

3.2 VÝHODY PLÁŠTŮ S GEOMEMBRÁNOU

I když těsnicí pláště s využitím geomembrány jsou dnes již často užívány i na sypaných hrázích, pro těsnění horních nádrží PVE jde spíše o ojedinělý postup. v této souvislosti lze spatřovat následující hlavní výhody:

- Extrémně nízká propustnost: Geomembrány mají hydraulickou vodivost výrazně nižší než konvenční materiály (včetně asfaltu), což minimalizuje průsaky.
- Vynikající průtažnost a flexibilita umožňuje protáhnout fólii až o desítky procent bez poškození. To umožňuje bezpečně se vyrovnat i se značně velkými deformacemi, např. v souvislosti se sedáním sypané hráze.
- Velmi dobrá je odolnost GM vůči působení chemikálií.
- Rychlá instalace není závislá na klimatických podmínkách. Pokládka je relativně velmi rychlá a lze ji provádět prakticky za každého počasí.

- GM se často využívají k opravám starších betonových nebo sypaných přehrad, kde se fólie připevňují přímo na stávající poškozený povrch. Podmínkou je jeho dostatečná odolnost vůči vytržení kotvicích prvků.
- Ekologická šetrnost spočívá v tom, že instalace nevyžaduje těžkou techniku pro zpracování směsi na místě a minimalizuje se nebezpečí kontaminace vody při výstavbě.
- GM jsou relativně snadno opravitelné, kdy v případě lokálního poškození lze fólii opravit natavením záplaty.
- Relativně nízká cena.

3.3 NEVÝHODY GEOMEMBRÁN

Použití pláště z geomembrány přináší některé nevýhody a úskalí:

- I přes vysokou odolnost může dojít k proražení fólie ostrým předmětem během výstavby nebo provozu. Často může jít o neopatrnost, neznalost nebo i vandalismus (obrázek 5). Proto se často používají podkladové a ochranné geotextilie popř. překrytí fólie ochrannou vrstvou zeminy, betonovými prvky, apod. Na řadě zahraničních vodních děl je vybudováno oplocení horní nádrže PVE.



Obrázek 5: Geomembrána poražená hrotem běžecské hole (VD Morávka)

- Pokud je fólie přímo vystavena slunci (nezakrytá), dochází k jejímu postupnému stárnutí a křehnutí. Životnost zakryté fólie se odhaduje na více než 50 let.
- Kritickým místem jsou svary jednotlivých pásů a napojení na betonové objekty (např. výpustě). Tyto spoje vyžadují precizní provedení a kontrolu.
- Při rychlém poklesu hladiny v nádrži může dojít k nahromadění vody nebo plynu pod fólií a vývoji tlaku pod fólií s jejím následným vyboulením. Tento jev lze omezit účinnou drenáží podkladu fólie.

- V půdorysně zaoblených částech hráze (zejména u horních nádrží PVE) jsou kotevní lišty uspořádány "dostředně" s proměnnou vzdáleností. v případě kolísání zamrzlé hladiny, např. u nádrží PVE, může snadno dojít v zaoblených částech nádrže k vytrhávání kotevních lišt. To lze eliminovat zapuštěnými lištami. Tím nicméně odpadá řada stavebních výhod geomembrány, vzniká nutnost frézování podkladu, nastávají potíže s umístěním drenážních rohoží, apod.
- Působení větru na vodou nezátíženou geomembránu (zejména u horních nádrží PVE) vyvolává vztlakové síly, které mohou nadzvednout fólii (obrázek 4). To představuje zejména při poryvech větru nebezpečí porušení tahem, roztržení geomembrány, popř. jejího vytržení z kotevních lišt.

Účinky větru jsou považovány za nejnebezpečnější hrozbu u horních nádrží PVE těsněných geomembránou [Giroud, a kol. 1995], [Zornberg, Giroud, 1997], [Heiden a kol., 2023], [Peters, Blystra, 2024]. Kritickými faktory při nadzvedávání geomembrány v důsledku podtlaků při koruně (sání) jsou:

- prázdná nádrž,
- velká rychlost větru, poryvy,
- rychlé kolísání hladiny, které způsobuje shrnování fólie, záhyby, apod.,
- interakce účinků větru s vlnami na hladině.

Možnými způsoby poškození a jejich důsledky jsou následující:

- Mechanické poškození vyvolává periodické nazdvížení a vibrace fólie vedoucí k jejím roztržení, popř. vytržení z kotvicích prvků. Malé trhliny se mohou v důsledku zatížení větrem rychle rozšířit. Hráz tak ztratí vodotěsnost.
- V případě protržení (i místního) geomembrány hrozí eroze jejího podloží. To může vést k degradaci tělesa hráze a ztrátě stability svahů.
- Dalším důsledkem je zvýšený průsak.

Možnými opatřeními jsou :

- Robustní kotvicí systém.
- Použití ochranných vrstev - přísypu, který ale snižuje disponibilní objem nádrže.
- Zavzdušnění rubu pláště.
- Použití silnější a těžší fólie.

4. ZÁVĚRY

Dosavadní zkušenosti ukazují, že asfaltobetonové těsnicí pláště jsou i přes jejich četné nevýhody i nadále "tradičním" těsnicím prvkem zejména nádrží přečerpávacích vodních elektráren. Celosvětově, a zejména v Evropě lze nalézt stovky příkladů použití. Technologie pokládky je poměrně dobře zvládnutá. Zkušenosti ze zahraničí ukazují, že se vlastníci vodních děl stále přikláníjí více k tomuto osvědčenému a léty ověřenému tradičnímu řešení oprav AB pláště vodních děl, zejména PVE.[Říha a kol., 2023].

Těsnicí pláště s využitím geomembrány jsou alternativní možností s řadou výhod (cena, šetrnost k životnímu prostředí, rychlost instalace). Jde nicméně o méně ověřený způsob a zejména v horských oblastech horních nádrží PVE je třeba při návrhu řešit otázky spojené s vytrháváním kotev při kolísání zamrzlé hladiny a zejména s účinky větru a vln na geomembránu.

Před definitivní volbou způsoby rozsáhlé opravy poškozeného AB pláště lze doporučit zpracování studie proveditelnosti obsahující podrobnou rozhodovací analýzu. Její součástí musí být mimo jiné také popis řešení rizikových faktorů, které představují jednotlivé technologie.

PODĚKOVÁNÍ

Článek byl vypracován jako součást řešení specifického úkolu FAST-S-25-8824 Optimalizace prvků a objektů na vodních stavbách ve vztahu k jejich bezpečnosti.

LITERATURA

- [1] CAZZUFFI, D.; GIOFFRÈ, D. 2023. Geomembrane barrier systems for construction and rehabilitation of embankment dams. In: Smart Geotechnics for Smart Societies – Zhussupbekov, Sarsembayeva & Kaliakin (Eds), Taylor and Francis, 16 p. ISBN 978-1-003-29912-7.
- [2] GIROUD, J. P.; PELTE, T.; BATHURST, R. J. 1995. Uplift of Geomembranes by Wind. Geosynthetics International, Vol. 2, No. 6, pp. 897-952.
- [3] HEDIEN, J.; ALTINAKAR, M.; DENEALE, S.; KORITAROV, V. 2023. Reservoir Lining for Pumped Storage Hydropower. Scoping Study of Geomembrane Lining Systems. Hydrowires, USDE, 190 p.
- [4] MA, B.; ZHANG, W.; SHEN, Z.; ZHOU, D.; YAO, H.; WANG, R. 2022. Identification of Sensitive Parameters for Deformation of Asphalt Concrete Face Rockfill Dam of Pumped Storage Power Station. Water 2022, 14, 2634. <https://doi.org/10.3390/w14172634>.
- [5] PETERS, A.; BLYSTRA, A. 2024. The use of geomembranes for pumped-storage reservoirs. Hydropower & Dams. Issue Three, 6 p.
- [6] RENOLIT. 2025. Waterproofing of reservoirs and similar. Renolit Alkorgeo. Hydraulic Structures. Ctra. del Montnegre. 16 p. + 31 p. specification.
- [7] ŘÍHA, J.; BUCHTOVÁ, J. 2005. The asphalt and geomembrane dam lining database and its use at the Dlouhé Stráně dam rehabilitation, In: Dams at the Beginning of the 21st Century, Annual Dresden Conference on Hydraulic Engineering, Dresden 3/2005.
- [8] ŘÍHA, J. a kol. 2014. Posouzení příčin degradace AB pláště horní nádrže přečerpávací vodní elektrárny Dlouhé stráně. Výzkumná zpráva pro ČEZ.
- [9] ŘÍHA, J.; ŠPANO, M.; KOTAŠKA, S. 2023. Návodní asfaltobetonová těsnění přehrad. Práce a studie Ústavu vodních staveb FAST VUT v Brně. Sešit 17. Vysoké učení technické v Brně, FAS. 156 s. ISBN: 978-80-214-6171-0.
- [10] VASCHETTI, G.; VERDEL, V.; JACKSON, A. 2024. Geomembranes in pumped storage schemes. In: Managing Risks for Dams and Reservoirs. British Dam Society Conference, 11 p.
- [11] ZORNBERG, J. G.; GIROUD, J. P. 1997. Uplift of Geomembranes by Wind - Extension of Equations. Geosynthetics International. Vol. 4, No. 2.
- [12] ZORNBERG, J. 2005. Advances on the use of geosynthetic in hydraulic systems. In: Las Vegas, USA, Proceedings of the nineteenth geosynthetic research institute conference (GRI-19), Geosynthetics Institute, Las Vegas, NV, 17 p.

Prof. Ing. Jaromír Říha, DSc.

Ústav vodních staveb, FAST VUT v Brně

riha.j@vutbr.cz

60. VÝROČIE VODNEJ STAVBY ZEMPLÍNSKA ŠÍRAVA – POZNATKY A SKÚSENOSTI Z PREVÁDZKY

A. Šoltisová & J. Vaľo

Slovenský vodohospodársky podnik, štátny podnik, Trebišov, Slovenská republika

ABSTRAKT: Výročia sa zvyknú oslavovať, ale aj pripomínať. v tomto roku je zvlášť vhodná príležitosť si pripomenúť aktivitu a úsilie našich vodohospodárov, ktorí pred viac ako 60-timi rokmi stáli pri zrode myšlienky, tvorbe koncepcie a pri samotnej realizácii výstavby vodného diela Zemplínska Šírava (v minulosti nazývaného aj ako Podvihorlatská nádrž alebo Vihorlat). Príprava výstavby vodného diela bola schválená vládny uznesením č. 2085 zo dňa 14.08.1956. v polovici roka 1962 sa začali práce na tejto vodnej stavbe, ktoré pokračovali až do roku 1966 v súčinnosti s realizáciou vodohospodárskych úprav na Východoslovenskej nížine. Investorom výstavby bolo Riaditeľstvo vodohospodárskeho rozvoja Bratislava, generálnym projektantom Hydroprojekt Bratislava a generálny dodávateľom Pozemné stavby n. p. Prešov – Michalovce. Prevádzkovateľom nádrže je Slovenský vodohospodársky podnik, š. p., Povodie Bodrogu, odštetný závod so sídlom v Trebišove.

Cieľom príspevku je poukázať na skúsenosti z prevádzkovania vodnej stavby, analyzovať hospodárenie s vodou v nádrži, ako aj poukázať na stav technologických zariadení vodnej stavby za obdobie jej prevádzky so zameraním na ostatné aktivity, ktoré boli zrealizované v rámci opráv a údržby.

1. ÚČEL VODNEJ STAVBY A POPIS ZÁUJMOVÉHO ÚZEMIA

Vodná nádrž Zemplínska Šírava leží na upätí pohoria Vihorlat, severovýchodne od mesta Michalovce. Je vybudovaná v povodí Bodrogu, na toku Čierna voda, ako bočná nádrž Laborca. Vybudovaním nádrže bolo povodie Čiernej vody rozdelené na dve časti. Vlastná nádrž Zemplínskej Šíravy je ohraničená juhovýchodnou hrádzou s dĺžkou 5,4 km a juhozápadnou hrádzou s dĺžkou 2,0 km. Do nádrže je voda privádzaná z Laborca od vodohospodárskeho uzla v Petrovcích nad Laborcom prírodným kanálom s dĺžkou 4,7 km. Do koryta Laborca je voda z nádrže vypúšťaná dnovým segmentovým výpustom bezpečnostného priepadu Zalužice, vybudovaným v juhozápadnej hrádzi.



Obrázok 1: Pohľad na akumuláciu vodnú nádrž Zemplínska Šírava (zdroj: www.svp.sk)

Na vypustenie stáleho priestoru nádrže slúži dnový výpusť Lúčky, cez ktorý sa voda vypúšťa do toku Čierna voda. Severnú časť nádrže ohraničuje prirodzený terén.

Vodná plocha Zemplínskej Šíravy zaberá rozlohu 32,9 km² pri maximálnej hladine vody v nádrži na úrovni 117,10 m n. m. Celkový objem nádrže predstavuje 324,89 mil. m³. Oblasť nádrže sa nachádza v morfolologickej depresii na mladých kvartérnych nespevných sedimentoch, budovaných ílovitými až ílovito-piesčitými nepriepustnými hlinami, tvoriacimi nadložnú vrstvu hrubú 6 až 8 m, pod ktorou je zvodnená štrkopiesková vrstva. Povodie nádrže je z väčšej časti identické s hornou časťou povodia rieky Laborec. z geologického hľadiska sa jedná o typicky flyšovú oblasť zloženú z pieskov, zlepcov a ílov. Klimaticky možno oblasť Zemplínskej Šíravy zaradiť do oblasti teplej, mierne suchej, s chladnou zimou. Priemerný ročný úhrn zrážok v predmetnej oblasti je na úrovni 700 mm, priemerná ročná teplota vzduchu dosahuje 9,1 °C. Snehová pokrývka sa v predmetnom území vyskytuje v priemere 59,1 dní.

Hlavným účelom vodnej stavby (VS) Zemplínska Šírava je sploštenie povodňovej vlny, akumulácia vody pre hospodárske využitie, extenzívny chov rýb a rekreačné využitie.

1.1 HLAVNÉ OBJEKTY VODNEJ STAVBY

Hlavnými objektmi vodnej stavby sú: hať Petrovce (rozdeľovací objekt), prírodný kanál, juhovýchodná hrádza s objektom dnového výpustu v Lúčkach, juhozápadná hrádza s bezpečnostným priepadom v Zalužiciach a odpadový kanál do Laborca.

Hať Petrovce je vybudovaná v rkm 45,1 Laborca a rozdeľuje jeho prietoky tak, aby v koryte Laborca v Michalovciach bol zabezpečený minimálny zostatkový prietok 1,4 m³.s⁻¹, ostatné prietoky usmerňuje do prírodného kanála vodnej stavby. Tvorí ho železobetónová rámová konštrukcia s dvomi otvormi 2,5 x 2,0 m, ktoré sú hradené oceľovými stavidlami. v roku 2005 bolo dokončená rekonštrukcia tejto hate. Bol vybudovaný regulačný objekt, umiestnený 50 m od terajšieho rozdeľovacieho objektu, Objekt má dve polia, každé svetlej šírky 12 m. Polia sú hradené zdvižnými segmentmi s hydraulickým jednostranným ovládaním.



Obrázok 2: Vodohospodársky uzol Petrovce (zdroj: Etapová správa o dohľade, 2024)

Prírodný kanál dĺžky 4,736 km je umelo vytvorený, ktorým sa privádza voda od hate Petrovce do nádrže. Je vyhlbený v ílovito-hlinitých materiáloch, priečný profil má tvar jednoduchého lichobežníka so šírkou v dne 8 m a max. hĺbkou 16 m. Kanál zaústuje do nádrže nápuštným

objektom, ktorý bol vybudovaný ako betónový žľab bez vývaru a bez opevnenia dna a svahu za objektom. Po skúsenostiach z prevádzkovania a hlavne z dôvodu zamedzenia deštruktívnej činnosti vody na objekt, najmä tvorbu výmoľov pri vyšších prietokoch, sa svahy a dno za objektom dodatočne opevnili kamennou zachádzkou. Pozdĺžny sklon nivelety kanála je 0,548 ‰. Projektovaná prietoková kapacita 570 m³.s⁻¹.



Obrázok 3: Vyústenie prírodného kanála do nádrže (zdroj: Etapová správa o dohľade, 2024)

Juhovýchodná hrádza je konštrukčne riešená ako homogénne zemná hrádza sypaná prevažne z hlinitoílovitých materiálov. Kóta koruny hrádze je na úrovni 117,69 m n. m. Max. výška hrádze nad základovou škárou je 14 m, sklon návodného svahu je 1 : 3 až 1 : 3,5, sklon vzdušného svahu 1 : 2 až 1 : 3,25. Na vzdušnej päte hrádze je drenážny systém, pozostávajúci so zvislého komínového drénu siahajúceho asi do polovice výšky hrádze, pozdĺžneho drénu a priečných drénov odvádzajúcich každých 50 – 100 m vodu do zberného drénu v päte hrádze. Súčasťou JV hrádze je dnový výpusť v Lúčkach, ktorý je vybudovaný v mieste starého koryta Čiernej vody. Pozostáva z dvoch oceľových potrubí Ø 1600 mm. Vtok výpustu je hradený klapkovým a provizórnym tabuľovým uzáverom. Výtok je hradený segmentovým uzáverom.



Obrázok 4: Potrubie dnového výpustu v Lúčkach (zdroj: Etapová správa o dohľade, 2024)

Juhozápadná hrádza je homogénna zemná hrádza vybudovaná z hlinitých a hlinitoílovitých materiálov. Kóta koruny hrádze je na úrovni 117,79 m n. m. Max. výška hrádze nad terénom je 9 m. Sklon návodného svahu je 1 : 3,5, vzdušného 1 : 2,5. Na zachytenie priesakových vôd má hrádza vybudovaný pozdĺžny vnútorný drén, ktorý je každých 100 m priečnymi drenmi prepojený s odvodňovacím rigolom pri vzdušnej päte. v km 1,308 JZ hrádze je v lokalite obce Zalužice vybudovaný bezpečnostný priepad, ktoré koruna je na kóte 115,09 m n. m. Je rozdelený na päť polí, z toho štyri sú betónové gravitačné bloky a jeden je v dolnej časti hradený segmentom. Kóta prahu výpustu je 106,59 m n. m.



Obrázok 5: Bezpečnostný priepad v Zalužiciach (zdroj: Etapová správa o dohľade, 2024)

Odpadový kanál je umelo vytvorený kanál slúžiaci na odvádzanie vôd od bezpečnostného priepadu v Zalužiciach do Laborca. Pozdĺžny sklon dna kanála je 0,35 ‰. Šírka dna sa pohybuje od 8 do 12 m. Projektovaná prietoková kapacita kanála je $310 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

2. SKÚSENOSTI Z PREVÁDZKY

2.1 MANIPULÁCIA NA VODNEJ STAVBE A HOSPODÁRENIE S VODOU

Jedným zo základných účelov nádrže, popri znížení povodňových prietokov, bolo v minulosti aj nadlepšovanie prietokov Laborca pre elektrárňu Vojany a doplnková závlaha pre Východoslovenskú nížinu. Prietoky do Laborca vo Vojanoch sa zabezpečovali kompenzačným nadlepšovaním tak, aby v spolupráci s prietokmi Uhu bolo pre tepelnú elektrárňu zabezpečené množstvo $16 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v letnom období a $15 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v zimnom období. Nadlepšovanie z nádrže sa zabezpečovalo výpustným zariadením v objekte bezpečnostného priepadu v Zalužiciach. Podobným spôsobom bolo zabezpečované aj potrebné nadlepšovanie prietokov pre závlahy. v súčasnosti sa tieto nadlepšovania prietokov nerealizujú, elektrárňu Vojany ukončila svoju prevádzku.

Sanitárny prietok v Laborci množstve $1,4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ je zabezpečovaný rozdeľovacím objektom na hati v Petrovcích. Sanitárny prietok v Čiernej vode v množstve $0,080 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ je zabezpečovaný dnovým výpustom v Lúčkach.

Retenčný priestor nádrže je stále voľný a môže byť využitý len v prípade povodňovej situácie. Riadenie odtoku je podmienené situáciou v systéme pod nádržou na Východoslovenskej nížine. Limitujúcim je tu hlavne hraničný úsek Bodrogu, kde je potrebné dodržiavať dohodu s Maďarskou republikou o maximálnom prietoku $1400 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a hladine vody 936 cm v profile v Strede nad Bodrogom.

Zásady a predpis manipulácie na vodnej stavbe obsahuje manipulačný poriadok vodnej stavby, ktorý je pravidelne doplňovaný podľa skúseností z prevádzky a overovacích meraní kapacity jednotlivých zariadení.

2.2 MERANIA A POZOROVANIA

Vodná stavba Zemplínska Širava je zaradená v databáze kategorizovaných vodných stavieb z hľadiska technicko – bezpečnostného dohľadu (TBD) do I. kategórie TBD. Merania a pozorovania na vodnej stavbe za účelom sledovania plnenia predpokladov projektu a z hľadiska technicko – bezpečnostného dohľadu sa začali v roku 1964 meraním deformácií hrádzových telies a terénu na vzdušnej strane. v súčasnosti vykonávajú pravidelné merania na predmetnej vodnej stavbe zamestnanci prevádzkovateľa vodnej stavby, dohľad nad vodnou stavbou zabezpečuje Vodohospodárska výstavba, š. p., Bratislava, štátom poverená organizácia na výkon dohľadu. Dohľadom nad vodnými stavbami I. kategórie, v zmysle vyhlášky MŽP SR č. 119/2016 Z. z. v znení neskorších predpisov, sa sledujú javy a skutočnosti, ktorých zmena môže objektívne signalizovať ohrozenie bezpečnosti a prevádzkyschopnosti vodnej stavby. Merania sa vykonávajú na memných zariadeniach a v miestach, kde by mohlo dôjsť k náhlejšiemu zmenám sledovaných javov, napríklad k vzniku šmykových plôch, terénnych deformácií, k zmenám v usporiadaní a v spojení tesniacich a drenážnych prvkov.

2.2.1 Meranie priesakov na JV hrádzi vodnej stavby a obnova odtoku priesakových vôd z priečných drenov cez zberné potrubie na päte vzdušnej strany JV hrádze

Množstvo priesakov na JV hrádzi predmetnej vodnej stavby vyhodnocuje štátom poverená organizácia v štyroch profiloch:

- vo vyústení pozdĺžneho zberného drenu pri dnovom výpuste na pravej a ľavej strane
- vo vyústení pozdĺžneho zberného drenu do Kusínskeho potoka
- v štólňi dnového výpustu
- v šachtách z priečných drenov od km 2,100 po km 4,658.

Z výsledkov meraní zosumarizovaných v Etapových správach o TBD za obdobie rokov 2018 a 2019, ktoré vypracovala Vodohospodárska výstavba, š. p., Bratislava (VV, š. p.), bolo skonštatované, že proces merania priesakov v šachtách na zbernom dréne od km 2,100 až 4,658 je problematické pre zaplavovanie šachiet vzdutou vodou, v dôsledku zhoršených odtokových pomerov v potrubí zberného drénu. Na základe výsledkov meraní poverená organizácia vykonala zmonitorovanie drenážneho systému pomocou kamery a vyšpecifikovala najproblematickejšie úseky. v auguste 2019 pristúpil správca vodnej stavby v rámci plánovanej údržby k prečisteniu šacht priesakov vysokotlakovým prúdom vody. v úseku km 2,400 až 2,800 prebehlo prečistenie úspešne, avšak pri prečistení šachty v km 3,650 došlo k prasknutiu vysokotlakovej hadice. Po jej oprave pokračovalo prečistenie šachiet v km 3,650 až 4,000, avšak v predmetnom úseku dochádzalo k zakaleniu vody. Na základe zistenia tejto skutočnosti bola vykonaná kontrola šachiet kamerou na podvozku s otočnou hlavicou, ktorú realizovala poverená organizácia. Počas kontroly zamestnancami VV, š. p., boli pozorované v spojení zberného drénu prerastajúce korene.

Vzhľadom na zistené skutočnosti a vek vodnej stavby bola následne na prehliadkach TBD prijatá úloha - zabezpečiť celkovú rekonštrukciu drenážneho systému vodnej stavby, resp. jeho komplexnú obnovu. Výsledky meraní zvislých posunov a výsledky geofyzikálnych meraní poukázali na dôsledky nefunkčného drenážneho systému v danom úseku a na potrebu celkovej rekonštrukcie vodnej stavby – drenážneho systému JV hrádze a zmiernenie vzdušného sklonu hrádze. Výmenu betónového potrubia zberného drénu realizuje správca toku etapovite v rámci plánu údržby.

2.2.2 Problémy stability vzdušného svahu a ich postupné riešenie

V posledných cca 11 rokoch sú pozorované zväčšené trhliny v asfaltovom koberci na korune JV hrádze zo strany vzdušného svahu hrádze. v roku 2009 boli trhliny pozorované aj na JZ hrádzi, ktoré boli utesnené bentonitom. Zvýšené poklesy na korúnach obidvoch hrádzi zo vzdušnej strany potvrdzujú aj geodetické merania z posledných rokov. Pri nepriaznivej kombinácii zaťaženia (kombinácia zmrašťovacích trhlín zatečených vodou a ich možné zamrznutie, maximálna hladina vody v nádrži, znížená šmyková pevnosť materiálov v lokálne horšom prostredí vplyvom zmeny vlhkosti) môže dôjsť k rizikovému stavu, ktorému je potrebné zabrániť.

Prvé pozorované porušenie stability vzdušného svahu JV hrádze vodnej stavby Zemplínska Širava v km 3,170 – 3,193 bolo zistené 23. mája 1994. Zosuv o dĺžke 21 m a šírke (v smere sklonu svahu) 10 m mal v mieste odlučnej plochy poklesnutý povrch o cca 1 m. Analýzu vzniku lokálneho zosuvu s návrhom na sanáciu vypracovala STU Bratislava, podľa ktorej boli práce na sanácii zosuvu v júni 1994 správcou toku realizované.

Po zimnom období bol vo februári v roku 1995 pozorovaný lokálny zosuv v hornej časti vzdušného svahu JV hrádze v km 3,210. Dĺžka zosuvu bola 15 m, šírka 25 m a hĺbka v mieste hornej odlučnej plochy predstavovala 1,5 až 1,8 m. Spôsob sanácie zosuvu bol realizovaný podľa odporúčaní z predošlej realizácie podobného zosuvu z roku 1994.

Charakterom podobné lokálne zosuvy boli pozorované v novembri v roku 1998 v km 3,200 a v marci v roku 2004 v km 3,150. v uvedených obdobiach bola sanácia predmetných zosuvov aj zrealizovaná.

V máji v roku 2005 v období povodňových prietokov došlo k zosuvu, ktorý bol lokálneho charakteru a jeho situovanie bolo na vzdušnom svahu JV hrádze v km 1,400 – 1,430. Zosuv bol po jeho vzniku sanovaný. v júni toho istého roku bol zistený aj ďalší lokálny zosuv na hrádzi v km 3,650. Pri návrhu sanačných postupov sa vychádzalo zo skúseností prevádzkovateľa pri riešení podobných problémov.

Ďalšie zosuvy boli pozorované vo februári 2006 v km 3,250 a v marci 2006 v km 3,600. Sanácia obidvoch zosuvov bola zrealizovaná do augusta uvedeného roka.

Pracovníkmi správcu toku boli postupne hlásené zosuvy na vzdušnej strane JV hrádze aj v apríli 2010 v km 3,150, dva lokálne zosuvy v km 1,020 a 3,420 v januári 2011, lokálny zosuv v km 3,420 v marci 2012 a v km 1,020 vo februári 2013.

Pri pochôdzkovej činnosti bol koncom januára 2024, teda skoro po 10-ročnom období, zistený zosuv na juhovýchodnej hrádzi VS Zemplínska Širava v km 3,400 – 3,500. Dĺžka zosuvu pozdĺžne po svahu dosahovala 100 m, nameraná dĺžka zosuvu priečne po svahu 8,42 m a max. prehĺbenie v predmetnom úseku hrádze činilo 68,5 cm. Správca toku zabezpečil v uvedenom období provizórne prekrytie zosuvu fóliou a vrecami s pieskom. Následne bol svah v mieste zosuvu zastabilizovaný pritražením pomocou vriec s pieskom rebrovaním. Zosuv bol v septembri 2024 sanovaný.

Vzhľadom na opakovaný výskyt zosuvov, trhlín a iných prejavov signalizujúcich nedostatočnú bezpečnosť juhovýchodnej hrádze bolo odporúčané vypracovať projektovú dokumentáciu na komplexnú rekonštrukciu juhovýchodnej hrádze. v rámci prípravy rekonštrukcie hrádze bol v roku 2021 spracovaný digitálny terénny model telesa hrádze s identifikáciou úsekov s nutným stavebným zásahom, ktorý poskytuje aktuálny obraz o deformáciách telesa hrádze. Geotechnický posudok variantného riešenia stabilizácie hrádze bol spracovaný v novembri 2023 a v súčasnosti sa zabezpečuje proces verejného obstarávania za účelom vypracovania projektovej dokumentácie.

V priebehu doterajšej prevádzky nádrže bola mimoriadna pozornosť venovaná hrádzam nádrže, zvlášť v súvislosti s exponovaným režimom vlnenia. Efektívne rozbehové dráhy vln sú v nádrži relatívne veľké a dosahujú dĺžku až 4,7 km. Maximálna výška vlny v neexponovanejšom úseku JV hrádze dosahuje 1,7 m a maximálna vlnová dĺžka 27,5 m. Účinky vln sa prejavujú v čiastočnom porušovaní kamenného opevnenia hrádze medzi kótami 112,00 až 114,35 m n. m. (najčastejší rozkryv hladiny vody v nádrži), čo si vyžaduje jeho pravidelnú kontrolu a dopĺňovanie v požadovanom rozsahu.

3. ZÁVĚR

Vodná nádrž Zemplínska Širava za 60 rokov svojej existencie potvrdila v plnom rozsahu svoje opodstatnenie. Od premysleného návrhu a projektu, cez výstavbu až po súčasné využívanie a prevádzku, potvrdzuje Zemplínska Širava svoje nezastupiteľné miesto v jednom z najexponovanejších vodohospodárskych území východného Slovenska – Východoslovenskej nížiny.

Vodná nádrž zabezpečuje všetky stanovené účely a funkcie, a aj napriek mnohým problémom a poruchám, ktoré sa počas jej prevádzkovania vyskytli, možno jej celkové pôsobenie v oblasti vodného hospodárstva na východnom Slovensku hodnotiť mimoriadne pozitívne.

LITERATURA

- [1] Vodná stavba Zemplínska Šírava – Etapová správa o dohľade za obdobie 01.01.2024 – 31.12.2024
- [2] Vodná nádrž Zemplínska Šírava – účelová publikácia

Ing. Alena Šoltisová, PhD.

*Slovenský vodohospodársky podnik, štátny podnik, Povodie Bodrogu, odštepný závod Trebišov
alena.soltisova@svp.sk*

Ing. Jaroslav Valo

*Slovenský vodohospodársky podnik, štátny podnik, Povodie Bodrogu, odštepný závod Trebišov
jaroslav.valo@svp.sk*

LITERATURA

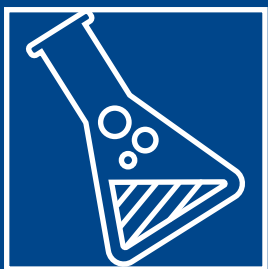
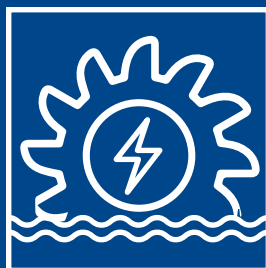
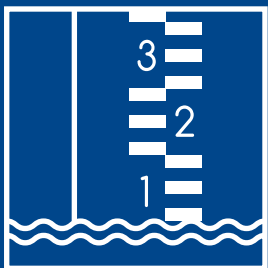
- [1] Vodná stavba Zemplínska Šírava – Etapová správa o dohľade za obdobie 01.01.2024 – 31.12.2024
- [2] Vodná nádrž Zemplínska Šírava – účelová publikácia

Ing. Alena Šoltisová, PhD.

*Slovenský vodohospodársky podnik, štátny podnik, Povodie Bodrogu, odštepný závod Trebišov
alena.soltisova@svp.sk*

Ing. Jaroslav Valo

*Slovenský vodohospodársky podnik, štátny podnik, Povodie Bodrogu, odštepný závod Trebišov
jaroslav.valo@svp.sk*



ŽIJEME VODOU



www.pvl.cz



www.instagram.com/povodivltavy/



[povodivltavy](https://www.facebook.com/povodivltavy)



[povodí Vltavy \(@povodivltavy\)](https://twitter.com/povodivltavy)

Voda je zdrojem života

Česká republika se nachází na střeše Evropy a veškerá voda z našeho území odtéká. Prioritou je zadržení vody v krajině a současně akumulace vody ve vodních nádržích, abychom i v období sucha mohli zajistit dostatek vody pro zásobování obyvatel pitnou vodou, energetiku, průmysl i nadeřšování průtoku na dolní části vodního toku.

S ohledem na postup klimatické změny bude potřeba v určitých lokalitách Česka vybudovat ještě několik dalších vodních nádrží. Je nezbytné zajistit dostatečné množství kvalitních zdrojů vody, aby i další generace mohly užívat vodního blahu jako my nyní...

Za nejstarší známou přehradu na světě je považována Jawa Dam v dnešním Jordánsku, vybudovaná přibližně kolem roku 3000 př. n. l. Přehrada Sadd el-Kafara budovaná asi 2650 př. n. l. v Egyptě měla sloužit k ochraně před povodněmi, Nimrudskou přehradu budovali Asyřané kolem roku 879 př. n. l. v Iráku pro zásobování vodou. Účely jejich výstavby byly v podstatě stejné jako potřebujeme my dnes.

Přehrady byly, jsou a budou.

BEZ VODY TO NEPŮJDE...





MVE jez Rajhrad vč. rekonstrukce
jezu a rybí přechod; Povodí Moravy, s.p.



Ochranná stání služebních plavidel Brná;
Ředitelství vodních cest ČR



PK Rohatec a jez Sudoměřice;
Ředitelství vodních cest ČR



VD Orlík, zabezpečení VD před účinky
velkých vod; Povodí Vltavy, státní podnik

Ovládáme obor

Kvalita, přesnost a důslednost.
Společná koordinovaná práce lidí desítek oborů a profesí.
Schopnost řešit náročná zadání a odvaha hledat nová řešení.
Je tohle umění? Možná ne. Jen to dobře umíme.

www.metrostavCZ.cz

metrostav CZ



VODA. KRAJINA. INFRASTRUKTURA.

Navrhujeme řešení pro vodní hospodářství
a životní prostředí.



VODA

Vodní nádrže a přehrady
Vodní elektrárny
Vodní cesty a plavba
Protipovodňová ochrana



KRAJINA

Vodní toky a revitalizace
Krajinné a vodohospodářské plánování



INFRASTRUKTURA

Vodárenství
Kanalizace a čistírny odpadních vod
Matematické modelování

Od prvních studií po komplexní projektovou
dokumentaci.



AQUATIS a.s.

Projekční a inženýrská společnost pro
vodní hospodářství a životní prostředí
www.aquatis.cz
info@aquatis.cz



Potápečská stanice, a. s.

nabízí:

- Potápečské práce stavebního charakteru
- Potápečské práce strojního charakteru
- Průzkumy a diagnostiku, včetně odborných posouzení technického stavu konstrukcí a zařízení
- Video a fotodokumentaci
- Potápečské práce záchranného charakteru
- Potápečské práce ve fermentoru bioplynových stanic
- Potápečské práce v nádržích průmyslových technologií
- Pohotovostní službu pracovních potápěčů
- Výuku a výcvik pracovních potápěčů
- Služby soudního znalce a autorizované osoby pro potápění

www.potapecska.cz

info@potapecska.cz, tel.: +420 720 046 096





Kompletní rekonstrukce VD Harcov

Průběh výstavby: předání staveniště: 08/2022, dokončení díla: 03/2026

Celkové náklady akce: 550,4 mil. Kč

Zdroje financování: stavba byla financována ze státního rozpočtu ČR v rámci programu Ministerstva zemědělství 129360 – Podpora prevence před povodněmi IV (224,6 mil. Kč) a z vlastních zdrojů státního podniku (317,8 mil. Kč), účelovou investiční dotaci připojilo Statutární město Liberec (7 mil. Kč, rekonstrukce zdi v zátopě, pobytové schodiště).

Zhotovitel: Spol. VD Harcov (Gardenline s.r.o., Litoměřice, YUCON CZ, s.r.o., Brno)

Průběh rekonstrukce poznamenal četná neočekávaná zjištění, a to kvůli nesouladu historické dokumentace a reálného stavu hráze. Značnou komplikací bylo neočekávaně nesourodé horninové podloží hráze, jež vyžadovalo zásah. Řešením byla injektážní clona pod hrází, která dosahuje hloubky až 25 metrů. Pod základovou spárou byla navíc vybudována podzemní injektážní štola dlouhá 86 metrů, ze které bude možné provádět další injektáže podloží nebo vlastního tělesa hráze.



Rozebrání mostovky nad přelivem a práce na vzdušném líci – duben 2023



VD Harcov po dokončení rekonstrukce (foto Gardenline s.r.o.)



VODNÍ DÍLO VLACHOVICE – VODA PRO ZLÍNSKÝ KRAJ

Důvodem přípravy VD Vlachovice je zajištění spolehlivého zdroje povrchové vody pro zásobování obyvatel pitnou vodou a pokrytí potřeb vody v území s nedostatkem podzemních zdrojů vody. Tuto funkci jsou v období dlouhodobého sucha a v průběhu povodní schopny zabezpečit víceúčelové vodní nádrže s dostatečným zásobním a retenčním prostorem.

Nádrž bude garantovat dohodnutou velikost minimálních průtoků, což povede ke zlepšení ekologického stavu vodního toku a umožní jeho další užívání.

Vedlejším (marginálním) účelem bude energetické využití odtoku z nádrže. Výroba vodní energie je plánována jako doplňková bez vlivu na manipulaci na vodním díle.

Návrhové parametry	
Typ hráze	sypaná zemní
Celkový objem nádrže	29,1 mil. m ³
Plocha zátopy	212,9 ha
Max. výška hráze	40 m
Délka hráze	570 m
Šířka hráze v základové spáře	193 m
Nadlepšení průtoků	30 l/s

Primárním účelem VD Vlachovice je zajištění zdroje povrchové vody pro úpravu na vodu pitnou. Hlavní účel díla bude realizovaný dodávkou vody do propojených vodárenských systémů v širším území.

Ochrana před povodněmi není hlavním účelem díla, avšak vytvořený ochranný prostor nádrže zajistí významné zlepšení ochrany území v povodí Vlčáry pod vodním dílem (v nejbližších sídlech až na úroveň stoleté povodně).





Naše laboratoř poskytuje komplexní služby v oblasti analýz vod, sedimentů a dalších složek životního prostředí. Díky dlouholetým zkušenostem, odbornému zázemí a moderním technologiím jsme spolehlivým partnerem pro široké spektrum zákazníků z veřejného i soukromého sektoru.

Zaměřujeme se především na rozborů vod všech typů – povrchových, podzemních, pitných, odpadních i vod ke koupání. Nedílnou součástí našich služeb jsou také analýzy sedimentů, plavenin a zemin, stejně jako rozborů kalů a odpadů včetně vodních výluhů. Zajišťujeme rovněž odborné odběry vzorků, které jsou klíčovými pro správnost a reprezentativnost výsledků.

Provádíme široké spektrum analytických zkoušek, které pokrývají jak základní, tak i specializované požadavky:

Chemické a fyzikálně-chemické analýzy

Stanovujeme základní ukazatele kvality vody, jako jsou pH, vodivost, nerozpustné látky (NL), rozpustné anorganické soli (RAS), biochemická spotřeba kyslíku (BSK₅), chemická spotřeba kyslíku (CHSK), celkový organický uhlík (TOC), celkový dusík (TN), anionty a kationty, a to včetně terénních měření.

Anorganické analýzy

Zajišťujeme stanovení až 30 kovů a dalších prvků s vysokou přesností a citlivostí.

Organické analýzy

Provádíme analýzy uhlovodíků v rozsahu C10–C40, extrahovatelných látek (EL) a adsorbovatelných organicky vázaných halogenů (AOX).

Speciální organické látky

Specializujeme se na stanovení látek, jako jsou PCB, PBDE, PAU, pesticidy, ftaláty či nitrolátky. Nově jsme zavedli metodu pro analýzu haloocetových kyselin a spektrum stanovovaných látek se snažíme neustále rozšiřovat podle aktuálních trendů a legislativních požadavků.

Radiochemické analýzy

Provádíme stanovení celkové alfa a beta aktivity, dále analýzy radionuklidů jako ²²²Rn, ²²⁶Ra a uranu.

Mikrobiologické rozborů

Zajišťujeme stanovení mikrobiologických ukazatelů, například E. coli, enterokoků a koliformních bakterií.

Hydrobiologické rozborů

Provádíme hodnocení biologické kvality vod, včetně analýz sinic, makrozoobentosu, fytozobentosu a mikroskopického rozborů vody.

Klientům nabízíme komplexní řešení v oblasti kontroly a monitoringu kvality vod a souvisejících matic:

- monitoring kvality povrchových vod
- rozborů pitné vody (např. pro kolaudace či pravidelnou kontrolu kvality)
- odběry a rozborů odpadních vod
- rozborů dle povolení k nakládání s vodami
- analýzy sedimentů, zemin, rozborů kalů a odpadů včetně vodních výluhů

Naším cílem je poskytovat kvalitní, přesné a spolehlivé služby, které pomáhají chránit životní prostředí i zdraví obyvatel. Díky odbornosti našeho týmu a neustálému rozvoji analytických metod dokážeme reagovat na aktuální požadavky i nové výzvy v oblasti chemie a kvality vod.



**„Mnozí pracují s vodou,
my máme tu čest pracovat pro vodu...“**

Jan Svejkovský, generální ředitel



Pražské vodovody
a kanalizace

LABORATORNÍ SLUŽBY

Zkušební laboratoř č. 1247 akreditovaná ČIA
podle ČSN EN ISO/IEC 17025



CO VÁM NABÍZÍME:

- ▶ Odběry vzorků vod, kalů, odpadů.
- ▶ Laboratorní analýzy pitné vody, teplé vody, surové vody, povrchové vody, podzemní vody, mezioperační vody, vody ke koupání, odpadní vody, kalů a provozních chemikálií.

NOVINKY:

- ▶ Stanovení *Legionella* spp. a *L. pneumophila*, hepatitidy A a SARS-CoV-2 metodou polymerázové řetězové reakce (PCR).
- ▶ Stanovení kontaminantů pitné a surové vody zahrnující stanovení pesticidních látek, metabolitů pesticidních látek, benzotriazolů, bisfenolů a farmak včetně farmak doporučených ke sledování dle stanoviska Státního zdravotního ústavu k otázce sledování léčiv v pitné vodě.
- ▶ Sekvenování mikrobiomu aktivovaného kalu pro posouzení technologie ČOV.



V souladu s přírodou

Rekonstruuje a stavíme
vodní díla, upravujeme
toky a provádíme
protipovodňová opatření.



Dodáváme moderní
a vysoce účinná řešení
výroby pitné vody a čištění
odpadních vod, vodovodní
a kanalizační systémy.



Pražské vodovody a kanalizace, a.s.

Útvar kontroly kvality vody
Podolská 15/17, Praha 4, www.pvk.cz
laborator@pvk.cz; tel.: 727 879 543



PRAŽSKÁ
VODOHOSPODÁŘSKÁ
SPOLEČNOST a.s.

Součást Skupiny



STERPLAN

Česká tradice s moderním přístupem k vodnímu hospodářství

Odbornost, spolupráce
a odpovědnost — principy,
na nichž Sterplan stojí

Sedmdesát let práce českých inženýrů se promítlo do tisíců projektů, které formovaly podobu krajiny, měst i infrastruktury.

Na tento odkaz dnes navazuje **Sterplan**. Společnost, která spojuje zkušenosti Hydroprojektu a Sweco CZ s novým českým vedením a pohledem na budoucnost. Věříme, že inženýrství má smysl, když pomáhá vytvářet prostředí, které funguje a obstojí v čase. Každý projekt proto vnímáme jako závazek — vůči místu, investorovi i lidem, pro které stavba vzniká. *„Naše síla je v propojení disciplín, pečlivosti a aktivním přístupu ke každému projektu,”* říká Jan Krejčík, předseda představenstva společnosti.

Sterplan staví na tradici českého inženýrství, které vždy spojovalo technickou preciznost s respektem k prostředí. Usilujeme o řešení, jež jsou promyšlená, proveditelná a trvale užitečná, nejen dnes, ale i pro další generace.

sterplan.cz

 **TBG METROSTAV**
Pro lepší stavění

Beton po Vltavě

**Po řece k nám míří suroviny.
A někdy po ní míří i beton na stavbu.**

Vltava je pro TBG METROSTAV dlouhodobě součástí stavební logistiky. Betonárny na Rohanském ostrově a v Libni mají vlastní přístaviště a až 80 % surovin pro výrobu betonu do nich připlouvá po řece. Jedna loď přiveze přibližně 1 000 tun kameniva a nahradí tak zhruba 40 nákladních automobilů v pražských ulicích.

Vodní cesta se ale uplatňuje i při samotných betonážích. Čerstvý beton byl po Vltavě dopravován již při zesilování jednoho z pilířů Libeňského mostu a později při rekonstrukcích Staroměstského a Štítkovského jezu. Autodomíchávače, v některých případech i s čerpadlem betonu, byly na pontonech dopraveny až k místu betonáže, kde se směs čerpala přímo do konstrukce.

**Vltava tak pro TBG METROSTAV není jen místem, kde se staví.
Je dopravní cestou pro suroviny i čerstvý beton.**



Bezpečnost vodních děl • Projektování • Digitální dvojčata • Povodňová ochrana

TECHNICKOBEZPEČNOSTNÍ DOHLED NAD VODNÍMI DÍLY

Odborníci na bezpečnost vodních děl již od roku 1975

NAŠE OBLASTI ČINNOSTI



Bezpečnost
vodních děl (TBD)



Digitální dvojčata
vodních děl



Provoz
vodních děl



Průzkumy, studie
a projektování



Povodňová
ochrana



Znalecké
posudky



Kategorizace
vodních děl



Geodetická
měření



DIGITÁLNÍ DVOJČATA VODNÍCH DĚL

Propojujeme data z technickobezpečnostního
dohledu s výstupy simulačních modelů.



2D A 3D MODELOVÁNÍ PROUDĚNÍ VODY

Simulujeme chování vody v nádržích,
tocích a objektech pro návrh i provoz.



Pověření MZe ČR
pro TBD nad VD I.-III. kategorie



Znalecký ústav
(MS ČR, od 1995)



KONTAKTY



www.vdtbd.cz



Praha
Brno

paha@vdtbd.cz
brno@vdtbd.cz

+420 222 241 362
+420 721 222 313



Vedeme vodu
správným směrem



VODNÍ
STAVBY



POZEMNÍ
STAVBY



DOPRAVNÍ
STAVBY



PRŮMYSL
ENERGETIKA



KRAJINNÉ
INŽENÝRSTVÍ

Strategie,
koncepty,
analýzy



Dotační
management



Projektová
a inženýrská
příprava



Věda a výzkum



Poradenství,
matematické
modelování



BIM



VAV

VODOHOSPODÁŘSKÝ
ROZVOJ A VÝSTAVBA





**vodní
hospodářství®**



Časopis již více než tři čtvrtě století přináší informace o malé i velké vodě, v Česku i na Slovensku.

Informace o předplatném a možnosti inzerce najdete na
www.vodnihospodarstvi.cz

Uvedete-li heslo Přehrady, obdržíte slevu 20 % na letošní předplatné (do vyčerpání zásob) a pro rok 2027 novým předplatitelům poskytneme slevu 10 %.



PRAGUE BOATS

SINCE 1990

LÍDR **UDRŽITELNÉ** LODNÍ DOPRAVY



NEJVĚTŠÍ FLOTILA
ELEKTRICKÝCH LODÍ V EVROPĚ



ELECTRIC

www.prague-boats.cz

