Povodí Odry, státní podnik
Český přehradní výbor

XXXV. PŘEHRADNÍ DNY 2016

Ostrava

21. – 23. června 2016

Sborník příspěvků – svazek 1.

Mezinárodní konference XXXV. Přehradní dny 2016
Ostrava, 21. – 23. června 2016

Odborná témata konference:

1. Řízení nádrží při extrémních hydrologických situacích
2. Přehrady - návrhové parametry a možnosti nové výstavby
3. Provoz a stárnutí přehrad a nádrží, sledování objektů přehrad
4. Malé vodní nádrže a odkaliště

Sborník příspěvků – svazek 1. – témata 1 a 2 (ISBN 978-80-01-05969-2)
Sborník příspěvků – svazek 2. – témata 3 a 4 (ISBN 978-80-01-05970-8)
Sborník příspěvků – 25. kongres ICOLD 2015 (ISBN 978-80-01-05971-5)

Editor:	Milan Zukal
Název díla:	XXXV. Přehradní dny 2016 – svazek 1.
Vydalo:	České vysoké učení technické v Praze
Zpracovala:	Fakulta stavební
Kontaktní adresa:	Katedra hydrotechniky, Thákurova 2077/7, 166 29 Praha 6 - Dejvice
Tel.:	224 354 643
Tisk:	Printo, s.r.o.
Adresa tiskárny:	Generála Sochora 1379, 708 00 Ostrava - Poruba
Počet stran:	161
Náklad:	300 výtisků
Pořadí vydání:	1.

ISBN 978-80-01-05969-2

Obsah – svazek 1.

Téma 1: Řízení nádrží při extrémních hydrologických situacích

VÝVOJ NOVÝCH METOD ODVOZOVÁNÍ HYDROLOGICKÝCH PODKLADŮ PRO POSUDKY BEZPEČNOSTI MALÝCH VODNÍCH NÁDRŽÍ PŘI POVODNÍCH

Šárka Blažková, Miloš Sedláček, Jan Daňhelka 4

JAKÉ NÁDRŽE A PŘEHRADY BUDEME STAVĚT V BUDOUCNU

Vojtěch Broža 13

PROVOZ VODNÍCH DĚL PŘI SUCHU V ROCE 2015 A JEJICH VLIV NA HYDROLOGICKÝ REŽIM TOKŮ

Karel Březina, Tomáš Kendík 18

DOPADY NEGATIVNÍCH PROJEVŮ HYDROLOGICKÉHO SUCHA 2015 – 2016 V DÍLČÍM POVODÍ HORNÍ ODRY

Petr Březina, Lubomír Jaroš, Lukáš Pavlas 23

ZABAZPEČENÍ VD KLABAVA PŘI POVODNÍCH A REALIZACE NÁPRAVNÝCH OPATŘENÍ

Ondřej Hrazdira, Stanislav Plecitý 31

ALTERNATIVNÍ ZPŮSOB ŘÍZENÍ ZÁSOBNÍ FUNKCE NÁDRŽE V MÁLO VODNÉM OBDOBÍ

Pavel Menšík, Miloš Starý, Daniel Marton 41

OPERATIVNÍ ŘÍZENÍ ODTOKU Z VODNÍCH NÁDRŽÍ ZA POVODŇOVÝCH SITUACÍ ZE STOCHASTICKY PŘEDPOVÍDANÝCH SRÁŽEK V POVODÍ OSTRAVICE A OLŠE

Miloš Starý, Lucie Březková, Lubomír Jaroš 47

Téma 2: Přehrady - návrhové parametry a možnosti nové výstavby

NOVĚ NAVRHOVANÉ VODNÍ NÁDRŽE V POVODÍ VLTAVY

Jaroslav Beneš, Martin Keprta *57*

MODELOVÝ VÝZKUM ŠACHTOVÉHO BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU VD JIRKOV

Miroslav Brouček, Martin Králík, Ladislav Satrapa *63*

POSOUZENÍ STABILITY BETONOVÝCH TÍŽNÝCH PŘEHRAD – SROVNÁNÍ ZAHRANIČNÍCH PŘÍSTUPŮ

Miroslav Brouček, Ladislav Satrapa *72*

VD MORÁVKA - REKONSTRUKCE BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

Pavel Golík, Tomáš Skokan *80*

ZABEZPEČENÍ VODNÍHO DÍLA ORLÍK PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD

Ondřej Hrazdira *88*

HYDROLOGICKÉ PODKLADY PŘI NÁVRHU OPATŘENÍ NA ZABEZPEČENÍ VD ORLÍK PROTI ÚČINKU VELKÝCH VOD

Tomáš Kendík, Karel Březina *97*

VD HARCOV – NÁVRHOVÉ PARAMETRY PRO DIMENZOVÁNÍ OPATŘENÍ K ZAJIŠTĚNÍ BEZPEČNOSTI VODNÍHO DÍLA

Pavel Křivka, David Richtr *102*

ZDOBNICE, PĚČÍN, VÝSTAVBA PŘEHRADNÍ NÁDRŽE – STUDIE PROVEDITELNOSTI

Filip Kysnar, Marek Holinka, Petr Martínek *111*

VODOHOSPODÁŘSKÉ ŘEŠENÍ ZÁSOBNÍ FUNKCE NÁDRŽE V PODMÍNKÁCH NEJISTOTAMI ZATÍŽENÝCH VSTUPNÍCH DAT

Daniel Marton, Miloš Starý, Stanislav Paseka, Pavel Menšík *120*

HODNOCENÍ BEZPEČNOSTI URČENÝCH VODNÍCH DĚL METODOU DÍLČÍCH SOUČINITELŮ

Jaromír Říha, Miroslav Špano *128*

VYUŽITÍ CFD METOD PŘI NAVRHOVÁNÍ HYDROTECHNICKÝCH OBJEKTŮ PŘEHRAD

Eva Škařupová, Petr Nowak *136*

VD AMERIKA - STUDIE PROVEDITELNOSTI

Jiří Štětka, Jiří Stratílek, Filip Kysnar *142*

VD KLEŠTĚNICE - STUDIE PROVEDITELNOSTI

Jiří Štětka, Jiří Stratílek, Filip Kysnar *148*

PPO DOLNÍ BEROUNKY (VD KŘIVOKLÁT) - STUDIE RETENČNÍ NÁDRŽE

Jiří Štětka, Jiří Stratílek, Petr Vicenda, Filip Kysnar *154*

VÝVOJ NOVÝCH METOD ODVOZOVÁNÍ HYDROLOGICKÝCH PODKLADŮ PRO POSUDKY BEZPEČNOSTI MALÝCH VODNÍCH NÁDRŽÍ PŘI POVODNÍCH

Šárka Blažková
Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v. v. i.
Miloš Sedláček
VODNÍ DÍLA – TBD a. s.
Jan Daňhelka
Český hydrometeorologický ústav

ABSTRAKT: Příspěvek se zabývá metodou kontinuální simulace srážek, teplot a průtoků pro stanovení hydrogramu kontrolní povodně včetně výpočetně náročného odhadu nejistot. Kontinuální simulací se zabývá několik evropských týmů a lze ji, v současné době, považovat za nejperspektivnější metodu. Je použitelná jak pro případ, kdy existuje „dostatek dat“ pro příslušné povodí (např. řady ročních maxim v několika profilech dílčích povodí, čára poklesu průtoků, řada vodních hodnot sněhu apod.), která je možno použít pro kontrolu (constraining) simulací (pro velká vodní díla), tak i pro povodí bez pozorování. Metodu bude tedy možno uplatnit i pro kontrolu bezpečnosti malých vodních děl IV. kategorie a bude významným přínosem v oblasti povodňové ochrany a krizového řízení. O aktuálnosti řešení v této oblasti, svědčí i přijaté usnesení vlády č. 570/2014, které uložilo vodoprávním úřadům po poslední vyhodnocené povodni v červnu 2013 věnovat bezpečnosti vodních děl při povodních zvýšenou péči a prověřovat postupně i méně významná vodní díla IV. kategorie, kterých je v ČR přibližně 25 000.

Metoda kontinuální simulace včetně odhadu nejistot bude, po řádném otestování a vytvoření uživatelsky přívětivé verze softwaru, zpřístupněna pro operativní potřeby odborných subjektů pověřených Ministerstvem zemědělství prováděním technickobezpečnostního dohledu (dále jen TBD) nad vodními díly. Bude tak vytvořena také možnost výběru a zohlednění různých přístupů řešení včetně objektivnějšího odhadu nejistot výsledku.

1. BEZPEČNOST VODNÍCH DĚL PŘI POVODNÍCH A HYDROLOGICKÉ PODKLADY PRO POSUZOVÁNÍ

Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních je nedílnou součástí výkonu TBD nad vodními díly, kde je povinným obsahem „Souhrnných etapových zpráv o TBD“.

Prověřováním retenčních možností nádrží, kapacit bezpečnostních a výpustných zařízení a hodnocením rizika vyplývajícího z nebezpečí přelití hrází při povodni má TBD nad vodními díly v Čechách a na Moravě téměř 40 letou tradici. Zmiňme se především o vydání interních „Kritérií TBD pro posuzování rizika z přelití sypaných přehrad I. – IV. kategorie“, která byla výsledkem rozsáhlého úkolu „Provozně technického rozvoje č. 622“, který byl poctěn cenou akademika Prof. Ježdíka za rok 1985. Od roku 1987 se postupovalo již z pověření tehdejšího ústředního vodohospodářského orgánu (MLVH ČR) programově podle uvedených kritérií a schválené metodiky. V roce 1995 byly zahájeny práce na grantovém projektu Odboru

ochrany vod Ministerstva životního prostředí č. 5, téma D, později pokračovaly v rámci grantu PPŽP/510/7/96. Oba grantové projekty byly řešeny pod vedením společnosti VODNÍ DÍLA – TBD a řešení se účastnila další odborná pracoviště (ČVUT FSv, VUT v Brně, VÚV TGM, ČHMÚ, Hydroprojekt Praha, Aquatis a další), z expertů jmenujme zejména Prof. Ing. Dr. L. Votrubu, DrSc. a Prof. Ing. Dr. V. Brožu, DrSc. V roce 1999 byl na základě výsledků těchto projektů vydán Odborem ochrany vod MŽP ČR „Metodický pokyn k posuzování bezpečnosti přehrad za povodní“, kde již byla pro významná díla požadována doba opakování teoretické povodně N = 10 000 let. Tento metodický pokyn se stal základem pro všechny později vydané normy a vyhlášky s touto problematikou. V současné době jsou pro tuto problematiku platné:

- Vyhláška č. 590/2002 Sb. ve znění 367/2005 Sb., o technických požadavcích na vodní díla,
- Vyhláška č. 471/2001 Sb., o technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly,
- ČSN 75 2340, navrhování přehrad – hlavní parametry a vybavení (02/2004, 2013 novelizace)
- ČSN 75 2935, posuzování bezpečnosti VD při povodních, která vstoupila do účinnosti v 01/2014 a nahradila předchozí TNV 75 2935, která byla v platnosti od roku 2003.

Na základě vyhodnocení poslední povodně v červnu 2013, uložila vláda usnesením 570/2014 ústředním vodoprávním úřadům (MŽP a MZe) věnovat se bezpečnosti vodních děl při povodních se zvýšenou péčí a prověřovat postupně i méně významná vodní díla IV., nejnižší, ale nejpočetnější kategorie, kterou tvoří malé vodní nádrže a rybníky s převážně menší plochou povodí. V ČR je jich v současné době přibližně 25 000. Zároveň toto vládní usnesení uložilo Ministerstvu zemědělství povinnost do konce roku 2014 zavést evidenci posudků bezpečnosti při povodních VD I. II. III. kategorie a vybraných nejvýznamnějších vodních děl IV. kategorie, která jsou uvedena v příslušných seznamech na stránkách MZe. Zde je vhodné upozornit také na zjištění ze zprávy US Department of Interior (1999), že havárie malých hrází mají za následek mnohem větší počet ztrát na životech než havárie velkých přehrad.

To potvrzují i zkušenosti z povodní, které zasáhly v posledních 20 letech ČR, kdy došlo k desítkám havárií těchto menších vodních děl a to v rozhodující většině případů z důvodů nedostatečné kapacity bezpečnostního přelivu a přelití hráze.

Typické příklady dopadu poddimenzovaných bezpečnostních přelivů jsou na třech fotografiích z povodní v roce 2013. Na obrázku 1 je přelévání hráze Komárovského rybníka v celé délce, které mělo za následek její pozdější protržení na celou výšku. Kulminace teoretické povodně s dobou opakování 100 let měla před touto povodní hodnotu 21 $m^3.s^{-1}$, po povodni byla upravena na 41 $m^3.s^{-1}$.

Obrázek 1

Obrázek 2

Na obrázku 2 jsou patrny přelévání koruny hráze a povrchová eroze vzdušního svahu hráze rybníka Chotouchov, které měly za následek značné poškození, nikoliv však úplnou destrukci hráze.

Obrázek 3

Obrázek 3 dokumentuje progresivní rozvoj povrchové eroze hráze Mlékovického rybníka v důsledku přelévání koruny, která měla za následek její úplné protržení doprovázené vznikem tzv. zvláštní povodně (viz obrázek 4).

Obrázek 4

Základním podkladem pro posuzování bezpečnosti vodních děl jsou časové průběhy teoretických povodní s dobou opakování stanovenou podle významu vodního díla z hlediska možných škod při jeho hypotetické havárii.

U zmíněných méně významných vodních děl IV. kategorie, situovaných zpravidla na tocích s menší plochou povodí, nejsou až na výjimky k dispozici pozorované řady průtoků. K odvozování teoretických povodní se používá zpravidla statistický přístup založený na vyhodnocení charakteristik z vodoměrných stanic a jejich extrapolaci do nepozorovaných profilů na základě odvozených regionálních vztahů mezi hodnotou stoletého specifického odtoku q_{100} a fyzicko-geografickými charakteristikami povodí ve specializované extenzi ArcGIS.

V případě odvozování teoretických povodňových vln pro významná vodní díla je kromě statistického přístupu odvození podmíněné pravděpodobnosti překročení objemu povodně v současnosti převážně využíván deterministický výpočet hydrologického modelu HEC-HMS, do nějž vstupují teoretické návrhové hyetogramy odpovídající plošným hodnotám N-letých srážek pro dané povodí.

Výsledné údaje pro povodí bez pozorování jsou poskytovány zpravidla v nejnižší, IV. třídě spolehlivosti s orientační hodnotou střední kvadratické chyby 60 % pro kulminace Q_{20} až Q_{100}, pro kulminace povodní s delší dobou opakování (např. Q_{200}) nebo ostatní parametry povodňové vlny potřebné pro řešení retenčního účinku nádrže (časový průběh a objem povodně), příslušná ČSN 75 1400, Hydrologické údaje povrchových vod, hodnoty spolehlivosti neuvádí vůbec. Je však zřejmé, že v celém procesu odvození existuje několik zdrojů nejistot, které použitým přístupem, ať již statistickým, či deterministickým (srážkoodtokovým modelem), nejsou vyjádřeny ani kvantifikovány.

S nízkou spolehlivostí a možnou, byť neznámou mírou nepřesnosti odhadu parametrů těchto teoretických návrhových povodní se musí vypořádat projektant, u provozovaných vodních děl pak specialista TBD a to návrhem, resp. posouzením rezerv v kapacitě a retenci, případně návrhem nouzových opatření, které by tyto nejistoty měly pokrýt. Z výše uvedeného % odhadu střední chyby vyplývá, že odpovědný návrh by měl v současné době u vodních děl, která mají hydrologický podklad pro posouzení ve IV. třídě spolehlivosti zahrnovat uvedenou min. 60 % rezervu. To je samozřejmě v praxi obtížné a má to dopad i na ekonomiku návrhu, resp. realizaci nápravných opatření.

Uvedená ČSN 75 1400, Hydrologické údaje povrchových vod se tyto nejistoty snaží snížit, a proto doporučuje odvozovat podklady pro výpočet tzv. kontrolní povodňové vlny - KPV) variantními metodami a v nich pod bodem c) doporučuje deterministický přístup pomocí jednotkového hydrogramu nebo frekvenční verze TOPMODELu (viz čl. 7.2 této normy).

Frekvenční verze TOPMODELu je v normě chápána jako obecný název pro druhou z použitelných metod odvozování extrémních povodní s velmi dlouhou dobou opakování pomocí kontinuální simulace srážkoodtokovým modelem s využitím metod Monte Carlo.

Tento způsob odvozování však ČHMÚ v praxi prozatím neprovádí.

Řada evropských pracovišť v současné době kontinuální simulaci rozvíjí a využívá v praxi (např. Švédsko, Velká Británie, Francie, Norsko, Slovensko, Flandry, Řecko).

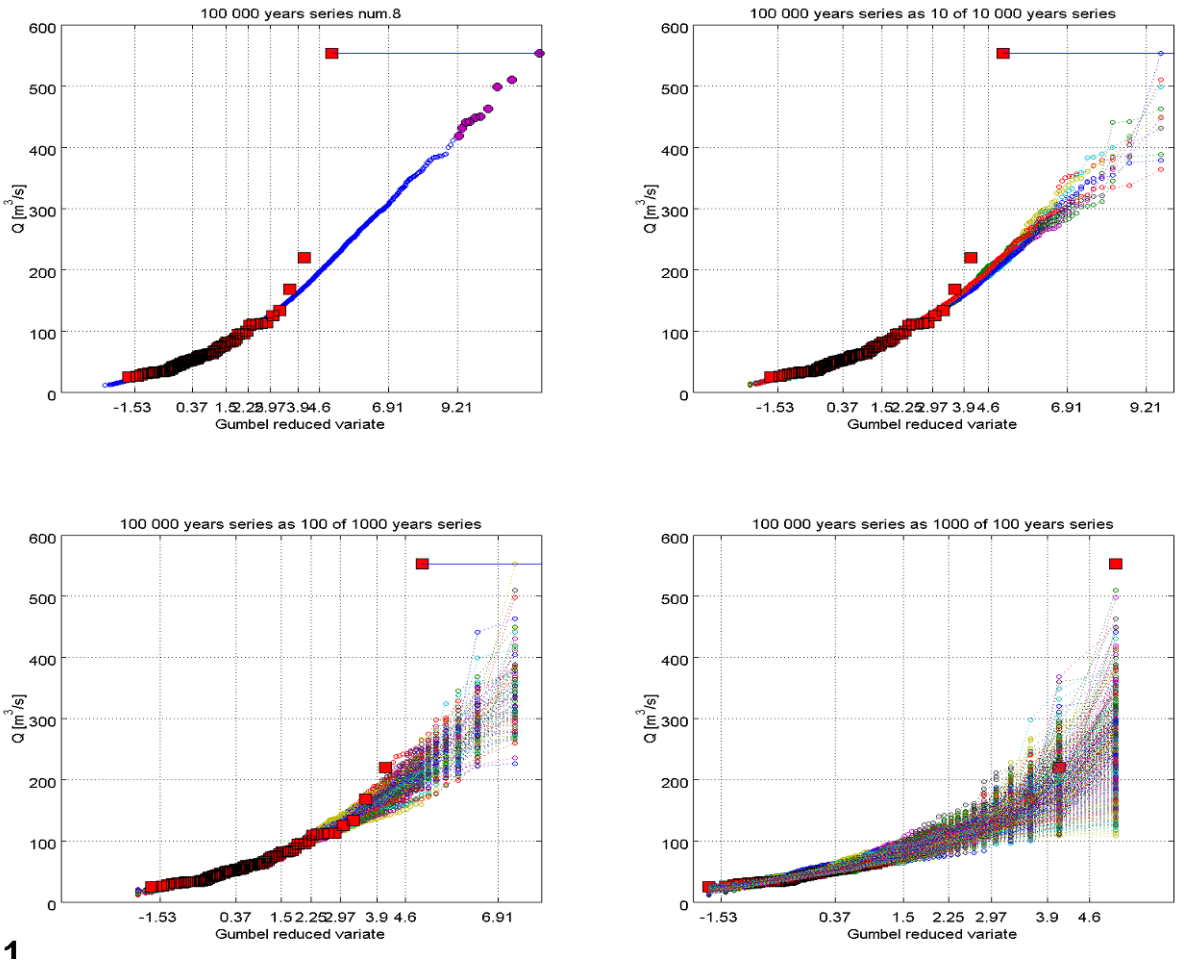
2. HYDROLOGICKÁ ÚSKALÍ ODVOZENÍ HYDROGRAMŮ O DLOUHÉ DOBĚ OPAKOVÁNÍ

Na rozvoji a využívání TOPMODELu v praxi dlouhodobě spolupracuje VÚV TGM s ČHMÚ, a. s. VODNÍ DÍLA – TBD a Universitou v Lancasteru. Problémem je vysoká variabilita pozorovaných srážkoodtokových epizod o nízké pravděpodobnosti výskytu a nejistoty poznání procesů tvorby odtoku (tedy NELZE zde pracovat s běžnou Gaussovskou teorií chyb).

Pro odhad nejistot pracujeme s Bevenovou metodou GLUE (např. Beven, 1993; generalizovaná pravděpodobnost odhadu nejistot). Monte Carlo zde spočívá v modelování mnoha realizací dlouhých hydrologických řad, jejichž parametry jsou náhodně vzorkovány z fyzikálně „rozumných“ rozmezí. Realizace, které nejsou konsistentní s pozorováním, včetně vnitřních proměnných (pozorované řady z dílčích povodí, dynamika nasycených ploch apod.) jsou z dalšího zpracování vyloučeny. V případě neexistence pozorovaných dat použijeme místo toho standardní data zpracovaná ČHMÚ statistickou metodou (příkladem je studie Josefova Dolu, kde jsme předpokládali, že jde o povodí bez pozorování a měřená data použili pro srovnání, viz Blazkova a Beven, 2002).

Při stochastických simulacích (např. frekvenční TOPMODELu) záleží i na určité realizaci vstupních dat (ve výpočtu to znamená na počátku náhodných čísel).

Statistické vyjádření zde používáme k vizualizaci jednotlivých realizací a pozorovaných hodnot. Ve většině případů neleží jedna nebo dvě největší hodnoty řady na „správné“ empirické hodnotě pravděpodobnosti (plotting position, jako např. Čegodajevův vzorec). Můžeme je raději znázornit vodorovnou čarou jako v obr. 5, který vznikl rozdělením 100 tisícileté řady na 10 desetitisíciletých, 100 tisíciletých a 1000 stoletých. 100-letá řada, která obsahuje největší kulminaci dosaženou ve 100-tisícileté řadě, je zvýrazněna v pravé dolní části obrázku a zakreslena do ostatních částí. Tato kulminace leží na „správné“ hodnotě pravděpodobnosti v pravé horní části. Obrázek ukazuje, jaké chyby se můžeme dopustit, když použijeme pro statistické rozdělení pozorovanou řadu, která obsahuje velmi málo pravděpodobnou kulminaci.



1

Obrázek 5

V Evropě se používají dva hlavní přístupy: (1) vytvoření náhodných kombinací z nebezpečných epizod deště nebo deště při tání sněhu a nasyceností povodí vypočtených modelem (např. Bergstrom, Švédsko) a (2) procedury používající propojené modely počasí (srážek a teploty) a srážkoodtokových modelů. V TOPMODELu se používají 3 parametry (u kterých, na rozdíl od Walesu, v našich podmínkách v hodinovém kroku můžeme předpokládat nezávislost): průměrná intensita a průměrné trvání epizody a průměrná doba mezi epizodami. V současné době ve spolupráci s ÚFA při odvození parametrů využíváme radarovou informaci. Teplotní řady generujeme z denních dat s využitím Fourierovy transformace.

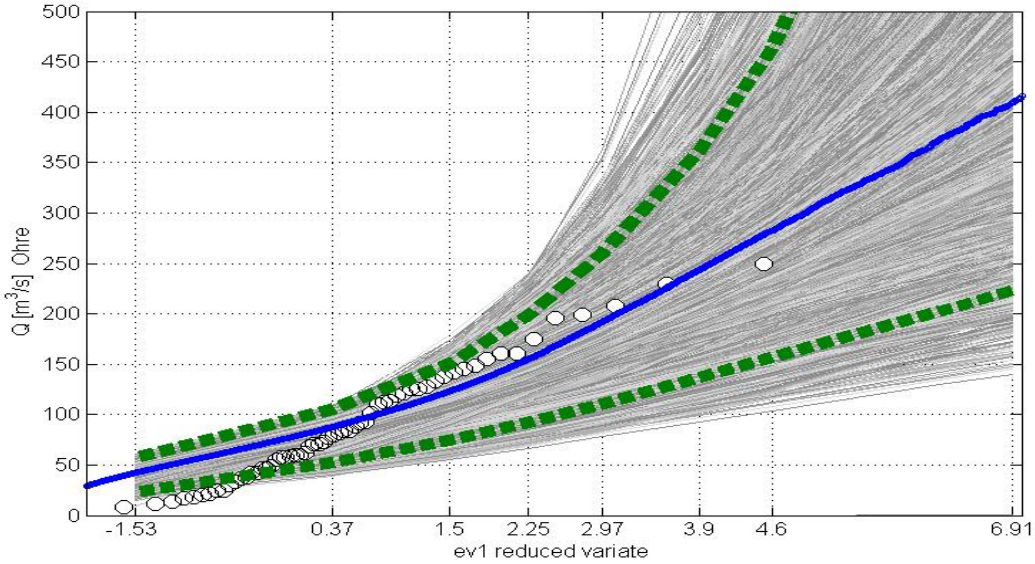
Simulace průtoků TOPMODELem o stejné délce jako měřená řada (krátké simulace) srovnáváme s měřenými hodnotami průtoků: pro povodně v kvantilech 1, 2, 5 a 10 let, u čáry trvání průtoků např. u Skalky jsme použili 9 kvantilů, u sněhu jsme porovnávali průměrnou roční maximální vodní hodnotu sněhu (v jednom až třech výškových pásmech jednotlivých dílčích povodí) a dále procento zimních povodní. U větších povodí (Želivka, Skalka) jsme počítali s přesunem srážky přes povodí (s využitím náhodných čísel a větších pravděpodobností příchodu epizody ze západu nebo jihozápadu). Nejsou-li měřená data, srovnáváme se standardním odhadem ČHMÚ.

U Skalky bylo krátkých simulací 610 000. Využili jsme zde Bevenovu teorii o přijatelnosti simulací (2006), která spočívá ve srovnání s chybou měření (u průtoků s chybou měření konsumpční křivky získanou z fuzzy regrese). Z 610 000 simulací jenom 39 splňovalo všechna kritéria ve všech 5 dílčích povodích (tj. dohromady 57 kritérií, přičemž jsme hodnotili zvlášť odchylku nahoru a dolů, čili 114). Z 39 úspěšných sad parametrů, jen 19 se od sebe navzájem významně lišilo. Abychom dostali meze nejistoty, rozšířili jsme meze u všech kritérií postupem obdobným při Pareto optimalizaci a vypočetli jsme s 4192 nejlepšími sadami parametrů simulace o délce 10 tisíc let v hodinovém kroku (na paralelním systému VÚV TGM, složeném z asi 30 většinou dvouprocesorových PC). 1- a 3-denní srážky, které způsobily 10-ti tisíciletou povodeň, jsme srovnávali s pravděpodobnými maximálními srážkami odhadnutými ÚFA a v případě výrazných odchylek jsme simulace vyloučili. Zbylo tedy 4173 dlouhých simulací, z nichž je možno odhadnout nejistotu na kvantilu 1000 let. (obr. 6, na ose x 6.91).

Protože však potřebujeme odhad na kvantilu 10 tisíc let, vypočetli jsme s 19 sadami parametrů, jejichž simulace splnily všechna kritéria, řady o délce 100 tisíc let v hodinovém kroku. Z nich jsme vybrali 4 hydrogramy pro posouzení (číslované v obr. 7).

V povodí Skalky je asi 70% povodní z tání sněhu, popř. z tání s deštěm. V simulovaných řadách jsme však nenalezli zimní povodeň, která by byla blízko 10-tisícileté době opakování. Našli jsme 2 zimní kulminace dosahující hodnoty okolo 300 $m^3.s^{-1}$ a jednu 400 $m^3.s^{-1}$. Měřená největší zimní vlna dosáhla kulminačního průtoku 250 $m^3.s^{-1}$.

Srážkové úhrny nedosahovaly u kvantilu 10 tisíc let (9.21) hodnot blízkých PMP. To je také důvodem, proč jsme doporučili i posouzení vln 2 a 3, i když mají pravděpodobnost nižší než 0.0001.

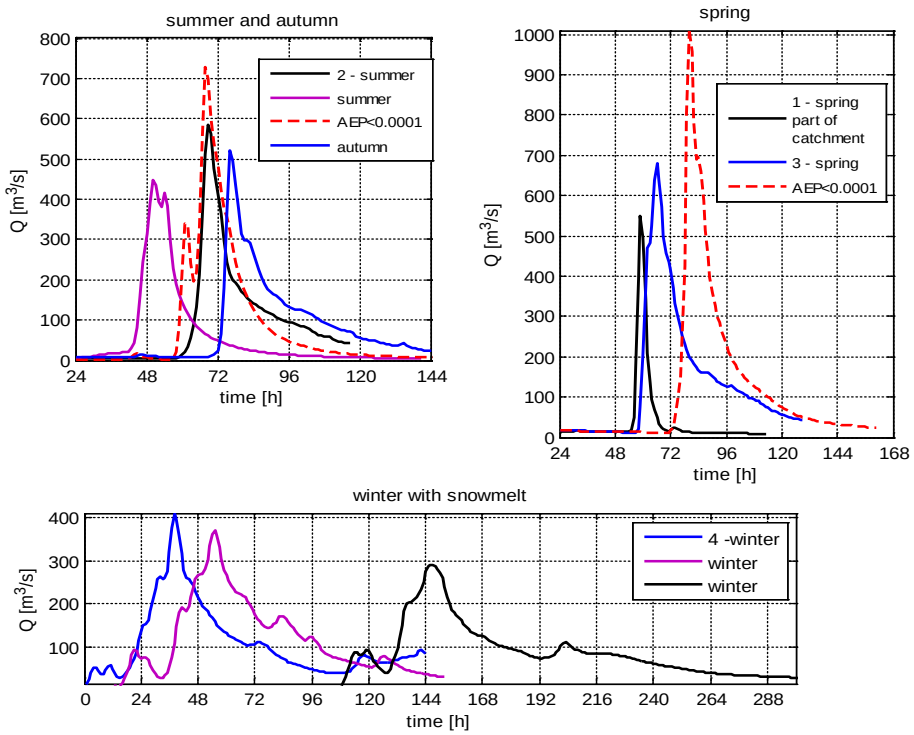


Obrázek 6

Těmito postupy je možno studovat i dopady klimatické změny.

Zdůrazněme na tomto místě důležitost použití různých hydrologických metod pro stanovení kulminací s velmi nízkou pravděpodobností a výběr různých potenciálně nebezpečných hydrogramů. Velký rozdíl ve výsledcích různých metod vede k důslednější kontrole dat a přehodnocení předpokladů, na nichž jsou modely pro příslušné povodí založeny.

Kromě potřeby poskytnutí co nejlepšího podkladu pro zodpovědné rozhodování projektanta nebo pracovníka TBD se jedná i o záležitost metodickou na poli základního výzkumu v hydrologii. Pro oba tyto cíle máme dnes k disposici mnohem lepší prostředky, jak měření v terénu, tak zejména výpočetní techniky.



Obrázek 7

3. ZÁVĚRY

Autoři tohoto příspěvku navrhují Ministerstvu vnitra ČR v rámci bezpečnostního výzkumu projekt „Předcházení krizím přesnějším stanovením kontrolní povodně pro ověření bezpečnosti nízkých hrází malých vodních nádrží IV. kategorie“. Cílem projektu je úprava metody frekvenční verze TOPMODELu, aplikace v našich podmínkách s využitím dosavadních zkušeností ze zahraničí a vývoj softwaru pro operativní potřeby ČHMÚ a odborných subjektů pověřených Ministerstvem zemědělství výkonem TBD nad vodními díly. Záměr je v souladu s příslušnou ČSN 75 2935 pro posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních, metoda by měla poskytovat posuzovateli možnost zohlednění různých přístupů tvorby tohoto základního podkladu pro posouzení, včetně objektivnějšího odhadu nejistot výsledku pro návrh potřebných rezerv v kapacitě a retenci nádrže a nouzových opatření. Odhad nejistot se provádí použitím metod Monte Carlo; v případě neexistence pozorované řady průtoků metoda využívá jako kritéria pro výběr akceptovatelných simulací standardní údaje ČHMÚ odvozené na základě regionálních regresních vztahů mezi statistickými charakteristikami maximálních průtoků a fyzicko-geografickými charakteristikami povodí.

Zvýší se tak efektivnost a operativnost posuzovaní bezpečnosti vodních děl IV. kategorie, návrhů nápravných opatření a na straně druhé se tím sníží nebezpečí přelití, protržení hráze a vzniku tzv. povodně zvláštní. U méně významných vodních děl je hráz až na ojedinělé výjimky sypaná a tento typ hráze při přelití zpravidla není odolný povrchové erozi (viz obr 1 až 4). Uživatelsky přívětivý program by se stal základem i pro posuzování VD vyšších kategorií, k tomu je však třeba vytvořit knihovnu podprogramů pro dílčí procesy, protože každé povodí je unikátní. TOPMODEL zde představuje teoretický rámec, v němž zkoumáme relevantní procesy. Nejde tedy o software komerčního typu.

Spolupráce subjektů, které se, v případě přijetí projektu, budou podílet na jeho řešení (Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v. v. i., VODNÍ DÍLA - TBD a. s., ČHMÚ a Ústav fyziky atmosféry AV ČR(ÚFA)), které mají teoretické i praktické zkušenosti s uvedenou problematikou a spolupracují se zahraničními subjekty, jež se touto variantou odvozování parametrů teoretických povodní zabývají, je zárukou úspěšného naplnění cílů projektu.

Autor1: Ing. Šárka Blažková, DrSc.

Pracoviště: Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v. v. i., Podbabská 30, 160 00 Praha 6

Kontakt: sarka_blazkova@vuv.cz

Autor2: Ing. Miloš Sedláček

Pracoviště: VODNÍ DÍLA – TBD a. s., Hybernská 1617/40, 110 00 Praha 1

Kontakt: sedlacek@vdtbd.cz

Autor3: RNDr. Jan Daňhelka, Ph.D.

Pracoviště: Český hydrometeorologický ústav, Na Šabatce 17, 143 06 Praha 4 - Komořany

Kontakt: danhelka@chmi.cz

JAKÉ NÁDRŽE A PŘEHRADY BUDEME STAVĚT V BUDOUCNU

Vojtěch Broža
Katedra hydrotechniky, Stavební fakulta ČVUT v Praze

ABSTRAKT: Historické poučení i zkušenost z nedávného výskytu extrémních hydrologických jevů prokázaly nezbytnost nádrží s kombinovanou zásobní i ochrannou funkcí u nás. Naproti tomu Evropská směrnice o vodě a pokyny s ní spojené nádrže hodnotí jako silně ovlivněné vodní útvary, které je v zájmu ekologického potenciálu vodních toků třeba potlačovat. Tento rozpor objektivně existuje. Proto je nutno na jedné straně soustavně hledat řešení, která by omezila negativní environmentální účinky nádrží a na straně druhé akceptovat potřeby společnosti ve vztahu k využívání omezeného vodního bohatství u nás.

1. ÚVOD

Přehrady budujeme proto, abychom vytvářeli nádrže v zájmu hospodaření s vodou pro různé potřeby člověka. Z vodohospodářského hlediska jsou zásadní nádrže. Ty mimo jiné funkce umožňují účinně omezovat škody a ztráty působené výskytem extrémních hydrologických jevů, povodní a hlavně sucha. Naproti tomu v rámci EU je pohled na nádrže podstatně skeptičtější. V duchu Rámcové směrnice o vodě byla většina našich nádrží zařazena mezi silně ovlivněné vodní útvary (angl. HMWB) a podle vyhlášené implementační strategie (CIS) jsou státy nuceny zabývat se mj. otázkou, zda a jak by bylo možno jejich efekt nahradit, a pokud to nejde, tak jak zajistit zvětšení jejich ekologického potenciálu. Z podrobnější specifikace ekologických prohřešků nádrží v CIS snadno vyvodíme, že samotná funkce i hlavní užitky hospodaření s vodou v nádržích jsou v rozporu s požadavky ekologů. Tu stačí připomenout kolísání hladin nádrží nebo omezení rozkolísanosti průtoků vodních toků. Představa nádrží jako objektů vytvořených přehrazením údolí vodního toku je obvyklá, nádrže však mohou být v přírodním prostředí vytvářeny i jinými způsoby. Zatím zůstaňme u nádrží údolního typu.

Jiné dokumenty, přicházející z EK, vztahující se k vodě, tvrdí, že uplatnění strategie tzv. zelené infrastruktury v krajině zabrání suchu a povodním. Pod pojmem zelené infrastruktury ovšem nejsou zahrnuty vodní nádrže – ani ty malé. Takové tvrzení samozřejmě neobstojí ani jako politická deklarace, o prokazatelnosti reálnosti deklarovaných přínosů nemluvě. Naše zkušenosti z období povodní (1996 – 2013) i z aktuálního období extrémního sucha prokazují významný přínos vybudovaných nádrží i potřebu tento efekt dále zvětšovat. Rovněž závěry různých hydrologických studií vyúsťují v potřebu kompenzovat výstavbou vodních nádrží narůstající riziko dopadu změny klimatu na odtokové poměry. Tu jde převážně o celospolečenské potřeby z hlediska využívání vodního bohatství našeho státu – hlavně ve vztahu k potenciálním škodám v obdobích extrémního sucha.

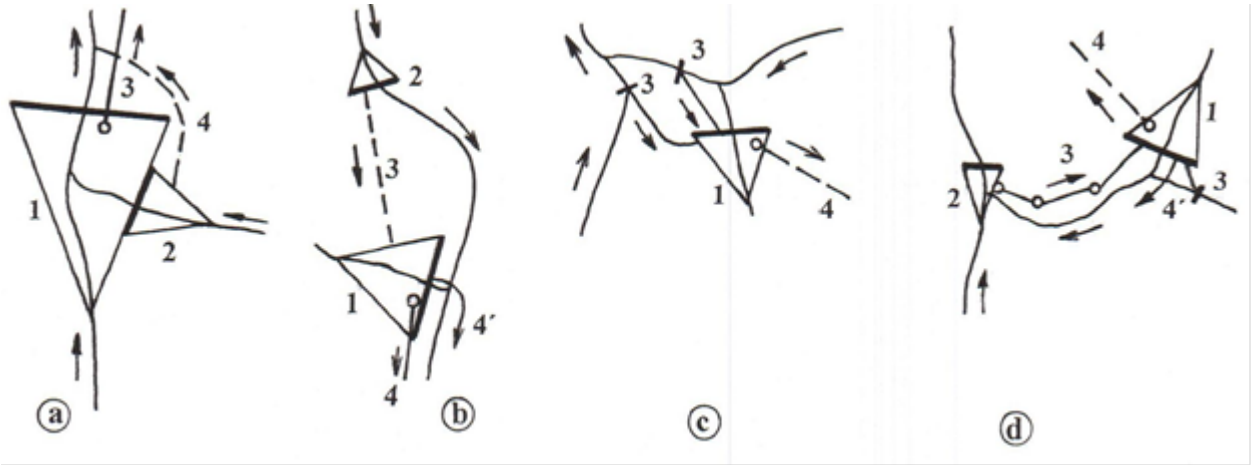
Reálně tedy existuje principiálně rozdílný způsob hodnocení vodních nádrží, Z hlediska vodohospodářského jde o mimořádně významný přínos, z něhož těžíme díky aktivitám našich předchůdců, z pohledu ekologů jsou dnes v kategorii trpěných „hříchů“ minulosti. Přitom díky nim má zhruba polovina obyvatel ČR spolehlivě zajištěno zásobování vodou pro vlastní potřeby i celospolečenské požadavky na vodu. Přesto jsou dnes snahy o budování dalších nádrží kritizovány a různými způsoby napadány popř. znemožňovány.

Strategie do budoucna je jasná – pokračovat v přípravě a výstavbě víceúčelových nádrží, v souladu s konáním našich předchůdců. Pokud jde o taktiku, je to složitější, protože se

postupně celospolečensky vytvořily velmi závažné překážky pro realizaci projektů ve veřejném zájmu – nejen vodohospodářských. Zejména závažné je jednání představitelů obcí, kteří často odmítají záměry ve veřejném zájmu (nové komunikace, nádrže atd.) s argumentací, že by narušovaly budoucí rozvoj a prosperitu celé oblasti. Nemůžeme podceňovat dokumenty o vodě, vydané v rámci EU. Na konkrétním příkladu dosud jediného „živého“ projektu VD Nové Heřminovy je možno se přesvědčit, jak obtížné i nákladné je technické řešení „ekologicky pozitivních“ úprav, přičemž na cestě k realizaci díla takové úpravy projektu zřejmě nepomohly. Od poslední mimořádné povodně na horní Opavě uběhlo již 19 let. Přesto je nutno se trvale zabývat reálnými řešeními ve prospěch ekologického potenciálu nově budovaných nádrží – i když zřejmě stále budou v kategorii silně ovlivněných vodních útvarů. Významným prostředkem, jak omezit ovlivnění zejména významných vodních toků je koncepce vytváření akumulačních popř. retenčních prostorů mimo jejich údolí. V nedávné minulosti se taková možnost využila jen ojediněle, např. na VD Rozkoš, ve studiích zůstaly některé další zajímavé návrhy.

Na obr. 1 jsou schematicky znázorněny v minulosti uvažované dispozice nádrží ve vztahu k hlavním vodním tokům. Tu je možno připomenout též některé hydroenergetické soustavy v horských oblastech, kde do jediné akumulační nádrže jsou přivaděči o celkové délce desítky km svedeny průtoky okolních vodních toků (i s využitím přečerpávání). Je třeba mít na zřeteli, že relativně obsáhlý „inventář“ lokalit pro potenciální výstavbu nádrží, uvedený v poslední verzi SVP, nemusí zahrnovat všechny vhodné lokality s bočními nebo postranními nádržemi.

V současné době se vodohospodáři setkávají s požadavkem orgánů ochrany přírody vyloučit trvalé nadržení vody, hlavně v případech, kdy hlavní funkcí nádrže má být zmírnění povodňových škod. Tento požadavek z hlediska údolní nádrže znamená významnou degradaci ve vztahu k vodohospodářskému využití. U bočních popř. i postranních nádrží by tento problém odpadl.



Obrázek l: Schematické situace nestandardního dispozičního řešení nádrží

a) „Dvojitá“ nádrž, jejíž návrh vyplynul z existence intenzivního zemědělského využití povodí přítoku, tj. ze snahy ochránit vodárenskou nádrž obvedením vody o nevyhovující jakosti (1 – vodárenská nádrž, 2 – nádrž na přítoku, jejíž hráz odděluje z hlavní nádrže jistý akumulační prostor, 3 – odběr vody pro vodárenské využití, 4 – výpust zajišťující průtokové poměry

vodního toku pod přehradou a odvedení vody mimo vodárenskou nádrž)

b) Významná nádrž pro řízení odtoku z horního povodí vodního toku, v uspořádání postranní nádrže (1 – postranní nádrž na malém vodním toku, 2 - vybudovaná nádrž na hlavním toku, 3 – převod vody do povodí postranní nádrže, 4 – odběry vody z nádrže)

c) Akumulační nádrž pro zachycení vody z přilehlého povodí s využitím přečerpávání, ve funkci postranní nádrže (1 – postranní nádrž, 3 – přívody vody s využitím přečerpávání, 4 – odběr vody)

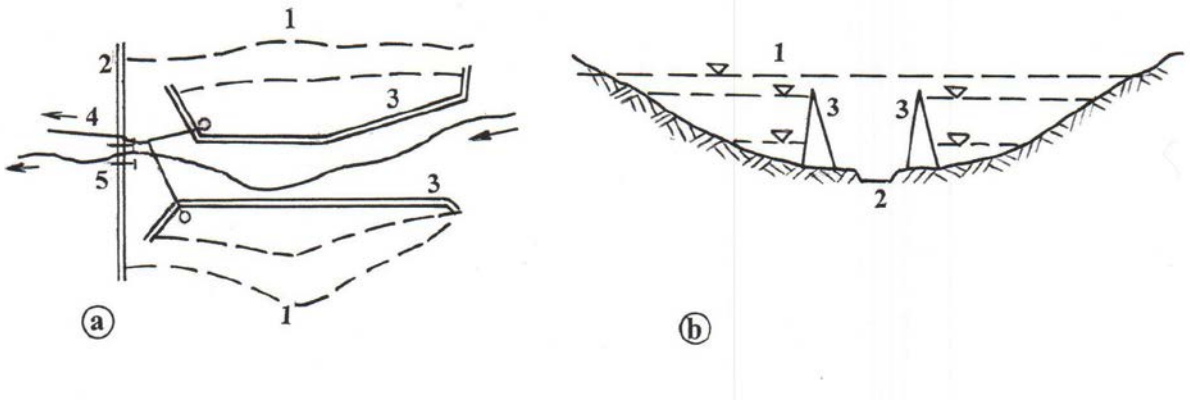
d) Akumulační nádrž mimo významné vodní toky s přívodem přečerpáváním z nich (1 – postranní nádrž, 2 – dříve vybudovaná nádrž, 3 – přívody vody přečerpáváním, 4 – odběry vody)

Boční popř. postranní nádrže většinou budou nákladnější a provozně náročnější, jejich použití však je technicky reálné i v relativně plochých územích (z kvantitativního hlediska, problematická může být jakost vody). Je však možno omezit dopad realizace nádrže na původní průtokový i splaveninový režim, přínos látek rozvíjejících eutrofizaci, riziko příp. čistotářských havárií v povodí na nádrž atd.

Pokud bychom zůstali v údolí vodního toku, přichází snad v úvahu velmi nestandardní řešení v zájmu zajištění vodohospodářských funkcí, tj. vytvořit v zátopě pomocí bočních hrází akumulační (zásobní) prostory, které by při výskytu extrémní povodně byly popř. zaplaveny. (obr. 2). Pro takové řešení je možno najít i věcný argument. Při velikosti zásobního objemu kolem 5 % celoročního průměrného objemu odtoku lze zajistit podstatné zvýšení odtoku z nádrže v suchém období (ve srovnání s původním stavem), k podstatnému retenčnímu účinku je však nezbytný ochranný objem možná až řádově větší (hlavně v malých povodích). Kontinuita prostředí vlastního vodního toku by ale zůstala zachována. Paradoxní na řešení by bylo, že v zájmu ověření bezpečnosti vzdouvací stavby je třeba splnit požadavek počátečního naplnění nádrže popř. kontrolního naplnění pro ověření technického stavu. Pak je na výpustném objektu nutná instalace ovladatelného uzávěru.

Zřejmě by šlo o náročné dílo; stačí si však připomenout více než 110 let staré VD Kamenička s objekty pro převádění vody mimo nádrž v případech, kdy se jakost přitékající vody nelíbila (jak to tehdy ověřovali?) a máme před sebou inspiraci pro tvůrčí přístupy. Reálnost řízeného obvedení vodního toku po obvodu nádrže umělým korytem ostatně prokazují projektové studie VD Nové Heřminovy.

Uvažovalo se i o možnostech „spolupráce“ nádrží se sněhovými zásobami v povodích. Operativní přizpůsobování míry naplnění nádrží zjištěné zásobě vody ve sněhu je vcelku běžnou záležitostí, z hlediska návrhového režimu nádrží však nepravidelný časový průběh průtoku našich vodních toků znemožňuje funkci nádrže, která by po jistou dobu v roce byla prázdná a v zájmu potřeb vody např. v letním období se předtím spolehlivě naplnila. Z hlediska vodohospodářského to není reálné (stačí i zběžný rozbor průtokových řad, v nichž je možno najít nástup suchého období např. již od zimy), je otázka, zda by to popř. přispělo ekologickému potenciálu vodních toků.



Obrázek 2: Nádrž s retenční a akumulační funkce splňující požadavek fungovat bez stálého nadržení

a) Schematická situace

1 – vodorys maximální hladiny, 2 – přehrada. 3 – hráze vnitřních akumulačních nádrží, 4 – odběr vody, 5 – výpust s trvale otevřeným uzávěrem (v běžném provozu)

b) Schematický příčný řez nádrží nad přehradou

l - maximální retenční hladina, 2 – koryto vodního toku (bez trvalého vzdutí hladiny), 3 – hráze vnitřních akumulačních nádrží

Při naléhavé potřebě zachycovat vodu pro využití v období sucha mohou být východiskem i nádrže umělé (převážně hloubené), hlavně v lokálním měřítku a pro specifické účely, v krajním případě i nádrže podzemní.

Jisté možnosti mohou být ve zvýšení vodohospodářského účinku již vybudovaných vodních děl. Možná, že by bylo užitečné prověřit některé malé vodní nádrže, které převzaly s. p. Povodí, mj. i z hlediska možností případného zvětšení prostoru nádrže (zvýšení přehrady), posílení hydrologického potenciálu převodem vody atd.

Z hlediska nadregionálního popř. i nad rámec našeho státního prostoru nás riziko výskytu negativních dopadů extrémních hydrologických jevů zřejmě donutí vrátit se k praxi postupné výstavby vodohospodářsky významných víceúčelových vodních děl v údolích vodních toků – zřejmě v omezeném počtu. I tak bude prosazení jejich realizace velmi obtížné - pomoci by snad mohl výskyt dlouhodobého sucha spojený s poklesem kapacit podzemních zdrojů vody a vážnými obtížemi v zásobování vodou v širším měřítku a po delší období.

Zásadní ovšem je, že jedině vodní nádrže mají schopnost uspokojit nároky na vodu pro různé potřeby i po několika měsících trvajícího suchého období.

V oblasti projektování a výstavby přehrad je nadále nutno trvale respektovat zvýšené požadavky na bezpečnost vzdouvacích staveb, které jsou zatím spojovány hlavně se zásadním omezením celkového porušení hrází při výskytu extrémních povodní. Navíc tu přistupuje další hledisko, vyplývající z environmentální sféry. Na některých vodních dílech se setkáváme s výskytem chráněných živočišných druhů. Pokud se jedná o poškození hrází bobry popř. dalšími druhy, jde tu vždy o riziko jejich narušení vedoucí ve spojení s povodní až ke katastrofě. Za tu vždy bude zodpovídat správce vodního díla, s ohledem na chráněné druhy však operativní zásah není přípustný (bez příslušného správního řízení). Tento problém se týká sypaných hrází vzdouvajících vodu i třeba dočasně. Východisko je třeba hledat v použití násypů, které jsou podstatně odolnější proti erozivním účinkům vody při přelití nebo při vzniku cest soustředěného průsaku v hrázi. Technologie rozvinuté v posledních zhruba třiceti letech, např. tvrdý násyp v různých modifikacích (s využitím cementu s pucolány),

obnovení zkušeností s příznivým účinkem příměsi vápna v zemině v zájmu její erozní odolnosti popř. racionální opevnění svahů a koruny hrází jistě umožní vyhovět oběma uvedeným hlediskům bezpečnosti při zachování dosavadní převažující orientace na sypané hráze.

2. ZÁVĚR

Jaká by měla být „implementační strategie“ pro prosazení vodohospodářských potřeb z hlediska omezení negativních dopadů hydrologických extrémů pro společnost? Jedině nádrže o objemech podložených příslušnými bilančními propočty jsou schopny zajistit nároky na vodu v období dlouhodobého sucha. Proto je nezbytné prosazovat jejich realizaci v celostátním, regionálním i lokálním měřítku. Nové projekty musí respektovat environmentální požadavky, s minimalizací dopadů na ekologický potenciál vodních toků.

Významným hlediskem je víceúčelové využití nádrží, i nadále s preferencí přínosu pro období sucha. Nově budované nádrže by měly důsledně hospodařit s vodou podle projektových záměrů, doplňkové využití pro jiné účely by v žádném případě nemělo narušovat jejich hlavní funkce. V rámci nových projektů je nutno řešit interakci nádrží a území vytvářejícího jejich povodí. Pokud se na nádržích setkáváme s eutrofizací popř. jinými negativními jevy ve vztahu k jakosti nadržené vody, nepůsobí je existence nádrže jako objektu, ale přísun látek od různých producentů v jejím povodí. Proto je absurdní, že se takové jevy přisuzují nádržím. Nové nádrže budované ve veřejném zájmu je nutno provozovat při vysoce kvalifikované vodohospodářské obsluze. Vodní díla na tocích je nutno trvale prověřovat z hlediska funkčnosti (dobrého technického stavu) a bezpečnosti v prostředí.

Po extrémním suchu v roce 1947 a s využitím rozvoje velkých vodních staveb komunismu v bývalém Sovětském Svazu (jinde v Evropě rovněž probíhala zlatá éra budování přehrad, ale o tom se u nás moc nemluvilo) po druhé světové válce se našim předchůdcům podařilo přesvědčit politickou a vládní sféru o nezbytnosti výstavby vodních děl, a hlavně je intenzivně budovat, což nesporně přináší užitek i pro dnešní společnost, jak jsme měli možnost ověření při opakovaném výskytu extrémních hydrologických jevů. Stejně tak ochránci přírody a ekologové zejména po roce 1990 dokázali jejich výstavbu zastavit, snad převážně v přesvědčení o preferenci ochrany přírody. Co to ale přinese lidem, třeba v blízké či vzdálenější budoucnosti? Je to složité. Období sucha může trvat měsíce, v extrémním případě i dva až tři roky, zájem medií i nezúčastněné veřejnosti pak rychle upadá. Doba realizace vodního díla od přípravných fází po ověřovací provoz však běžně může přesáhnout desítku let.

LITERATURA

[1] BROŽA, V., SATRAPA, L. Schopnost hydrotechniky čelit dopadům hydrologických extrémů včetně důsledků změny klimatu. Inženýrská komora 2015. ČKAIT 2016

[2] KOSOUR, Dušan et al., ed. Vodní nádrže 2015: 6.–7. října 2015, Brno, Česká republika. Brno: Povodí Moravy, s.p., 2015. s. 36-38.

Autor: prof. Ing. Vojtěch Broža, DrSc.

Pracoviště: katedra hydrotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Thákurova 7, Praha 6

Kontakt: vojtech.broza@fsv.cvut.cz

PROVOZ VODNÍCH DĚL PŘI SUCHU V ROCE 2015 A JEJICH VLIV NA HYDROLOGICKÝ REŽIM TOKŮ

Karel Březina, Tomáš Kendík

Povodí Vltavy, state enterprise, Prague, Czech Republic

ABSTRAKT: V roce 2015 postihlo povodí Vltavy (a celou ČR) velké sucho. Tento extrém se na dodávkách povrchové vody pro úpravu na pitnou a na zajištění povolených odběrů na povodí Vltavy prakticky neprojevil, a to zejména díky vybudovaným akumulačním nádržím. Ty měly rovněž zásadní vliv na udržení hydrologického režimu na tocích pod vodními díly. Kvantifikace vlivu akumulačních nádrží je dobrým podpůrným argumentem pro budování dalších vodních děl s akumulačními účinky především v lokalitách s napjatou vodní bilancí.

1. AKUMULAČNÍ NÁDRŽE V MÁLOVODNÝCH OBDOBÍCH

Povrchovými vodami jsou vody přirozeně se vyskytující na zemském povrchu. [1] Vodní toky jsou povrchové vody tekoucí vlastním spádem v korytě. Vzhledem ke značné variabilitě odtokového procesu a rovněž s ohledem na obtížnou předvídatelnost vývoje tohoto procesu je žádoucí provádět opatření na stabilizaci průtoku, jeho zrovnoměrnění, nebo alespoň zmírnění extrémních výkyvů. Nejúčinnějším opatřením na vodních tocích jsou víceúčelové nádrže. Ty jsou svým provozním režimem zpravidla určeny k soustavnému ovlivňování jak přebytku vody v krajině, tak i nedostatku. Při přebytku vody je vysoký přítok transformován ve vyčleněném volném prostoru na nižší, avšak déle trvající odtok. Při nedostatku vody představují zásobní prostory nádrží rezervoáry, připravené uskladněnou vodu poskytnout na zajištění požadovaných odběrů vody a nadlepšení odtoku.

1.1 VÍCEÚČELOVÉ NÁDRŽE

Nádrží a vodohospodářských soustav s více účely je na tocích s právem hospodařit pro státní podnik Povodí Vltavy většina. Je tomu tak i v celé naší zemi, neboť hustota osídlení, stupeň industrializace a míra využití krajiny je vzhledem k rozloze (naší země) taková, že není hospodárné vyčlenit území pro provoz údolní nádrže a takto zabrané území pak podřídit plnění účelu pouze jediného.

V manipulačních řádech vodních děl s vymezeným zásobním prostorem jsou uvedeny tyto účely: akumulace vody pro zabezpečení odběru vody k úpravě na pitnou, nebo k jinému účelu (průmysl, závlahy, chlazení tepelných elektráren), akumulace vody pro zabezpečení minimálního zůstatkového průtoku pod vodním dílem, akumulace vody pro nadlepšení v určeném intervenčním profilu níže na toku, snížení povodňových průtoků, výroba elektrické energie v průtočné vodní elektrárně, výroba elektrické energie ve špičkové vodní elektrárně, nadlepšení průtoku pod vodním dílem při havarijním znečištění vody, zajištění plavebních podmínek v nádrži (minimální plavební hloubky), nadlepšení průtoků pod vodním dílem při konání sportovních akcí, pro zlepšení plavebních podmínek na toku pod vodním dílem, pro omezení nežádoucích ledových jevů, účelem je rovněž zachycení splavenin a dále sem patří i neřízená rekreace, sportovní rybolov a sportovní plavba.

Avšak hlavním účelem všech vodních děl s vymezeným zásobním prostorem je v málovodném období akumulovanou vodu poskytnout, ať už pro odběr, nebo jako zajištěný minimální průtok pod vodním dílem.

1.2 VODÁRENSKÉ NÁDRŽE

Z hlediska účelu není žádná nádrž ve správě státního podniku Povodí Vltavy jednoúčelová, takže i vodárenské nádrže se provozují kvůli plnění více účelů. Vodárenské nádrže se tak nazývají proto, že akumulace vody pro úpravu na pitnou je jejich hlavním účelem a tomu je podřízen nejen provoz nádrže samotné, ale i celého povodí nádrže, neboť jsou zde zřízena ochranná pásma. S ohledem na nezbytné zajištění dostatku vody jsou jejich parametry určeny tak, aby byl požadovaný odběr zaručen s vysokou zabezpečeností.

2. MOŽNOSTI PROGNÓZY

Předpovědět nastávající sucho je velice obtížné z více důvodů. Předně je obtížné určit jednoznačné a sezónně neměnné identifikátory tohoto extrému, vycházející z veličin, jež jsou kontinuálně měřené v rámci operativního sledování stavu vodních toků a vodních děl. Zde se právě projevuje rozdíl mezi suchem a povodněmi.

Povodeň jako výskyt vody mimo koryto vodních toků lze relativně snadno identifikovat vodním stavem a průtokem v měrném profilu, dokonce lze pomocí těchto veličin kvantifikovat i míru závažnosti tohoto jevu (1., 2. a 3. SPA) a zpětně pak rozsah této události pomocí vyhodnocení četnosti výskytu kulminačního průtoku či objemu povodně, to vše nezávisle na aktuálním období roku a – u přirozených povodní – i příčiny. Díky tomu lze snadno stanovit dobu, kdy povodeň nastala a kdy odezněla.

Pokles průtoku pod určitou mez nelze vždy určit jako jednoznačný signál, že sucho nastalo. Jistě, lze obecně stanovit, že při poklesu průtoku pod Q_{355} nastalo sucho (a při poklesu pod Q_{364} je situace závažná), ovšem vzhledem k sezonalitě průtoků bude pokles pod tento limit mít jinou závažnost v jarních, obecně vodnějších měsících a jinou v podzimních, na vodu spíše chudších měsících. Dále nelze každý vzestup nad limit považovat za okamžik, kdy sucho odeznělo, neboť srážky mohou krátkodobě zvýšit průtok, aniž by saturovaly předchozí dlouhodobě se prohlubující deficit. Další samostatnou problematikou je určení aktuální hodnoty průtoku v měrném profilu při extrémně nízkých průtocích.

Nezbývá tedy než definovat identifikátory, které v sobě budou zahrnovat vývoj v předchozím období, a to nikoli pouze vývoj průtoků ve vodních tocích, ale také vývoj vlhkosti půdy, rozložení srážek ve vztahu k fenologickému vývoji rostlin, výparu z volné hladiny a snad i dalších veličin. Tato úloha představuje výzvu pro vědecké a výzkumné instituce, neboť svými nároky přesahuje možnosti státních podniků jako správců vodohospodářské infrastruktury.

Nicméně je zřejmé, že jako vstupní veličiny nebudou stačit data, která se shromažďují ve společné měřící síti státních podniků Povodí a Českého hydrometeorologického ústavu v rámci sledování stavu povrchových vod. Vstupem pro předpovědi přirozených povodní jsou předpovědi jejich příčin: srážek, teploty vzduchu, rizika vzniku konvektivních situací. V tomto ohledu je tedy vodní hospodářství o krok napřed, neboť přes všechny neurčitosti existují již sofistikované metody prognózy vývoje příčinných jevů. Takovou výhodu ve vztahu k suchu v současné době konstatovat nelze a vzhledem k odlišnému mechanizmu vzniku tohoto extrému a jeho pozvolným projevům ve srovnatelné míře konstatovat ani v budoucnu nepůjde.

Nespornou výhodou nádrží jako prostředku ke zmínění sucha je, že při správně stanoveném vodohospodářském řešení (nádrží) ani není prognózy vývoje třeba. Jsou-li pro nádrže určeny řídící čáry, dispečerský graf, pak se odtok sníží na minimální zůstatkový při takovém objemu akumulované vody, který bude postačovat na překlenutí málovodného období. Pro případ extrémního sucha je pak v manipulačním řádu určeno plnění jednotlivých účelů v pořadí podle důležitosti a pak je tedy plnění méně důležitých účelů omezeno tak, aby

byl zajištěn ten nejdůležitější. U vodárenských nádrží je to nepochybně zajištění dodávky povrchové vody pro úpravu na pitnou.

3. ANTROPOGENNÍ OVLIVNĚNÍ PRŮTOKŮ

Pokud omezíme antropogenní ovlivnění průtoků pouze na měřitelné ovlivnění průtoků ve vodních tocích, bude bilance víceúčelových nádrží veskrze kladná. Při suchu v roce 2015 svou funkci plnily dobře: dodávky zajišťovaly, průtoky nadlepšovaly.

Pro hodnocení míry tohoto pozitivního efektu se jeví jako velmi ilustrativní srovnání skutečných průtoků s průtoky očištěnými od vlivu nádrží, tedy průtoky, které by v určitých měrných profilech byly, kdyby nádrže svou funkci neplnily (například vůbec nebyly vybudovány). Toto srovnání provedl Český hydrometeorologický ústav.

Pro zjištění skutečného vlivu nádrží na velikost minimálních průtoků na dolní Vltavě byl proveden výpočet (odhad) řady průměrných denních průtoků Q_d v profilu Praha-Chuchle bez vlivu nadlepšení vybranými vodními nádržemi v povodí Vltavy (nádrže Vltavské kaskády, VD Římov).

Výpočet (odhad) řady průměrných denních průtoků bez vlivu nadlepšení vodními nádržemi je založen na postupu, kdy jsou nasčítány řady průměrných denních průtoků ve vodoměrných stanicích, které nejsou výrazně ovlivněny nadlepšením průtoků z vodních nádrží Vltavské kaskády. Nadlepšení průtoků vodními nádržemi v povodí Berounky a Sázavy nebylo uvažováno.

Při výpočtu bylo počítáno s postupovými dobami jednotlivých řad do profilu Praha-Chuchle. Pro zjednodušení výpočtu byla postupová doba vypočtena s průměrnou rychlostí proudění 0,5 $m.s^{-1}$ a do posunu řady průměrných denních průtoků vstupovala se zaokrouhlením na celé dny.

Průtoky ve vodoměrných stanicích, které byly do výpočtu zahrnuty, představují odtok z 85,8 % plochy povodí k profilu vodoměrné stanice Praha-Chuchle. Zbývající část průtoků do profilu vodoměrné stanice Praha-Chuchle byla dopočítána na základě výpočtu odtoku z neměřeného mezipovodí z denních odtokových výšek podle analogových stanic, které odpovídají svými odtokovými poměry příslušným částem neměřeného mezipovodí.

Porovnáme-li v profilu Praha-Chuchle hydrogramy průtoků pozorovaných a vypočtených hodnot (bez vlivu vybraných nádrží), je zřejmé, že do začátku července je jejich průběh podobný. Od druhé dekády v červenci je však patrný jednoznačný pokles hodnot průtoků u vypočtené řady, zatímco průtoky v pozorované řadě se pohybují setrvale okolo hodnoty 45 $m^3.s^{-1}$, tudíž zde začalo docházet k výraznému nadlepšování průtoků, a tedy i prázdnění zásobních prostorů nádrží. Nejmenší průtoky ve vypočtené časové řadě se objevují v období od 8. do 16. srpna, kdy jejich hodnoty jsou nižší než 20 $m^3.s^{-1}$. Minimum vypočítané řady je dosaženo 14. srpna a činí 16,8 $m^3.s^{-1}$. Dále je zřejmé, že srážky, které se vyskytly v polovině srpna a částečně zasáhly i povodí Vltavy, by způsobily podstatně větší nárůst průtoků oproti nárůstu pozorovaných průtoků v Praze-Chuchli – ty byly transformovány provozem nádrží.

Z porovnání řad pozorovaných a vypočtených průměrných denních průtoků vyplývá, že nadlepšení průtoků nádržemi dosahovalo v období nejmenších průtoků pod VD Vrané až 25 $m^3.s^{-1}$. Období, po které byly průtoky výrazně nadlepšovány, trvalo od první dekády července až do konce září a pokračovalo i v průběhu října.

Vodní nádrže s významným zásobním prostorem přispěly ke zmírnění hydrologického sucha nadlepšováním minimálních průtoků. Například na Vltavě v Praze neklesla hodnota průtoku pod 43 $m^3.s^{-1}$, což byla v období 1931–1960 hodnota zhruba 330denního průtoku. Bez nadlepšování by Prahou patrně protékalo po více než tři měsíce méně než 40 $m^3.s^{-1}$ a krátkodobě nejspíše méně než 20 $m^3.s^{-1}$.

Oproti tomu chovné rybníky, např. v jižních Čechách, zadržováním vody hydrologické sucho naopak zvýraznily, a nad to z jejich plochy docházelo k velkému výparu. [2]

Je zřejmé, že Vltavská kaskáda následky sucha na toku Vltavy pod VD Vrané zmírnila a díky tomu byly nejen zajištěny odběry vody na tomto úseku Vltavy a na Labi pod soutokem s Vltavou, ale také se (v tomto úseku udržela kvalita vody), zejména s ohledem na vypouštění vyčištěné vody z pražské Ústřední čistírny odpadních vod.

Analýza ČHMÚ (prosincová zpráva byla předběžná, v době jejího zpracování nebylo možno sucho považovat za odeznělé a také ještě nebyla dokončena validace naměřených dat), nezahrnovala vliv nádrží na Berounce. Avšak tento vliv na průtok v Praze, resp. v uzávěrovém profilu Vltavy ve Vraňanech byl značný. Jestliže průtok v Praze-Chuchli neklesl během roku 2015 dlouhodobě pod hodnotu 45 $m^3.s^{-1}$ a 40 $m^3.s^{-1}$ odtékalo z VD Vrané, zbývá na Berounku 5 $m^3.s^{-1}$. Přibližně polovina této hodnoty byla dotována z vodních děl. V absolutních číslech je efekt o řád menší než efekt Vltavské kaskády, ovšem vezmeme-li v úvahu akumulační kapacitu nádrží na povodí Berounky, jde o velký podíl.

Obecně vzato jsou průtoky v málovodném období ovlivněny již využitím krajiny, tedy podílem lesů, luk, polí a urbanizovaného území, dále morfologií toků a provozem infrastruktury. Přizpůsobit využití krajiny většímu pozdržení vody v ní, je pro státní správu a samosprávu úloha velice komplexní, která se dotýká práv vlastníků pozemků a tak je navíc nutno v jejím rámci (vlastníky) motivovat k provedení změn. Ty se mohou projevit až za desítky let, čemuž bude třeba přizpůsobit hodnotící kritéria případného dotačního programu. V tomto ohledu jsou vodní nádrže opatřeními s měřitelným a vlastně okamžitým efektem a svým provozem eliminují dopad stávajícího využití krajiny, které do značné míry není zmírňování sucha příznivé.

4. PROVOZNÍ OPATŘENÍ

Sucho v roce 2015 nemělo, alespoň na tocích ve správě státního podniku Povodí Vltavy, nijak katastrofální dopady. Dispečerská pracoviště situaci sledovala, vyhodnocovala a podle potřeby navrhovala mimořádné manipulace. Přistoupilo se k nim na dvou vodních dílech, na VD Husinec a VD Klabava. V obou případech se jednalo o snížení odtoku pod hodnotu minimálního zůstatkového tak, aby byly zajištěny povolené odběry, resp. aby případné vyčerpání zásob akumulované vody proběhlo za co nejdelší čas. Díky vývoji v podzimních měsících, tedy srážkám, které zvýšily průtoky a zásobní prostory nádrží zas doplnily, se tato opatření ukázala být jen preventivními.

Obsahovala však princip, který by měl být každému provozovateli vodního díla s akumulací vlastní, a sice že při omezování účelů vodních děl kvůli nedostatku povrchové vody je třeba ty účely, které slouží lidem, omezovat až jako poslední. Tedy v těch manipulačních řádech, kde to není určeno, uvést účely v pořadí podle důležitosti, aby mohly všechny dotčené subjekty předpokládat, v jakém pořadí budou omezovány účely, které využívají, nebo hodlají využívat.

Nelze rovněž pominout klimatickou změnu. Tu lze do vodohospodářského řešení zahrnout tak, že se bude toto řešení ověřovat na aktuálních hydrologických datech. Hydrologické řady dostatečně reprezentativní i pro řešení víceletých nádrží mají být délky 30 až 35 let s koncem intervalu v současnosti. Po uplynutí poloviny času, který spolehlivě vystihne variabilitu odtokového procesu, by mělo být zpracováno vodohospodářské řešení nové a podle něj případně změněn manipulační řád.

Jak již bylo uvedeno v kapitole 2, operativní řízení provozu nádrží při málovodných obdobích je zahrnuto v manipulačních řádech: klesne-li hladina pod řídící čáru, omezuje se odtok a plní jen ty účely, které jsou určeny jako důležité. Sucho v roce 2015 je však poučením i v tom smyslu, že když je vodní dílo v režimu běžného hospodaření (tedy hladina mezi řídící

čárou a maximem zásobního prostoru), neměl by se udržovat volný prostor pro transformaci povodní, jestliže (povodně) nehrozí.

Vývoj mezi roky 2003 a 2015 nutil provozovatele nádrží zodpovídat dotazy, jak je možné, že v nádržích před povodní nebyl dostatek volného prostoru. Docházelo tak k tomu, že se preventivně udržoval čím dál větší volný prostor pro transformaci zvýšených průtoků a tedy nižší zásoba vody. V roce 2015 byla položena otázka, proč není v nádržích dost vody.

Jistě, není třeba udržovat striktně zásobní prostor zcela naplněný až do chvíle, kdy klesne dotace přítokem (a srážkami přímo na hladinu) pod hodnotu součtu minimálního zůstatkového průtoku, odběru a výparu. Znamenalo by to rezignovat na běžné hospodaření s vodou a na další pozitivní efekty, které může víceúčelová nádrž poskytnout, jako například ochranu stavby na toku pod vodním dílem před zvýšenými průtoky, nebo manipulace s hladinou v nádrži kvůli stavbám a opravám (v nádrži). Ovšem zároveň je třeba si uvědomit, že bilanční metoda vodohospodářského řešení (pracující zpravidla s průměrnými měsíčními průtoky) pracuje s principem „manipulace na plný zásobní prostor“, tedy se zjednodušeným pravidlem, podle kterého se ve vodném období udržuje zásobní prostor plný. Teorie tak do málovodného období se „startuje“ s větším množstvím vody, než jaké je v nádržích v praxi. Takový přístup k manipulacím se jeví z dnešního pohledu jako smělý, ovšem po víceletém suchu by jedině takový bylo možno obhájit.

5. ZÁVĚR

Akumulační nádrže jsou účinným prostředkem k zajištění povrchové vody pro průmysl a obyvatelstvo a ke zmírnění projevů sucha na vodních tocích. Během roku 2015 se tento efekt projevil na tocích a vodních dílech s právem hospodařit pro státní podnik Povodí Vltavy tak, že problém se zajištěním uvedených účelů nebyl veřejností vlastně zaznamenán a přijatá mimořádná opatření se ukázala být spíše preventivními. Omezení méně důležitých účelů vodních děl, jako je rekreační využití nebo plavba v nádrži, se z celospolečenského pohledu jeví jako podružné.

Sucho v roce 2015 nebylo nejhlubším deficitem vody v krajině, který mohl naši zemi postihnout. Pokud by se takovýto deficit opakoval více let po sobě jdoucích, mohlo by k vyčerpání zásob vody v nádržích skutečně dojít a to by znamenalo, že žádná další voda na území České republiky už by nebyla k dispozici. Následkem toho by došlo k drastickému snížení kvality života obyvatel a nepochybně i obrovskému propadu ekonomiky. V tomto ohledu je vodohospodářská infrastruktura klíčová, je třeba ji chránit a rozvíjet. Tedy revidovat využití stávajících akumulačních kapacit a budovat nové.

LITERATURA

[1] Zákon č. 254/2001 Sb. o vodách a o změně některých zákonů (vodní zákon).

[2] DAŇHELKA, J. a kol. Vyhodnocení sucha na území České republiky v roce 2015. Český hydrometeorologický ústav 2015.

Autor1: Ing. Karel Březina

Pracoviště: Centrální vodohospodářský dispečink, Povodí Vltavy, státní podnik

Kontakt: Karel.Brezina@pvl.cz

Autor2: Ing. Tomáš Kendík

Pracoviště: ředitel sekce správy povodí, Povodí Vltavy, státní podnik

Kontakt: Tomas.Kendik@pvl.cz

DOPADY NEGATIVNÍCH PROJEVŮ HYDROLOGICKÉHO SUCHA 2015 – 2016 V DÍLČÍM POVODÍ HORNÍ ODRY

Petr Březina, Lubomír Jaroš, Lukáš Pavlas
Povodí Odry, state enterprice, Ostrava, Czech Republic

ABSTRAKT: Elementárním úkolem údolních nádrží vodohospodářské soustavy povodí Odry je akumulace povrchových vod pro jejich pozdější využití v období srážkového deficitu. Optimální hospodaření s akumulovanou vodou se řídí manipulačními řády, jež jsou zpracovány jak pro jednotlivé regulační prvky vodohospodářské soustavy, tak pro soustavu jako celek. Pravidla obsažená v manipulačních řádech jsou stanovena deterministickým způsobem na podkladě syntetických řad průměrných měsíčních průtoků pro požadované hodnoty odběrů a nadlepšených minimálních průtoků ve stanovených profilech říční sítě. K verifikaci takto stanovených pravidel řízení dochází v průběhu reálného provozu vodního díla, resp. soustavy, jak tomu například bylo v období hydrologického sucha s počátkem v měsíci červnu 2015 a jež bylo z pohledu provozovatele tohoto systému ukončeno v únoru 2016.

1. ÚVOD

Relativně malé území spravované státním podnikem Povodí Odry, které činí 6 252 km^2, se vyznačuje vysokou hustotou osídlení (204 obyvatel na km^2) a vysokou koncentrací průmyslu. Tato skutečnost klade zvýšené nároky na dodávku vody stávající vodohospodářskou infrastrukturou jak z hlediska její kvality a kvantity, tak především z hlediska zabezpečenosti dodávky vody v málovodném období. Historický vývoj regionu a nutnost uspokojovat jeho potřeby z hlediska vodního hospodářství zapříčinil vznik soustavy vodních děl, které se při jejich provozu vzájemně ovlivňují – Vodohospodářská soustava povodí Odry (dále jen VHS PO).

Údolní nádrže začleněné do VHS PO je možno rozdělit do dvou základních skupin, a to do skupiny nádrží zadržujících povrchovou vodu pro vodárenské využití a do skupiny nádrží zajišťujících povrchovou vodu pro potřeby průmyslové výroby. Objemy vody nutné pro požadované odběry včetně dodržení základních minimálních průtoků v říční síti při zabezpečenosti dle trvání 99,7 % jsou zajištěny řídicími objemovými čárami. Tyto řídicí objemové čáry se v současné době stanovují z dostatečně dlouhých (500-letých) syntetických průtokových řad průměrných měsíčních průtoků, jež jsou odvozeny z reálných dat. Pravidla stanovená na základě takto získaných výsledků jsou pak v průběhu skutečného provozu vodních děl verifikována, což byl také případ hydrologického sucha zaznamenaného v dílčím povodí Horní Odry v období od června 2015 do února 2016 (nejsušší období za dobu pozorování).

2. VODOHOSPODÁŘSKÁ SOUSTAVA POVODÍ ODRY

2.1 POPIS VODOHOSPODÁŘSKÉ SOUSTAVY

V důsledku rychlého rozvoje průmyslové výroby na severní Moravě po druhé světové válce vyvstaly u rozvíjejících se urbanizovaných celků zvýšené nároky na zásobování pitnou a užitkovou vodou. K uspokojení rostoucích nároků na zásobování vodou byla v letech 1948 až 1955 vybudována první údolní nádrž, a to vodní dílo Kružberk v povodí vodního toku

Moravice. Původním záměrem výstavby této nádrže bylo energetické využití průtoků a nadlepšení průtoků pro ostravský průmysl v málovodném období. Až s postupem doby byl tento účel překvalifikován na vodárenské využití. Do konce 60. let 20. století byla dále v povodí vodního toku Lučina vybudována nádrž Žermanice včetně vodohospodářsky významného převodu vody z povodí řeky Morávky, využívající akumulovanou vodu v nádrži čistě pro potřeby průmyslové výroby. V průběhu 70. let minulého století byly postupně dokončeny práce na vodních dílech v pořadí Těrlicko na vodním toku Stonávka, Olešná na Olešné, Morávka na Morávce a Šance na Ostravici. Epocha rozvoje VHS PO byla do dnešního dne završena výstavbou vodního díla Slezská Harta na vodním toku Moravice v období 1987 až 1997, jež bylo realizováno na základě úvah o nutnosti posílení níže ležícího vodárenského díla Kružberk.

Pro úplnost dodejme, že spolu s již zmíněným převodem vody z povodí Morávky do povodí Lučiny jsou v povodí Odry dalšími významnými převody vody z povodí Ropičanky do povodí Stonávky (povodí vodního díla Těrlicko) a z povodí Ostravice do povodí Olešné. Nedílnou součástí VHS PO je i sedm základních jezových staveb, z nichž šest jezů je po stavební stránce opatřeno pohyblivou hradící konstrukcí (segment nebo klapka) a pouze jedna je řešena jako pevné jezové těleso. Schematizace VHS PO, která je provozována státním podnikem Povodí Odry, je patrná z obr. 1.

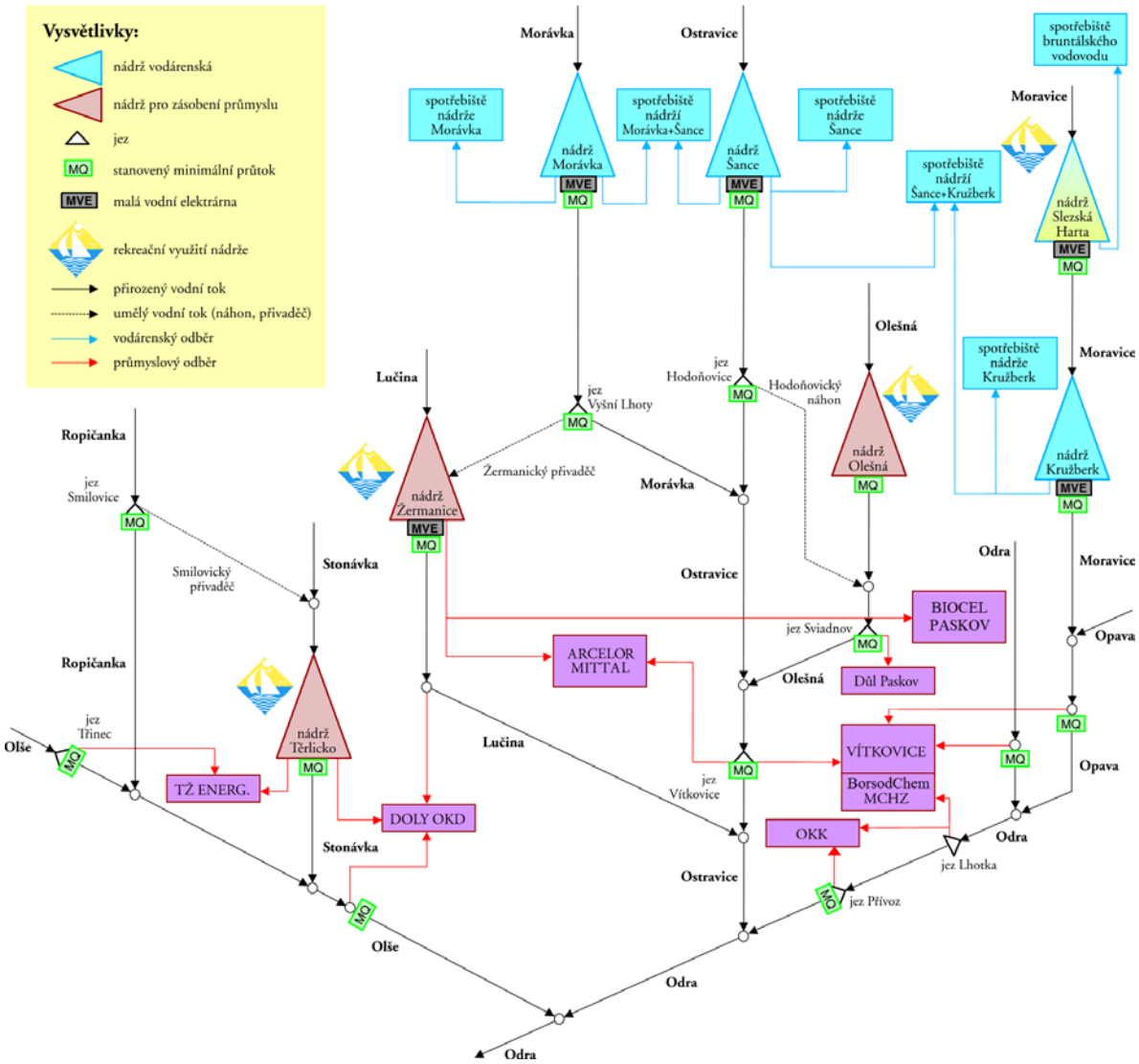
2.2 FUNKCE A PRAVIDLA ŘÍZENÍ VODOHOSPODÁŘSKÉ SOUSTAVY

Složitost soustavy uvedené na obr. 1 je pak dána počtem regulačních prvků a souborem požadovaných funkcí, jimž jsou přiřazeny třídy významnosti uvedené v tab. 1, viz [1]. Nejvyšší třída významnosti byla přidělena zásobování úpraven pitné vody surovou vodou z vodárenských nádrží (Šance, Morávka, Kružberk), jenž prostřednictvím Ostravského oblastního vodovodu, provozovaného Severomoravskými vodovody a kanalizacemi Ostrava, a. s., zásobují cca 1 milion obyvatel regionu. Nejnižší třída významnosti byla naopak přidělena energetickému využití akumulované povrchové vody.

Tabulka 1: Třídy významnosti základních funkcí vodohospodářské soustavy povodí Odry

Funkce VHS PO	**Třída významnosti**
zásobení pitnou vodou	1
zabezpečení minimálních průtoků v tocích	2 – 3
zásobení provozní a užitkovou vodou	2 – 3
povodňová ochrana	4
ovlivnění jakosti vody v tocích	5
zajištění rekreačních podmínek u vody	6
výroba elektrické energie	7

Je nutno podotknout, že uspokojování funkcí v uvedené hierarchii tříd významnosti není vždy striktně dodržováno a je povinností vodohospodářského dispečinku státního podniku Povodí Odry citlivě přihlédnout ke stavu řízeného systému jako celku, zohlednit případnou míru možné spolupráce nádrží v rámci vodohospodářské soustavy, efektivně využít možných převodů vody a zohlednit další případné vazby řízeného systému na okolí. Provedené manipulace na regulačních prvcích soustavy tak vedou k minimalizaci případných sociálních, ekonomických či provozních nákladů vzniklých z nedodávky vody provozovatelem. Podrobnější popis funkcí vodohospodářské soustavy povodí Odry je možno nalézt v [1].



Obrázek 1: Schéma vodohospodářské soustavy povodí Odry

3. HYDROLOGICKÉ SUCHO 2015 - 2016

Sucho se v dílčím povodí Horní Odry začalo projevovat již počátkem června 2015. Místo tradičního medardovského deštivého počasí bylo slunečno a velmi teplo až do poloviny měsíce června. Krajina se vysušila, řeky a potom i nádrže na to reagovaly pozvolnými poklesy. Tím začalo období, kdy se vždy přibližně čtrnáct dní veder střídalo s týdenním deštivějším počasím, přičemž výpar však naprosto převyšoval spadlé srážky a průtoky v tocích dále klesaly. Na řece Odře v Bohumíně se průtoky již začátkem července dostaly pod 10 m^3/s, což po odečtení vlivu přehrad představuje hodnotu Q_{355d} průtoku, tedy hranici sucha v tomto profilu. Pod touto hranicí potom s krátkými přestávkami zůstával průtok v Bohumíně až do konce ledna 2016. Za nejintenzivnější období sucha lze označit vlnu veder v první polovině srpna, kdy se měřený průtok v Odře v Bohumíně pohyboval pod hodnotou 7 m^3/s, což po odečtení vlivu přehrad znamená přibližně úroveň Q_{364d} průtoku, tedy průtok extrémně nízký. Teploty vody v tocích dosahovaly podle měření v Bohumíně až k 29°C a v noci neklesaly pod 25°C. Hodnoty rozpuštěného kyslíku v řece měly průběh výrazně závislý na slunečním záření a fotosyntéze, ale odpoledne klesaly krátkodobě i pod velice nízkou hodnotu 3 mg/l. VHS PO v této době horkého léta kryla všechny potřebné nároky

na vodu, tj. dodávala vysoké množství pitné vody obyvatelstvu v době vedra (odběry pitné vody stouply např. v srpnu na 120 % průměrných hodnot), dodávala vyšší množství vody pro chlazení průmyslových a energetických provozů v extrémních teplotách (i zde to bylo cca o 20 % více, než obvykle) a v neposlední řadě zajišťovala vypouštění nadlepšovaných průtoků do řek pod nádrže (například nádrž Morávka vypouštěla 300 l/s, tedy 2,5 násobek obvyklého průtoku až do začátku září). Problémem soustavy byla od počátku sucha situace na vodárenské nádrži Šance. Z důvodu požadavku technicko-bezpečnostního dohledu bylo nutné neodkladně provést opravu jílového těsnícího jádra v červenci 2015. To bylo možné provést jen při snížení hladiny na 42 % zásobního prostoru a nádrž tak vstupovala do suchého období s tímto handicapem. Z tohoto důvodu nebylo možné, aby také ona nadlepšovala nízké průtoky v řekách v podpovodí. Činnost vodohospodářského dispečinku a dalších částí podniku se v tomto období zaměřovala také na prošetření odběratelů vody z řek, hlavně od jezů do náhonů, elektráren a rybníků. Často odebírali vodu z řek nad rámec jejich povolení, museli být napomínáni, a pokud z jejich strany nebyla sjednána rychlá náprava, situace byla předána k řešení vodoprávnímu úřadu.

Tabulka 2: Průměrné měsíční srážkové úhrny v Moravskoslezském kraji za období leden 2015 až březen 2016 [3]

Měsíc	**Průměrná měsíční srážka [mm]**	**Podíl vzhledem k normálu [%]**	**Rozdíl vzhledem k normálu [mm]**
leden 2015	59,1	141	17
únor 2015	33,5	76	-11
březen 2015	50,3	117	7
duben 2015	38,5	65	-1
květen 2015	71,7	76	-23
červen 2015	49,1	46	-58
červenec 2015	38,5	37	-66
srpen 2015	43,6	45	-53
září 2015	41,7	66	-22
říjen 2015	35,9	72	-14
listopad 2015	53,0	91	-5
prosinec 2015	17,8	34	-35
leden 2016	32,8	78	-9
únor 2016	87,4	199	44
březen 2016	29,5	69	-13

Na začátku září sucho vstupovalo již do čtvrtého měsíce svého trvání. Nástup podzimu ovšem neznamenal změnu počasí. Zůstávalo nadále velmi teplo a podprůměrný úhrn srážek nebyl schopen zvýšit průtoky v řekách. Objemy vody v nádržích se již blížily 50 % z celkového zásobního prostoru, v případě nádrže Šance 30 %. I přesto, že to platný Manipulační řád vodohospodářské soustavy ještě v této chvíli přímo neukládá, byla zahájena jednání s významnými odběrateli o možném výraznějším omezení jejich odběrů v horizontu následujících dvou měsíců. Všichni odběratelé, ať pitné či průmyslové vody, volili variantu okamžitého zahájení mírnějších opatření oproti variantě jejich pozdější, razantnější formy. Podle našeho návrhu byly provedeny úpravy odběrů téměř v celé soustavě. V její vodárenské části bylo hlavním úkolem tohoto období šetřit nádrž Šance, jde o nádrž s víceletým hospodařením a plnění zde bylo nejnižší. Proto bylo se Severomoravskými vodovody

a kanalizacemi Ostrava a. s. dohodnuto zahájení a postupného zvyšování množství čerpaných vod v čerpací stanici Lískovec u Frýdku-Místku. Byla tak více využívána voda z úpravny Podhradí u Vítkova, tudíž z kaskády nádrží Slezská Harta a Kružberk, jejichž naplnění bylo stále na cca 80 %. V regionu tak došlo po desítkách let ke změně zásobování takovým způsobem, že řádově stovky tisíc obyvatel dostávaly jinou pitnou vodu než obvykle, nicméně při zachování garance její kvality. S ohledem na nižší teploty vzduchu i vody v řekách bylo možné ukončit nadlepšování průtoků v řece Morávce a Ostravici z nádrže Morávka a šetřit vodu i zde, neboť nádrž vykazovala poklesy i o 15 % zásobního objemu měsíčně. Významnou pomocí systému bylo také ukončení opravy zdrojů v Ostravě Nové Vsi v říjnu 2015 a obnovení využívání podzemních vod v Ostravě. Následkem uvedených opatření se snížily odběry z nádrže Šance ze srpnové úrovně 0,94 m^3/s na 0,54 m^3/s v listopadu. V průmyslové části soustavy bylo nutné podobně šetřit nádrž Žermanice, která je stejně jako Šance nádrží s víceletým hospodařením a musí mít zásobu vody na delší období. Částečně byl tedy odběr ArcelorMittal Ostrava, a. s. převeden na odběr z řeky Ostravice od jezu Vítkovice v Ostravě, odkud je nutné vodu čerpat. Zároveň bylo nezbytné sledovat situaci v centru Ostravy, kde zachování dostatečného průtoku zajišťuje základní požadavky na jakost vody. Akciová společnost ArcelorMittal Ostrava zároveň začala využívat své dvě recirkulační stanice takovým způsobem, že jakost vody byla v jejich vnitřních okruzích na samé hranici využitelnosti. Několikrát bylo nezbytné opatření přerušit z důvodu překročení této hranice a naředění vody v systému. Odběr Biocel Paskov, a. s. byl převeden více na nádrž Olešná, nádrž se sezónním hospodařením, kde by se měly jakékoliv deště projevovat více. Spolu s Biocelem Paskov, a. s. jsme se obrátili na místní krajský úřad s žádostí, aby po suché období umožnil vypouštět této společnosti slanější vody nad rámec jejího povolení. Její vyčištěné odpadní vody jsou totiž vypouštěny do řeky Odry, která má průtok nadlepšován z kaskády nádrží Slezská Harta a Kružberk. Po vydání tohoto rozhodnutí bylo možné snížit odběr této celulózky o cca 10 %. Po realizaci všech uvedených opatření byly celkové průmyslové odběry z nádrže Žermanice sníženy ze srpnové úrovně 0,94 m^3/s na 0,40 m^3/s v listopadu. Opatření ve vodárenské i průmyslové části soustavy tedy byla výrazná, ale změnil se i charakter sucha, které se nedostatkem srážek ještě více stupňovalo (viz tab. 2), dále klesaly průtoky v tocích a nádrže klesaly podobným tempem jako v létě. V polovině listopadu byly objemy vody v nádrži Šance na cca 19 %, na Morávce a Žermanicích na cca 35 %, bylo možné vypočíst, že zásoby vody by v beskydských nádržích při stávajícím tempu poklesu a přes všechna provedená opatření vystačily pouze do jara 2016, na nádrži Olešná pouze do ledna 2016. Sucho již v té době překonalo téměř všechna svá předchozí maxima. Podle nedostatku vody v Odře v Bohumíně byl deficitní objem větší než u posledního velkého sucha z let 1992 - 93, které měli starší z nás ještě v živé paměti, byl již větší než u sucha z let 1983 - 84 a známého sucha z roku 1947. Nepřekonány zůstávaly jen dvě nejhorší události z let 1953 - 54 a 1920 - 21. Situace však směřovala k jejich překonání okolo Vánoc. Intenzita sucha a nízké průtoky v tocích rovněž překonávaly některé hydrologické podklady, na kterých byl postaven Manipulační řád vodohospodářské soustavy. Za této situace byl požádán Krajský úřad Moravskoslezského kraje o povolení k mimořádné manipulaci nad rámec manipulačního řádu soustavy k 1. 12. 2015. Navrženo bylo snížení minimálních odtoků z beskydských přehrad a pod několika jezy na polovinu jejich povolených hodnot. Podmínkou tohoto snížení byl zvýšený dohled správce povodí nad jakostí vody v tocích jak havarijní službou, tak laboratorně dvojnásobnou četností odběrů. Za této vypjaté situace však přeci jen začalo pršet, avšak ne všude. Přibližně v polovině listopadu došlo ke změně charakteru proudění a srážky začaly vypadávat z frontálních systémů přicházejících od západu. Bohužel se při nich v našem povodí uplatňuje srážkový stín Jeseníků, který dosahoval až do podhůří Beskyd. Pršelo tak více na jejich hřebenech, což pomohlo vodárenským nádržím Morávka (zásobní objem se zde zvýšil z 35 na 60 %) a Šance (zvýšení objemu z 19 na 30 %). Daleko menší vliv měly srážky

na nádrže Olešná, kde dále pokračoval setrvalý pokles a nádrž Žermanice, kde došlo pouze ke stabilizaci situace na objemu mezi 35 a 40 %. Sucho však nebylo v rámci celého povodí přerušeno a o Vánocích byla skutečně podle deficitního objemu v Odře v Bohumíně překonána i největší dosud měřením zaznamenaná sucha z let 1953 - 54 a 1920 - 21. Byli jsme tak již v situaci za hranicí naměřených údajů za cca 100 let. Na přelomu roku uvedl Biocel Paskov, a. s. do provozu nouzové zásobování svého areálu z řeky Olešná, kterým dále snížil své celkové odběry z nádrží o cca 5 % a připravoval jeho rozšíření na 15 – 20 % podíl na konci ledna 2016.

Tabulka 3: Zaznamenané minimální stavy na nádržích VHS PO v průběhu sucha 2015 - 2016

Údolní nádrž	**Datum**	**Hloubka zaklesnutí v zásobním prostoru nádrže [m]**	**Objem vody v zásobním prostoru nádrže [mil. m^3]**	**Kóta hladiny vody v nádrži [m n. m.]**	**Podíl naplnění zásobního prostoru [%]**
Slezská Harta	29. 1. 2016	5,67	142,20	490,33	76,40
Kružberk	1. 12. 2015	2,88	17,83	425,62	72,50
Šance	15. 11. 2015	19,77	8,13	482,24	19,80
Morávka	15. 11. 2015	8,13	1,61	498,67	32,40
Žermanice	25. 1. 2016	6,93	6,70	284,17	36,30
Těrlicko	25. 1. 2016	5,33	11,43	270,27	51,90
Olešná	22. 1. 2016	6,49	0,18	296,56	6,40

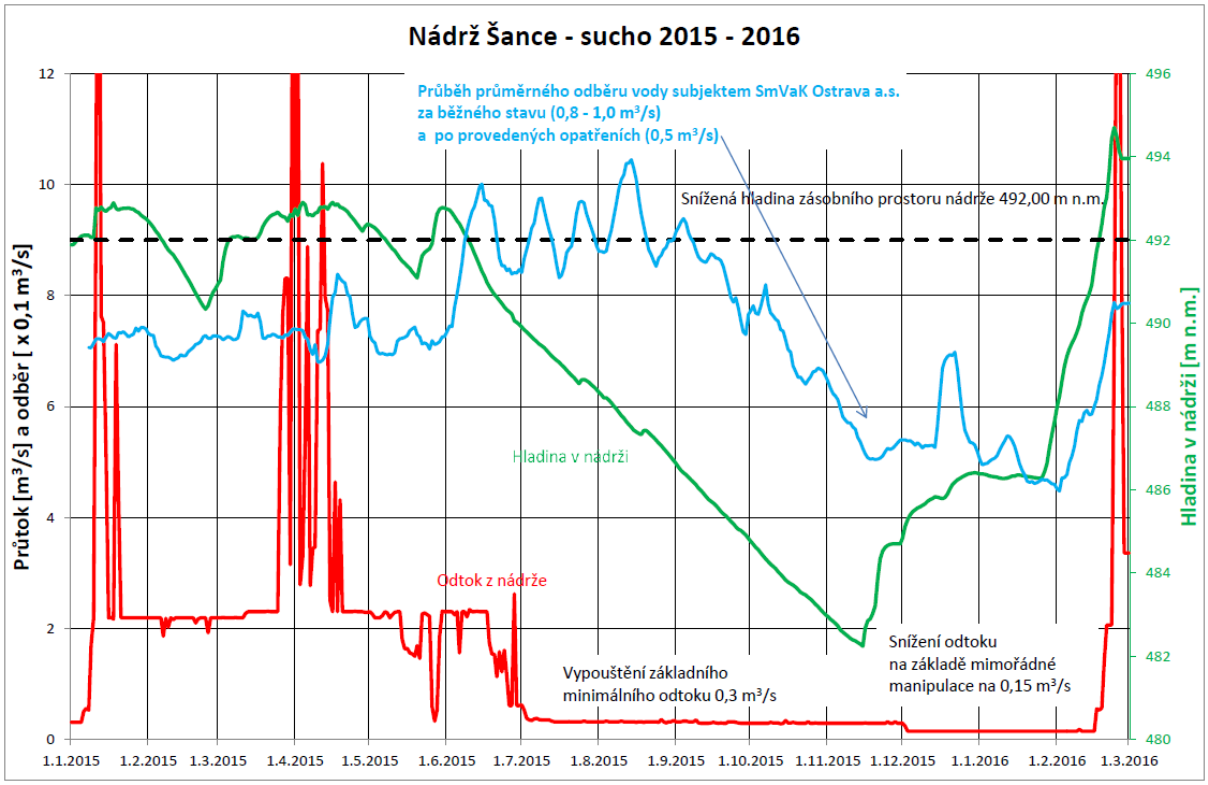
V lednu 2016, v době, kdy sucho trvalo již osmý měsíc, byla situace na vodárenských nádržích stabilizovaná, na nádržích zásobujících průmysl však byla vyhodnocena jako velmi vážná. Šlo zejména o nízký objem vody v nádržích Olešná (pod 10 %) a Žermanice (pod 40 %), hladiny v obou nádržích klesaly, zásoby vody ve sněhu byly minimální a meteorologická prognóza srážek neslibovala obrat k lepšímu. Na základě tohoto hodnocení na konci ledna nebylo možné garantovat zajištění dodávky vody pro průmyslové podniky ArcelorMittal Ostrava, a. s. a Biocel Paskov, a. s. déle než do konce června 2016, a to i při všech zavedených úsporných opatřeních v odběrech a snížených odtocích z obou uvedených přehrad. Z toho důvodu bylo v lednu 2016, na základě rozšíření povolení k mimořádné manipulaci a snížení minimálních průtoků ve vybraných profilech, zvýšeno množství převáděné vody z řeky Ostravice od jezu Hodoňovice pro nouzové zásobení Biocelu Paskov, a. s. a z řeky Morávky od jezu Vyšní Lhoty pro nádrž Žermanice. K 15. 2. 2016 bylo navrženo další omezení odtoku z přehrad Olešná (z 20 l/s na 4 l/s) a Žermanice (z 60 l/s na 10 l/s), tentokrát na úplné biologické minimum. Jako podklad pro tuto manipulaci byl koncem roku 2015 zpracován odborný posudek této manipulace na vyhodnocení jejího vlivu na řeky v úseku mezi nádrží a nejbližším přítokem.

Nutným se také v této chvíli jevilo najít v dostatečném předstihu možnosti a připravit varianty nouzového zásobování obou ohrožených průmyslových podniků, závislých ve svých dodávkách zejména na nádržích Olešná a Žermanice. Bylo navrženo několik způsobů, jak dopravit provizorně vodu z oblastí, kde byla k dispozici – z jesenické oblasti a částečně z oblasti beskydských toků – do ohrožených podniků. O součinnost při projednání variant jsme požádali Moravskoslezský kraj z toho důvodu, že uvažovaná řešení se týkala také třetích stran jako majitelů potrubí a také z důvodu, že by vyžadovala určitý administrativní proces zajišťovaný či koordinovaný Krajským úřadem Moravskoslezského kraje. Šlo o to najít realizovatelná řešení nouzového zásobování a stanovit jejich náročnost technickou, právní

a administrativní, finanční a časovou, případně identifikovat další omezující podmínky. Výsledkem procesu byl posléze popis dvou realizovatelných variant nouzového zásobení obou firem.

Od začátku února 2016 se meteorologická situace postupně zlepšovala. Srážky k nám přicházely také od jihu a jihovýchodu a zasahovaly celé povodí, i když horské oblasti více. Nejdříve tak došlo ke zlepšení situace na vodárenské nádrži Morávka (doplnění zásobního prostoru dne 4. 2. 2016), která mohla pomoci průmyslové části soustavy zvýšeným vypouštěním a následným převodem vody do nádrže Žermanice. To vedlo k částečnému zlepšení situace, nikoliv však zásadnímu. Proto došlo na nádrži Žermanice k připravenému omezení odtoku na biologické minimum. Zlepšení meteorologické i hydrologická situace ale naštěstí pokračovalo, takže omezení odtoku bylo možné po několika dnech odvolat, a zásobní prostory nádrží se dále postupně plnily. K doplnění Žermanic došlo 24. 2. 2016, nádrže Olešná a Šance se dostaly na své maximální hladiny stanovené dočasně z důvodu probíhající stavby na Šancích a připravovaného těžení sedimentů na Olešné.

Poněkud stranou zájmu zůstávala nádrž Těrlicko na Stonávce v povodí Olše. Sucho zde nebylo tak výrazné a nádrž se dostala při svém minimu dne 25. 1. 2016 na cca 52 % zásobního objemu, aniž by bylo nutné omezovat odběratele či odtok. Vážnější byla situace v srpnu až říjnu 2015 v obdobích, kdy se i průtoky v řece Olši dostávaly ke svým nejnižším ročním hodnotám a z platného manipulačního řádu nádrže vznikala povinnost jejich výrazného nadlepšování, a to i z důvodu zachování přijatelné úrovně koncentrace solí pro vodu zde odebírající Elektrárny Dětmarovice, a. s. Nádrž se prázdnila rychlostí, která nebyla dlouhodobě udržitelná, ale požadavek na nadlepšování se zlepšením situace v listopadu pominul.



Obrázek 2: Kolísání hladiny vody v zásobním prostoru vodárenské nádrže Šance

4. ZÁVĚR

Závěrem je možno konstatovat, že i přes extremitu proběhnuvšího sucha v našem regionu, jehož dobu opakování lze předběžně vyhodnotit na 100 a více let, i přes přibližně poloviční zásobní objem, se kterým vstupovala do tohoto období nádrž Šance, nedošlo díky postupnému zavádění operativních opatření ve Vodohospodářské soustavě povodí Odry, spolupráci a ochotě všech zainteresovaných stran (včetně zavedení opatření s rozpočtovým dopadem), a podpoře Moravskoslezského kraje a jeho úřadu k žádnému omezení dodávky pitné vody z regionálního systému Ostravského oblastního vodovodu, žádnému omezení výroby u hlavních průmyslových odběratelů, závislých na zdrojích soustavy a k žádné větší havárii jakosti vody na tocích ovlivňovaných prvky soustavy i při extrémně vysokých teplotách vzduchu a posléze i vody.

Uvedené zkušenosti nabyté v době sucha s řádnými i mimořádnými manipulacemi a případně i nouzovým zásobováním budou využity v několika směrech. V první řadě půjde o revizi Manipulačního řádu vodohospodářské soustavy povodí Odry, která bude v roce 2017 zejména spočívat v doplnění a revidování jejich hydrologických podkladů. Dalším směrem bude plnění usnesení Vlády ČR č. 620 ze dne 29. července 2015 k přípravě realizace opatření pro zmírnění negativních dopadů sucha a nedostatku vody a jeho jednotlivým úkolům. Dále je to v neposlední řadě také legislativní proces a připravovaná novela vodního zákona, jejíž podstatnou součástí by mělo být doplnění zákona o část organizačně a administrativně řešící sucho.

LITERATURA

[1] Manipulační řád vodohospodářské soustavy povodí Odry, I. a II. část, 10/1999 s každoroční aktualizací, Povodí Odry s. p., Ostrava, 44 s. + přílohy

[2] 10 let vodního díla Slezská Harta, Povodí Odry, s. p., 2007, 42 s.

[3] Zpravodaj Českého hydrometeorologického ústavu, pobočka Ostrava, č. 1-12/2015 a 1-3/2016

Autor1: Ing. Petr Březina

Pracoviště: Povodí Odry, státní podnik, Varenská 49, 701 26 Ostrava

Kontakt: petr.brezina@pod.cz

Autor2: Ing. Lubomír Jaroš, Ph.D.

Pracoviště: Povodí Odry, státní podnik, Varenská 49, 701 26 Ostrava

Kontakt: lubomir.jaros@pod.cz

Autor3: Ing. Lukáš Pavlas

Pracoviště: Povodí Odry, státní podnik, Varenská 49, 701 26 Ostrava

Kontakt: lukas.pavlas@pod.cz

ZABAZPEČENÍ VD KLABAVA PŘI POVODNÍCH A REALIZACE NÁPRAVNÝCH OPATŘENÍ

Ondřej Hrazdira
Povodí Vltavy, státní podnik, Praha
Stanislav Plecitý
VODNÍ DÍLA – TBD a.s., Praha

ABSTRAKT: V souvislosti s platnou vodohospodářskou legislativou byla v uplynulých letech u většiny vodních děl I. až III. kategorie přešetřena jejich bezpečnost při povodních. Ze závěrů posudku pro VD Klabava vyplynulo, že nevyhoví požadavkům bezpečnosti při povodních ve smyslu ČSN 75 2935. Na základě tohoto negativního závěru byla hledána efektivní opatření, která jsou v příspěvku detailně popsána. Vybrané opatření pak bylo posouzeno na fyzikálním modelu a následně projekčně zpracováno. V současné době je vydáno stavební povolení na realizaci opatření a probíhá výběrové řízení na výběr zhotovitele.

1. POPIS VODNÍHO DÍLA

Vodní dílo Klabava leží na stejnojmenném toku v Plzeňském kraji, přibližně 2 km severozápadně od města Rokycany. Bylo vybudováno v letech 1956 až 1958 v říčním km 14,735 stejnojmenného toku. Hráz je sypaná zemní s návodním jílovým těsněním. Maximální výška hráze nad údolím je 12,6 m. Minimální kóta koruny hráze 352,10 m n. m., délka koruny 403,60 m. Na koruně hráze byl vybudován vlnolam s minimální kótou 353,02 m n. m. Korunový bezpečnostní přeliv je umístěn v levém zavázání hráze. Je tvořen přelivným blokem vysokým 4,4 m s šesti otvory o rozměrech 2,76 m × 1,5 m. Práh přelivu je na úrovni 345,70 m n. m. a koruna na 350,07 m n. m. Návodní líc přelivného bloku je svislý a vzdušní líc je proveden jako Smetanova plocha pro přepadovou výšku paprsku h = 1,0 m. Na přeliv navazuje skluz o maximálním sklonu 38,8 % a vývar 3,5 m hluboký a 30 m dlouhý. Dvě spodní výpusti jsou tvořeny ocelovým potrubím DN 1800 a DN 800. Celkový ovladatelný objem nádrže po úroveň prahu přelivného objektu je 1,192 mil. m^3.

Vodní dílo Klabava zajišťuje následující účely:

- zajištění minimálního asanačního průtoku pod hrází ve výši Q_{330},
- částečné snížení velkých vod na Klabavě a ochranu území pod vodním dílem před účinky povodní,
- individuální rekreace a sportovní rybolov,
- manipulace ke zlepšení hygienických podmínek a kvality vody v toku Klabavy pod VD
  a k likvidaci následků čistotářských havárií,
- nádrž tvoří ekologický prvek v krajině.

Podle vyhlášky Ministerstva zemědělství České republiky č. 471 v platném znění, o technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly, je VD Klabava zařazeno do III. kategorie. Vlastníkem vodního díla je Česká republika, s právem hospodařit pro Povodí Vltavy, státní podnik, organizací pověřenou výkonem technickobezpečnostního dohledu je VODNÍ DÍLA – TBD a.s.

Obrázek 1: Hráz VD Klabava.

Obrázek 2: Bezpečnostní přeliv.

Obrázek 3: Bezpečnostní přeliv.

Obrázek 4: Skluz od bezpečnostního přelivu.

2. BEZPEČNOST VD KLABAVA PŘI POVODNÍCH

Posouzení bezpečnosti při povodni podléhají vodní díla, nad kterými se provádí technickobezpečnostní dohled a jejichž součástí je vzdouvací stavba, která přehrazuje údolí toku a vytváří nádrž nebo průtočné odkaliště a u kterých nelze v důsledku nekontrolovaného naplnění vodní nádrže za mimořádné hydrologické situace vyloučit přelití koruny hráze s nebezpečím jejího porušení. Problematika posouzení je detailně upravena v ČSN 75 2935 „Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních“. Pro VD Klabava bylo posouzení bezpečnosti při povodních provedeno v roce 2005 [1] a v následujících kapitolách jej podrobně rozvádíme.

2.1 POŽADOVANÁ MÍRA BEZPEČNOSTI VODNÍHO DÍLA

Podkladem pro stanovení požadované míry bezpečnosti vodního díla při povodni je jeho kategorie z hlediska technickobezpečnostního dohledu a analýza řešení zvláštních povodní při hypotetické destrukci hráze vodního díla. Při zvážení těchto faktorů byla míra bezpečnosti u VD Klabava v souladu s ČSN 75 2935 vyjádřena dobou opakování kontrolní povodňové vlny (KPV) N=1000 let.

2.2 HYDROLOGICKÉ PODKLADY

Hydrologické podklady byly zpracovány formou studie Českým hydrometeorologickým ústavem Praha v roce 2005. Ze závěrů studie vyplývají následující parametry teoretické povodňové vlny PV_{1000} v profilu hráze: kulminace KPV Q_{1000} = 459 $m^3.s^{-1}$ a objem KPV W_{1000} = 41,7 mil. m^3.

2.3 POSOUZENÍ VODNÍHO DÍLA PŘI POVODNI,

Výsledkem posouzení vodních děl je vztah mezi mezní bezpečnou hladinou (MBH) a kontrolní maximální hladinou (KMH).

MBH se stanoví podle typu a konstrukčního řešení vodního díla jako nejvyšší hladina v nádrži, při jejímž překročení začíná být aktuální nebezpečí poruchy a havárie vodního díla. Při konečném stanovení MBH se její úroveň sníží o výšku výběhu větrových vln s danou periodou opakování.

Při dodržení uvedených podmínek byla MBH stanovena na kótě 351,10 m n. m. (1,00 m pod minimální kótou koruny hráze a 1,92 m pod korunou vlnolamu).

KMH se stanoví řešením úlohy transformace kontrolní povodňové vlny retenčním účinkem nádrže.

Posouzení bezpečnosti při povodních VD Klabava bylo řešeno v několika variantách, které vystihují základní možné manipulace při průchodu povodně. Pro vyhodnocení posouzení byla směrodatná varianta, která uvažovala reálné manipulace podle platného Manipulačního řádu.

Z provedených výpočtů vyplynula následující zjištění:

vodní dílo	KMH [m n. m.]	MBH [m n. m.]	MBH – KMH [m]
Klabava	352,31	351,10	-1,21

Při převádění kontrolní povodně by došlo k překročení nejen úroveň stanovené MBH, ale i koruny hráze. Kontrolní povodňová vlna vystoupí až na dřík vlnolamu. Při hledání optimálnější manipulace v průběhu povodně, případně doplněné o předvypouštění nádrže, nebylo dosaženo výrazně lepších výsledků. Tato skutečnost je dána malou kapacitou spodních výpustí a malým objemem zásobního a retenčního prostoru vzhledem k objemu KPV.

Závěrem posouzení je fakt, že VD Klabava nevyhovuje požadavkům bezpečnosti při povodních podle platných legislativních předpisů České republiky.

3. NÁVRHY NÁPRAVNÝCH OPATŘENÍ

3.1 HYDROLOGICKÁ STUDIE VD KLABAVA - ZABEZPEČENÍ VODNÍHO DÍLA PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD

V roce 2008 byla na základě zadání správce vodního díla vypracována a. s. Hydroprojekt CZ studie proveditelnosti „VD Klabava - zabezpečení vodního díla před účinky velkých vod“ [2]. Vzhledem k uspořádání funkčních objektů a majetkoprávním vztahům k pozemkům v okolí vodního díla bylo možné realizovat nápravná opatření pouze v levém zavázání hráze, v místě současného bezpečnostního přelivu. Celkem byly v rámci studie posuzovány tři varianty nápravných opatření, případně jejich vhodná vzájemná kombinace.

První variantou navrhovaných opatření bylo zkapacitnění (rozšíření) skluzu do levého břehu. Ze závěru studie vyplývá, že pouhým rozšířením skluzu nedojde k pozitivnímu ovlivnění funkce přelivu.

Druhou variantou bylo rozšíření přelivného bloku o další pole délky 15 m s kótou koruny 350,07 m n. m. a současně rozšíření skluzu do levého břehu. Při této úpravě přelivu dojde ke snížení hladiny KMH o 0,7 m oproti stávajícímu stavu, KMH = 351,79 m n. m. Při současné úrovni MBH = 351,10 m n. m. by u této varianty bylo nutné rozšířit bezpečnostní přeliv o 80 m (!).

Poslední třetí variantou bylo rozšíření přelivného bloku o 15 m s kótou koruny 349,20 m n. m. a současně rozšíření skluzu do levého břehu. Při této úpravě přelivu dojde ke snížení hladiny KMH o 0,84 m oproti stávajícímu stavu, KMH = 351,47 m n. m > MBH = 351,10 m n. m.

Z výše uvedených posouzení vyplývá, že ani jedna z navrhovaných úprav bezpečnostního přelivu nezajistí bezpečné převedení kontrolní povodňové vlny. Bylo proto nutné uvažovat z navýšením MBH pomocí nového vlnolamu, který bude propojen s návodním těsněním hráze. Nová MBH byla pak uvažována na úrovni koruny hráze 352,15 m n. m.

Z nového posouzení navrhovaných opatření byla doporučena pro realizaci Varianta 2.

3.2 MODELOVÝ VÝZKUM

Vzhledem ke složitým podmínkám proudění na bezpečnostním přelivu a skluzu bylo v závěrech studie proveditelnosti navrženo vybranou variantu ověřit na fyzikálním modelu.

V roce 2010 byl proveden ČVUT v Praze na katedře hydrotechniky „Hydrotechnický výzkum VD Klabava“ [3]. Hlavním cílem výzkumu bylo ověřit a zpřesnit konsumpční křivku navrhovaného přelivu, dále pak přešetřit kapacitu skluzu se zaměřením na navýšení bočních zdí.

Obrázek 5: Model bezpečnostního přelivu vybrané varianty pro realizaci

Výsledky fyzikálního modelu:

- byla stanovena zpřesněná konsumpční křivka přelivu, na základě které byla aktualizována KMH = 352,13 m n. m., která je nižší než nově stanovená úroveň MBH = 352,15 m n. m. tj. minimální úroveň koruny hráze,
- byla stanovena definitivní výška bočních zdí rozšířeného skluzu, oproti studii bude v některých místech až o 0,55 m vyšší.

3.3 DOKUMENTACE PRO STAVEBNÍ POVOLENÍ

V listopadu 2012 byla a.s. Sweco Hydroprojekt vypracována projektová dokumentace pro stavební povolení ke změně stavby „VD Klabava – zabezpečení vodního díla proti povodním“ [5]. Projektová dokumentace řešila:

- Snížení kontrolní maximální hladiny v nádrži zkapacitněním přelivu, spadiště, skluzu a vývaru bezpečnostního přelivu. Přelivný objekt bude rozšířen o jedno pole směrem do levého břehu o 15 m na úrovni 350,07 m n. m. Navazující skluz bude v horní části rozšířen o 15 m a dále se bude plynule zužovat až k ústí do vývaru, kde bude mít původní šířku. Nové přelivné pole bude stejného tvaru, jako přelivná pole stávající. V prostoru nátoku bude objekt postupně rozšířen až k přelivu. Stávající pravá zeď bude navýšena. Všechny původní betonové konstrukce budou reprofilovány.
- Zvýšení mezní bezpečné hladiny, které je provedeno propojením návodního jílového těsnicího prvku s novou konstrukcí železobetonového vlnolamu. Propojení je realizováno 1,0 m hlubokým založením vlnolamu a zatažením těsnicí PE folie přikotvené k vlnolamu do zemního těsnění 0,9 m pod základ vlnolamu.

Obrázek 6: Vizualizace nového bezpečnostního přelivu.

Obrázek 7: Vizualizace nového bezpečnostního přelivu a skluzu.

V březnu 2013 bylo krajským úřadem plzeňského kraje, OŽP, vydáno rozhodnutí o povolení ke změně stavby vodního díla Klabava podle výše uvedené dokumentace.

3.4 ZMĚNA STAVBY PŘED JEJÍM DOKONČENÍM

V roce 2015 byla a.s. Sweco Hydroprojekt vypracována změna projektové dokumentace před jejím dokončením [6], která spočívala v částečném nahrazení pevného přelivného objektu pohyblivým zařízením. Byl zvolen segmentový uzávěr o dvou hrazených polích o šířce 6 m a hrazené výšce 4,8 m. Pohyblivou konstrukcí je jednoduchý zdvižný segment, viz následující vizualizace. Vložením dvou hrazených polí do původně pevné přelivné hrany bezpečnostního přelivu dojde na vodním díle k získání ovladatelného retenčního prostoru, což má zejména u častěji opakujících se povodní zásadní transformační účinek (v případě Q_{10} až o 150 %).

Obrázek 8: Vizualizace nového bezpečnostního přelivu.

Obrázek 9: Vizualizace nového bezpečnostního přelivu.

Obrázek 10: Vizualizace nového bezpečnostního přelivu a skluzu.

4. ZÁVĚR

V závěru roku 2015 byla zpracována dokumentace pro provádění stavby a státní podnik Povodí Vltavy zahájil zadání veřejné zakázky na výběr zhotovitele. V současnosti probíhá vyhodnocení nabídek na zhotovení stavebních úprav na VD Klabava. Bezprostředně po výběru nejvhodnější nabídky bude zahájena stavba, jejíž financování (předpokládaná hodnota stanovená kontrolním rozpočtem je cca 155 mil. Kč) je plánováno z dotačního programu Prevence před povodněmi III Ministerstva zemědělství a z vlastních zdrojů státního podniku Povodí Vltavy. Po dokončení stavebních prací spojených s realizací vybraných nápravných opatření bude VD Klabava vyhovovat požadavkům bezpečnosti při povodních ve smyslu platné legislativy České republiky.

5. PODĚKOVÁNÍ

Autoři textu děkují za zpracování vizualizací kolegům z firmy Sweco Hydroprojekt, a.s., zejména panu Ing. Radkovi Veselému.

LITERATURA

[1] VODNÍ DÍLA - TBD a.s.: VD Klabava, Posudek bezpečnosti při povodních, Praha, 2005.

[2] HYDROPROJEKT CZ a.s.: Studie proveditelnosti „VD Klabava - zabezpečení vodního díla před účinky velkých vod“, Praha, 2008.

[3] ČVUT v Praze, fakulta stavební, katedra hydrotechniky: Hydrotechnický výzkum VD Klabava - Modelový výzkum pro ověření kapacity bezpečnostního přelivu, skluzu a popis proudění vody ve skluzu, ve vývaru a odpadním korytě, Praha, 2010.

[4] HYDROPROJEKT CZ a.s.: Vodní dílo Klabava, zabezpečení vodního díla před účinky velkých vod, dokumentace pro územní řízení, Praha, 2009.

[5] HYDROPROJEKT CZ a.s.: Vodní dílo Klabava, zabezpečení vodního díla před účinky velkých vod, dokumentace pro stavební povolení, Praha, 2012.

[6] HYDROPROJEKT CZ a.s.: Vodní dílo Klabava, zabezpečení vodního díla před účinky velkých vod, dokumentace změny stavby, Praha, 2014.

Autor1: Ing. Ondřej Hrazdira

Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5

Kontakt: ondrej.hrazdira@pvl.cz

Autor2: Ing. Stanislav Plecitý

Pracoviště: VODNÍ DÍLA – TBD a.s., Hybernská 1167/40, 110 00 Praha 1

Kontakt: plecity@vdtbd.cz

ALTERNATIVNÍ ZPŮSOB ŘÍZENÍ ZÁSOBNÍ FUNKCE NÁDRŽE V MÁLO VODNÉM OBDOBÍ

Pavel Menšík, Miloš Starý, Daniel Marton

Ústav vodního hospodářství krajiny, VUT v Brně, Fakulta stavební, Brno

ABSTRAKT: V průběhu několika posledních let dochází k častějšímu výskytu období sucha. V blízké budoucnosti je možno očekávat, že se tyto události budou vyskytovat častěji a jejich negativní účinek bude mít rostoucí trend. Současný stav řízení zásobní funkce je dostačující, ale vzhledem ke klimatickému vývoji může být v blízké době nepostačující. Klasické řízení zásobní funkce vodních nádrží vychází převážně z pravidel řízení, respektive z dispečerských grafů. Vytváření uvedených pravidel bylo přímo ovlivněno výkonosti tehdejší výpočetní techniky, což mělo za následek jejich značné zjednodušení. Dnešní výkonost výpočetní techniky umožňuje používané způsoby řízení rozšířit o nové tzv. inteligentní způsoby řízený. V příspěvku bude popsaný inteligentní způsob řízení vycházející z principu adaptivity. K tomuto řízení je potřebná znalost hydrologických předpovědí přítoků vody do nádrží. Prezentované řízení používá deterministický předpovědní model. Nepřesnosti předpovědí jsou při řízení úspěšně eliminovány adaptivitou, což prokazují dosažené výsledky z řízení. Uvažovaný způsob řízení je v příspěvku aplikován na řízení zásobní funkce vodní nádrže Vír I. Řízení je pro ukázku provedeno v málo vodném období, v průběhu let 1991 a 1992. Dosažené výsledky řízení jsou porovnány s řízením používající dispečerský graf. Výsledky řízení jsou rovněž pro ukázku porovnány s alternativním inteligentním řízením, které je v současné době předmětem výzkum. Alternativní způsob řízení je založen na vhodné kombinaci optimalizačního modelu a metody Support vector machines.

1. ÚVOD

V průběhu několika posledních let je možno pozorovat častější výskyt hydrologických extrémů. Dochází k častějšímu výskytu povodní a k prohlubování období sucha. Odborné práce z oblasti klimatologie na výskyt těchto extrémních událostí dlouhodobě upozorňují. Za zmínku stojí například roky 2011, 2012, které z hydrologického hlediska byly hodnoceny jako extrémně suché [12] a rovněž tak i minulý rok 2015 [1]. V blízké budoucnosti je možno očekávat, že se tyto události budou vyskytovat častěji a jejich negativní účinek bude mít rostoucí trend. Reálně je možné, že v případě po sobě opakujícího se výskytu několika déle trvajících období sucha může dojít k ohrožení zásobní funkce některých vodních zdrojů. Za předpokladu, že se tato hrozba stane skutečností a zásoba vody ve vodních nádržích nebude pro jejich provoz dostačující, bude možné řešení spočívat ve změně způsobu provozování vodních děl. Tyto změny budou převážně spočívat v úpravě způsobu manipulace s řízeným odtokem. V krajním případě, pokud budou vyčerpány všechny možnosti ostatních adaptačních opatření k zajištění vodohospodářských služeb a kdy dopady klimatické změny nebudou řešitelné jinými prostředky pro jejich neproveditelnost nebo pro jejich neúměrné náklady, bude možno stávající nádrže rozšířit o nádrže nové. Pro tyto účely byl v roce 2011 aktualizován generel území chráněných pro akumulaci povrchových vod [9].

Současný stav řízení zásobní funkce je dostačující, ale vzhledem ke klimatickému vývoji může být v blízké době nepostačující. Klasické řízení zásobní funkce vodních nádrží vychází převážně z pravidel řízení [2], respektive z dispečerských grafů [11]. Vytváření uvedených pravidel bylo přímo ovlivněno výkonosti tehdejší výpočetní techniky, což mělo za následek jejich značné zjednodušení. Pravidla jsou vytvořena na základě historických průtokových řad.

Použití historických průtokových řad pravidlům neumožňuje adaptivně reagovat na aktuální hydrologické podmínky. Z tohoto důvodu můžou současná pravidla řízení narážet na omezení plynoucí z měnících se hydrologických podmínek, které v historických průtokových řadách nemůžou být zahrnuty. Dnešní výkonost výpočetní techniky umožňuje používané způsoby řízení rozšířit o nové tzv. inteligentní způsoby řízený.

V příspěvku je popsán inteligentní způsob řízení vycházející z principu adaptivity. Adaptivní přístup umožňuje reagovat na průběžně měnící se hydrologické podmínky. K tomuto řízení je potřebná znalost hydrologických předpovědí přítoků vody do nádrží. Prezentované řízení používá deterministický předpovědní model, který je možno po úpravě rovněž použít pro vytvoření stochastických předpovědí. Nepřesnosti předpovědí jsou při řízení úspěšně eliminovány adaptivitou, což prokazují dosažené výsledky z řízení. Uvažovaný způsob řízení je v příspěvku aplikován na řízení zásobní funkce vodní nádrže Vír I. Řízení je pro ukázku provedeno v málo vodném období, v průběhu let 1991 a 1992. Dosažené výsledky řízení jsou porovnány s řízením používající dispečerský graf, který je součástí platného manipulačního řádu nádrže Vír I. Výsledky řízení jsou rovněž pro ukázku porovnány s alternativním inteligentním řízením, které je v současné době předmětem výzkum. Alternativní způsob řízení je založen na vhodné kombinaci optimalizačního modelu a metody Support vector machines (SVM) [10].

2. POUŽITÉ PROSTŘEDKY

V příspěvku použité prostředky vycházejí z použitého způsobu řízení zásobní funkce nádrže. K řízení je použit software SOMVS (Simulační a optimalizační model vodohospodářské soustavy) [3], který umožňuje nalézt optimální odtoky vody z nádrže. Software byl vytvořen v rámci disertační práce [4]. Ve zkrácené formě byl software publikován například v impaktovaném časopise [7] a v České republice v recenzovaném odborném periodiku [8] a také na Konferenci Vodní nádrže 2013. SOMVS je licencovaný software Vysokého učení technického v Brně. Obecně je možno software použít pro strategické plánování (rozvoj, řízení) v oblasti zásobní funkce vodních nádrží. Software umožňuje najít optimální řešení problémů spojených se zásobováním obyvatelstva, průmyslu, energetiky a zemědělství vodou. Může také sloužit jako prostředek k optimálnímu provozování soustavy vodních nádrží.

Strategické řízení používá hydrologické předpovědí přítoků vody do nádrže. K získání hydrologické předpovědi průměrných měsíčních přítoků vody do nádrže je použit zonální pravděpodobnostní předpovědní model (ZPPM). Předpovědní model vychází z teorie pravděpodobnosti a aktuální velikosti průtoku. Na základě aktuálního průtoku je vybrána zóna předpovědi. Zónou předpovědi prochází měřené historické (kalibrační) průtokové řady průměrných měsíčních průtoků. V předpovědní zóně je vybrána hodnota průtoku vyskytující se s největší pravděpodobností. Hodnota průtoku vyskytující se s největší pravděpodobností odpovídá předpovězenému průtoku. Tímto způsobem může být vytvořena předpověď pro jeden až dvanáct měsíců dopředu. Předpovědní model byl publikován například v [5] a v [6]. Podrobně popsané metody použité v SOMVS a v ZPPM jsou k nalezení ve výše citované literatuře.

3. APLIKACE A VÝSLEDKY

Uvažovaný adaptivní způsob řízení je aplikován na řízení zásobní funkce nádrže Vír I (dále jen Vír). Simulace řízení provozu nádrže Vír je provedeno v historickém období let 1987 až 1995. K hodnocení úspěšnosti řízení je vybráno období let 1990 a 1992 (málo vodné roky). Rok 1987 byl z pohledu vodnosti rokem nadprůměrným a je tedy možno u nádrže na začátku simulace uvažovat s plným zásobním objemem. Základní technické a provozní parametry použité pro strategické řízení nádrže jsou převzaty z manipulačního řádu nádrže.

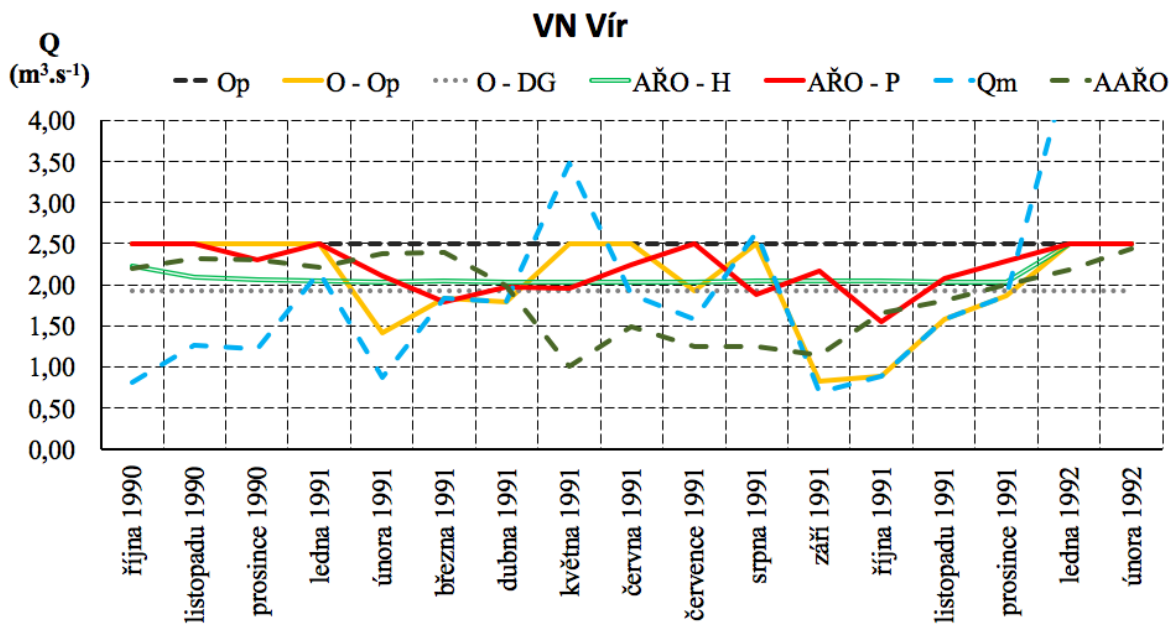
Použité adaptivní řízení odtoku (AŘO - P) vody z nádrže probíhá na úrovni klasického simulačního modelu, u kterého jsou pravidla řízení nahrazeny optimalizací. Na základě předpovězených průměrných měsíčních přítoků vody do nádrže jsou optimalizační metodou v softwaru SOMVS hledány velikosti optimálních odtoků pro každý předpovídaný měsíc. Kritériem optimalizace je součet čtverců odchylek mezi požadovaným řídícím odtokem a skutečným řízeným odtokem (nalepšeným odtokem *Op*) vody z nádrže, který se minimalizuje. Podrobně je matematický model popsán například v [5]. Řízení je provedeno pro dvanáct variant, které se od sebe liší rozdílnou délkou předpovědi. Postupně je k řízení použita předpověď na jeden měsíc až po předpověď na dvanáct měsíců. Adaptivní řízení je provedeno rovněž v historické průtokové řadě (AŘO - H). Z pohledu předpovídaných hodnot pak pracujeme s předpovědí, která má 100% přesnost – odpovídá skutečnosti.

Za účelem srovnání úspěšnosti adaptivního řízení je řízení porovnáno s řízením z měsíce na měsíc. Řízení z měsíce na měsíc je provedeno pro dva případy. V prvním případě probíhá řízení na základě požadovaného řídícího odtoku *Op* (O - Op). Hodnota nalepšeného odtoku je rovna průtoku 2,5 $m^3.s^{-1}$. Hodnota vychází z vodohospodářského řešení nádrže Vír a je převzata z manipulačního řádu. Ve druhém případě je použit aktuální dispečerský graf nádrže Vír (O - DG). Tyto způsoby řízení nepoužívají předpovědi a odpovídá v současné době k nejčastějšímu způsobům řízení.

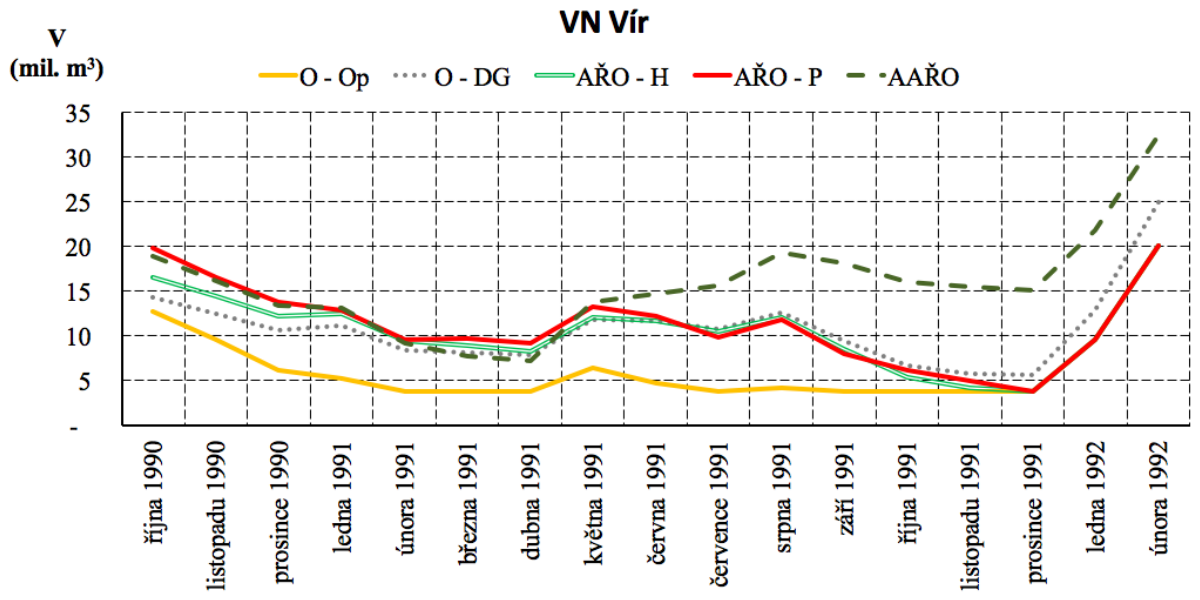
Pro zajímavost jsou výsledky z řízení rovněž porovnány s alternativním adaptivním řízením, které je v současné době předmětem výzkum na Ústavu vodního hospodářství krajiny. Zkoumané alternativní adaptivní řízení odtoku (AAŘO) nevyžaduje znalost předpovědí přítoků vody do nádrže a umožňuje zohlednit vliv klimatických změn na velikosti přítoků vody do nádrže. Vlastní princip řízení spočívá ve vhodné kombinaci optimalizačního modelu s metodou SVM.

Pro zhodnocení úspěšnosti jednotlivých způsobů řízení nádrže v období let 1990 až 1992 je stanoveno množství nedodané vody. V ideálním případě by mělo být při konstantním *Op* za období 17 měsíců dodáno 111,996 mil. m^3 vody. U řízení nádrže na hodnotu nalepšeného odtoku je za celé období dodáno 91,246 mil. m^3 vody. Při řízení používající dispečerský graf je dodáno pouze 86,461 mil. m^3 vody. U adaptivního řízení v historické průtokové řadě je nejlepšího výsledku dosaženo pro maximální délku předpovědi 12 měsíců a je dodáno 94,333 mil. m^3 vody. Při adaptivním řízení používající předpovědi ze zonálního pravděpodobnostního modelu je za období celkově dodáno 98,334 mil. m^3 vody. Toho je dosaženo při délce předpovědí 8 měsíců. Při alternativním adaptivním řízení odtoku vody z nádrže je za období 17 měsíců dodáno jen 84,274 mil. m^3 vody.

Na obrázku 1 je zobrazen průběh průměrných měsíčních přítoků vody do nádrže (Qm). Požadovaný řídící odtok z nádrže je zobrazen průběhem nalepšeného odtoku (Op). Dále jsou v obrázku zobrazeny dva průběhy adaptivního řízení, pro které bylo dosaženo nejlepšího výsledku. Průběh řízených odtoků (AŘO - H) odpovídá řízení v historické průtokové řadě (100% přesnost předpovědi) a s předpovědí na 12 měsíců dopředu. Rovněž je v obrázku zobrazen průběh alternativního adaptivního řízení (AAŘO). Průběh řízených odtoků (AŘO - P) odpovídá řízení používající předpovědi na 8 měsíců dopředu. Průběh řízených odtoků (O - Op) zobrazuje řízení na nalepšený odtok. Na obrázku 2 jsou obdobným způsobem jako u obrázku 1 zobrazeny průběhy zásobních objemů pro jednotlivé varianty řízení.



Obrázek 1: Výsledné průběhy jednotlivých řízení.



Obrázek 2: Výsledné průběhy zásobních objemů.

4. ZÁVĚR

Příspěvek si kladl za cíl nastínit alternativní způsob strategického řízení zásobní funkce nádrže. Obdobným způsobem by mohlo být provedeno i řízení zahrnující hydroenergetickou funkci nádrže a to jak pro izolovanou nádrž, tak i pro více nádrží propojených v jeden systém. Strategické řízení odtoku vody z nádrží (horizont řízení v časovém kroku měsíc) je v kontextu výskytu sucha velmi důležitý, umožňuje provádět vhodné manipulace na vodních nádržích.

Z případové studie je zřejmé, že celkové množství nedodané vody je v případě řízení na nalepšený odtok a i v případě řízení používající dispečerský graf větší, než u adaptivního

řízení. Je možno očekávat, že i u jiné nádrže nebo soustavy nádrží budeme při použití adaptivního řízení dosahovat velice zajímavých výsledků. U alternativního adaptivního řízení z pohledu celkového množství nedodané vody nedosahujeme tak dobrých výsledků jako je tomu u předchozích typů řízení. V tomto případě je nutné mít na paměti, že alternativní adaptivní řízení je na začátku svého výzkumu. Z pohledu hospodaření s vodou v nádrži je již dnes dosahováno zajímavého výsledku, alternativní adaptivní řízení má tendenci zadržovat větší množství vody v nádrži a šetřit vodu pro budoucí období.

Dosažené výsledky poukazují na možnost praktického využití adaptivního způsobu řízení. Uvedený způsob řízení by mohl být prostředkem, kterým by bylo možno zefektivnit způsob hospodaření s vodou v nádržích. Obecně můžou inteligentní způsoby řízení představovat podpůrný nástroj pro vodohospodářský dispečink, kterému zejména při řízení složitějších systémů s více nádržemi a s uvažováním více účelů poskytnou vhodnou podporu při procesu rozhodování.

5. PODĚKOVÁNÍ

Článek je výsledkem specifického výzkumu FAST-S-16-3444 “Návrh hybridní metody pro řízení zásobní funkce nádrže”.

LITERATURA

[1] Český hydrometeorologický ústav, Drought in the Czech Republic in 2015: A preliminary summary, Prague, 2015.

[2] Jain S. K., Reservoirs-Multipurpose, Water Encyclopedia, 2005, p. 382–387.

[3] Menšík, P. a Starý, M. SOMVS – Simulační a optimalizační model vodohospodářské soustavy, dostupné z: http://uvhk.fce.vutbr.cz/somvs.php

[4] Menšík, P. Automatizace řešení zásobní funkce vodohospodářské soustavy. Brno, 2012. 180 s. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodního hospodářství krajiny. Školitel prof. Ing. Miloš Starý, CSc.

[5] Menšík P.; Starý M.; Marton D., Using Predictive Models of Mean Monthly Flows for Operative Outflows Control from Large Open Reservoirs. In Proceedings ITISE 2014, International work- conference on Time Series. Spain, Granada: Copicentro Granada S. L, 2014. p. 382-395. ISBN: 978-84-15814-97-9.

[6] Menšík P.; Starý M.; Marton D., Using Predictive Model of Mean Monthly Flows for Large Open Reservoirs Hydropower Control. Procedia Engineering, 2014, vol. 89, no. 12, p. 1486-1492. ISSN: 1877-7058.

[7] Menšík, P.; Starý, M.; Marton, D. Water Management Software for Controlling the Water Supply Function of Many Reservoirs in a Watershed. Water Resources, 2015, vol. 42, no. 1, p. 133-145. ISSN: 0097-8078.

[8] Menšík, P.; Starý, M.; Marton, D. Automatizace řešení zásobní funkce vodohospodářské soustavy. Vodohospodářské technicko-ekonomické informace, 2015, roč. 57, č. 1, s. 2-5. ISSN: 0322- 8916.

[9] Ministerstvo zemědělství s Ministerstvem životního prostředí, Generel území chráněných pro akumulaci povrchových vod a základní zásady využití těchto území, Praha, 2011.

[10] Vapnik, V., Estimation of Dependences Based on Empirical Data, Moscow, 1979.

[11] Votruba L.; Broza V., Water Management in Reservoirs, New York: Elsevier Science Ltd, 1989.

[12] Zahradníček, P., Trnka, M., Brázdil, R., Možný, M., Štěpánek, P., Hlavinka, P., Žalud, Z., Malý, A., Semerádová, D., Dobrovolný, P., Dubrovský, M. and Řezníčková, L. (2014), The extreme drought episode of August 2011–May 2012 in the Czech Republic. Int. J. Climatol.. doi: 10.1002/joc.4211.

Autor1: Ing. Pavel Menšík, Ph.D.
Pracoviště: Ústav vodního hospodářství krajiny, VUT v Brně, Fakulta stavební, Brno
Kontakt: mensik.p@fce.vutbr.cz

Autor2: prof. Ing. Miloš Starý, CSc.
Pracoviště: Ústav vodního hospodářství krajiny, VUT v Brně, Fakulta stavební, Brno
Kontakt: stary.m@fce.vutbr.cz

Autor3: Ing. Daniel Marton, Ph.D.
Pracoviště: Ústav vodního hospodářství krajiny, VUT v Brně, Fakulta stavební, Brno
Kontakt: marton.d@fce.vutbr.cz

OPERATIVNÍ ŘÍZENÍ ODTOKU Z VODNÍCH NÁDRŽÍ ZA POVODŇOVÝCH SITUACÍ ZE STOCHASTICKY PŘEDPOVÍDANÝCH SRÁŽEK V POVODÍ OSTRAVICE A OLŠE

Miloš Starý

Brno university of technology, Faculty of civil engineering, Institute of landscape water management, Brno, Czech Republic

Lucie Březková

Czech hydrometeorological institute, Brno, Czech Republic

Lubomír Jaroš

Povodí Odry, state enterprice, Ostrava, Czech Republic

ABSTRAKT: Povodí Ostravice a povodí Olše jsou součástí povodí řeky Odry. Celková plocha obou povodí činí přibližně 2100 km^2. V povodí se nachází řada vodních nádrží, z nichž nejvýznamnější jsou Šance, Morávka, Žermanice, Olešná a Těrlicko. Model HYDROG (Starý, 1991-2016) je na těchto povodích používán od roku 1996. V roce 2014 byl pro uvedená povodí sestaven stochastický generátor náhodných srážkových polí (Březková, 2012), který umožňuje vytvářet náhodné srážkové scénáře dle zadaných parametrů. Opakovanou simulací srážkoodtokového procesu lze získat stochastickou předpověď průtoků, kterou můžeme vyhodnotit např. jako pravděpodobnost překročení limitních průtoků ve zvolených říčních profilech. Tímto způsobem je možné do výpočtu odtoku vody z povodí zavést nejistoty měřených a předpovídaných srážkových dat. Na základě generovaných srážkových scénářů lze provádět i operativní řízení odtoků ze soustavy vodních nádrží. Vyvíjená metoda stochastického operativního řízení byla testována na povodni z května 2014.

1. ÚVOD

Předmětem práce je implementace stochastického generátoru náhodných srážkových polí (Březková, 2012) začleněného do modelu HYDROG do modelu povodí řeky Ostravice a Olše a jeho následné testování na povodňové epizodě z května 2014. Generátor umožňuje vytváření náhodných srážkových polí nad povodím dle zadaných parametrů. Opakovanou simulací srážkoodtokového procesu získáme tzv. stochastickou předpověď průtoků v prognózních profilech říční sítě, kterou lze vyhodnotit jako např. pravděpodobnost překročení limitních průtoků v těchto profilech. Uvedeným způsobem je možné do výpočtu odtoku vody z povodí zavést nejistoty nejen měřených a předpovídaných srážkových dat, ale i ostatních klimatických veličin (teplot, příp. výšky a vodní hodnoty sněhu). Příspěvek se zabývá stručným popisem použití dané metody pro operativní řízení odtoku vody z povodí na historické srážkově významnější epizodě z května 2014. V průběhu této epizody byly výraznější srážkovou činností zasaženy především návětrné svahy Beskyd, kde se dvoudenní úhrn srážek pohyboval od 60 do 170 mm. V povodích beskydských nádrží se tento úhrn pohyboval v rozpětí od 70 do 140 mm s tím, že povodí největší beskydské nádrže Šance bylo zasaženo nejméně (cca 50 mm). Průtoky zaznamenané na limnigrafických stanicích, provozovaného monitorovacího systému Povodí Odry, státní podnik, odpovídaly době opakování 1 až 5 let. Jednalo se tedy o srážkově nevýznamnou epizodu, která byla autory

příspěvku zvolena především s ohledem na testovanou verzi srážkoodtokového modelu HYDROG a s ohledem na bezporuchový provoz měřicích stanic v jejím průběhu.

2. METODA

Pro generování náhodných srážkových polí jsou uvažována následující zjednodušení:

- povodí je pro potřeby hydrologického modelování rozděleno na Thiessenovy polygony, pro které je intenzita srážky nad povodím v daném čase uvažována jako konstantní.
- Hodnoty intenzity vstupní srážky v polygonech jsou plošně vzájemně korelované podle historicky naměřených dat.
- Měřená i předpovídaná intenzita srážky nad povodím je v každém polygonu považována za náhodnou veličinu s normálním rozdělením N(μ,σ). Předpoklad normálního rozdělení vychází ze skutečnosti, že normální rozdělení je vhodné použít tam, kde je měření ovlivněno několika vzájemně nezávislými jevy. V případě předpovídaných srážek je zjednodušeně předpokládáno, že předpovídaná veličina má rovněž normální rozdělení.
- Měřené či předpovídané hodnoty v polygonech jsou uvažovány jako střední hodnoty (μ), směrodatná odchylka (σ) je odhadnuta na základě přesnosti měřicích přístrojů udávaných výrobcem či na základě zkušeností (například odborným odhadem meteorologa z předpovědí více meteorologických modelů). Pro potřeby tvorby předpovědi průtoků lze zavádět nejistoty do hydrologického výpočtu pomocí rozšířené nejistoty typu A (±3σ – viz norma ISO/TS 21749). Vzhledem k nedostatku významných a dostatečně detailně prozkoumaných srážkoodtokových epizod je nutné často přistupovat ke stanovení rozšířené nejistoty intuitivně.
- Tímto způsobem lze vyjádřit pouze nejistotu vstupních měřených a předpovídaných meteorologických veličin. Ostatní nejistoty, které ovlivňují výslednou hydrologickou předpověď, nejsou při řešení uvažovány.

Náhodné pole popisující rozložení srážek v daném čase nad povodím je vyjádřeno pomocí vektoru **X** náhodných veličin (srážek na polygonech), jehož prvky X_i mají mezi sebou korelační vazby. Považujme povodí za rovinnou oblast Ω rozdělenou na polygony označené $P_1, P_2,...,P_n$ (viz obr. 1).

Podle teorie autokorelace lze pro každou složku náhodného vektoru X psát rovnici:

$$X_i = a_1 \cdot X_1 + a_2 \cdot X_2 + ... + a_{i-1} \cdot X_{i-1} + a_{i+1} \cdot X_{i+1} + ... + a_n \cdot X_n + \varepsilon_i, \qquad (1)$$

kde značí:

X_i .....hodnotu náhodné veličiny v polygonech $P_1...,P_n$,

ε_i .....hodnotu normální náhodné veličiny s rozdělením $N(0, \sigma[\varepsilon])$,

a_1 až a_n ....autoregresivní parametry vyjadřující stupeň lineární závislosti veličiny X_i na hodnotách okolních veličin X_1 až X_n.

Pro všechny složky náhodného vektoru X pak můžeme psát soustavu *n* lineárních rovnic pomocí maticového zápisu:

$$\mathbf{X} = \mathbf{W} \cdot \mathbf{X} + \boldsymbol{\varepsilon}, \qquad (2)$$

kde značí:

X .....hledaný (generovaný) náhodný vektor,

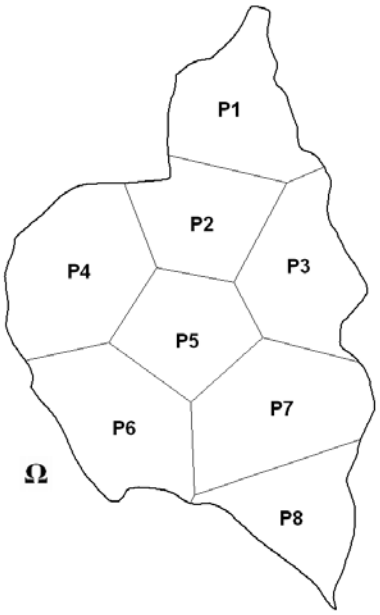
ε .....normální náhodný vektor,

W ..... korelační matici, která určuje vzájemnou lineární závislost složek náhodného vektoru X v polygonech $P_1,...,P_n$ pomocí autoregresivních parametrů a_1 až a_n. Matice W je sestavena z historických dat pomocí Yule-Walkerových rovnic.

Následuje výpočet hledaného náhodného vektoru X, jehož prvky mají předepsanou střední hodnotu μ[X] a směrodatnou odchylku σ[X].

Pří výpočtu stochastické předpovědi průtoků je třeba nejprve vytvořit na základě historických srážkových dat korelační matici W. Uvedená matice je pak opakovaně využívána pro generování libovolného počtu *n* náhodných srážkových polí nad povodím. Pro generování je nutné zadat vektor středních hodnot (např. deterministická předpověď srážek, měřené srážky v povodí apod.) a směrodatnou odchylku (odchylku předpovědi srážek stanovenou meteorologem, chybu měření vyhodnocenou statisticky atd.).

Při ***stochastické predikci průtoků*** vody povodím je následně provedeno *n* simulací odtoku vody z řešeného povodí, čímž obdržíme *n* hydrogramů ve zvolených profilech. Hydrogramy jsou vyhodnoceny pomocí čáry překročení kulminačních průtoků (čímž lze získat pravděpodobnost překročení limitního průtoku ve zvoleném profilu) a pomocí čáry překročení objemu odtoku (lze získat pravděpodobnost překročení limitního objemu odtoku), což je vhodné zejména při výpočtu přítoku do nádrže.



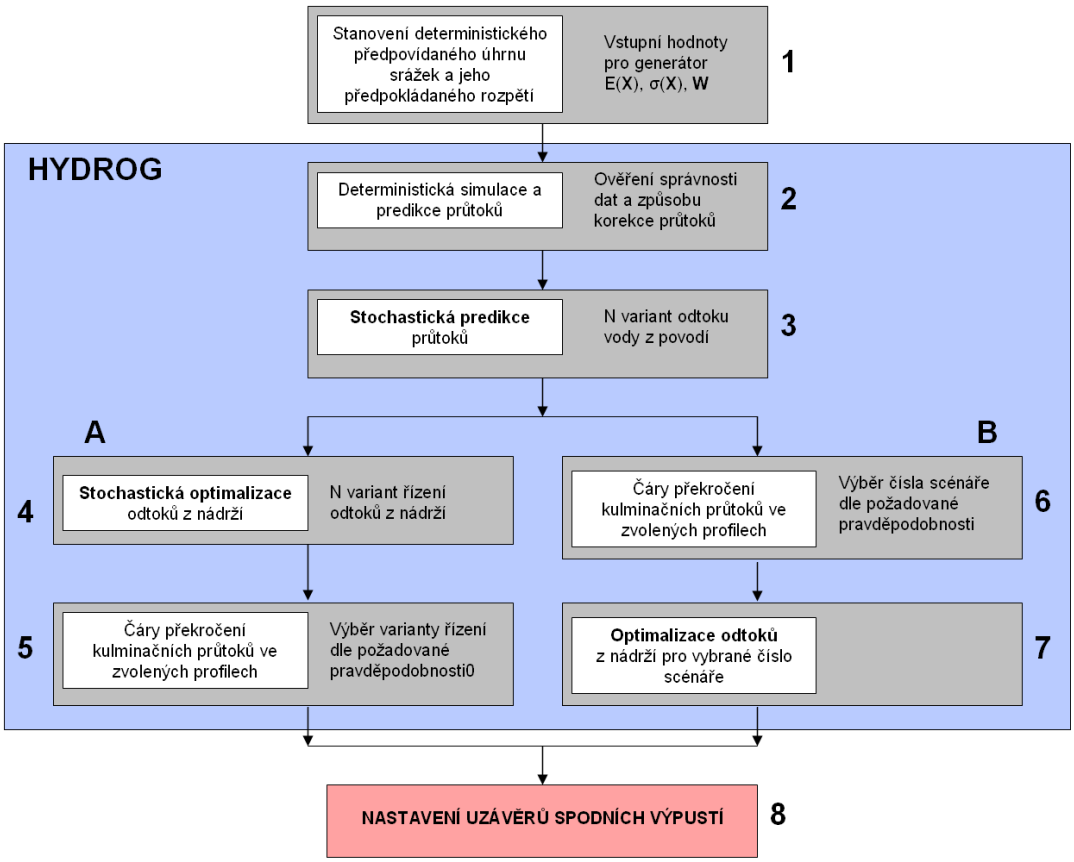
Obrázek 1: Rozdělení oblasti Ω na dílčí polygony P_1 - P_n (v tomto případě n=8), v každém polygonu uvažujeme hodnotu náhodné veličiny X_i (zde X_1 až X_8)

Navrhovaná metoda ***operativního řízení odtoků*** průtoků vody povodím (optimalizace řízených odtoků vody ze soustavy nádrží) za povodňových situací na základě stochasticky popsaných srážek sestává z těchto kroků (viz schéma uvedené na obr. 1):

- je třeba stanovit střední hodnotu (deterministickou hodnotu) předpovídaných srážek a směrodatnou odchylku (**krok 1**). V praxi postupujeme tak, že stanovíme např. předpovídaný srážkový úhrn za 48 hodin ve srážkoměrných stanicích (např. hodnoty podle modelu ALADIN) a předpokládané rozpětí srážek

(např. ± 20 mm dle informací meteorologa, toto rozpětí srážek uvažujeme zpravidla jako rozšířenou nejistotu 3σ – viz Březková, 2012).

- Provede se deterministický výpočet simulace a predikce průtoků modelem HYDROG (**krok 2**) pro ověření správnosti zadaných dat a způsobu korekce průtoků ve zvolených profilech.
- Spustí se stochastická predikce průtoků (**krok 3**). Pomocí generátoru v modelu HYDROG se na základě zadaných parametrů vygeneruje požadovaný počet scénářů srážek a provede se odpovídající počet simulací průtoků ve zvolených profilech. Dále lze postupovat dvěma způsoby.
- V případě **varianty A** se spustí výpočet operativního řízení odtoků z nádrží opakovaně pro všechny generované scénáře srážek (**krok 4**). Tím získáme podstatně podrobnější informaci o způsobu řízení nádrží (např. rozpětí vypočítaných poloh uzávěrů spodních výpustí), výpočet však může být časově náročný v závislosti na délce předpovídaného období a počtu změn poloh uzávěrů řízených nádrží (a použité výpočetní technice). Z čáry překročení kulminací průtoků v řídicích profilech lze pak na základě požadované pravděpodobnosti vybrat způsob řízení odtoku vody z nádrží (**krok 5**).
- V případě **varianty B** se takto získaná stochastická predikce průtoků vyhodnotí jako čára překročení kulminací ve zvolených profilech. V tabelárním zobrazení těchto čar lze pak zvolit číslo varianty, které odpovídá požadované pravděpodobnosti překročení kulminačního průtoku v daném profilu (**krok 6**). Spustí se výpočet operativního řízení odtoků vycházející ze scénáře srážek odpovídající vybrané variantě (**krok 7**). Tím získáme požadované nastavení uzávěrů spodních výpustí řízených nádrží.



Obrázek 2: Schéma postupu při stochastickém řízení odtoků z nádrží při povodňových situacích

3. APLIKACE

Operativní vstupní srážková data pro simulaci operativního stochastického řízení byla poskytnuta státním podnikem Povodím Odry. Termíny výpočtů řízení tak vycházely z poskytnutých dat – předpovědi byly aktualizovány dvakrát denně vždy k 7 a k 19 hodině. Průtoky byly sledovány v profilech 147 (Ostravice – Frýdek-Místek), 242 (Ostravice – Slezská Ostravice), 324 (Olše – Jablunkov), 460 (Olše – Dětmarovice), 529 (Olše – Věřňovice) a 538 (Odra – pod soutokem Odry s Olší). Počátek simulace operativního řízení byl stanoven na 13. 5. 2014 19:00, kdy předpovídané srážkové úhrny již způsobovaly ve sledovaných profilech významnější zvýšení průtoků. Jednotlivé termíny řízení jsou uvedeny v Tab. 1.

Tabulka 1: Termíny předpovědí a parametry pro generování scénářů předpovídaných srážek

Termín předpovědi	Předpovídaný srážkový úhrn za 48h [mm]	Odchylka srážky [%]	Pořadové číslo vybraného scénáře
13.05.2014 19:00	32	50	-
14.05.2014 07:00	53	30	-
14.05.2014 19:00	65	40	21
15.05.2014 07:00	65	40	36
15.05.2014 19:00	67	40	42
16.05.2014 07:00	35	40	5
16.05.2014 19:00	35	40	34
17.05.2014 07:00	17	40	25

Řízení bylo ukončeno v době, kdy po kulminaci došlo k výrazným poklesům průtoků ve sledovaných profilech, a nepředpokládal se další výskyt srážek. Délka předpovídaného období činila vždy 48 hodin. Předmětem optimalizace byl odtok ze soustavy nádrží Šance (profil č. 38), Morávka (114), Olešná (155), Žermanice (198) a Těrlicko (449). Pro všechny nádrže byla povolena pouze jedna změna poloh uzávěrů spodních výpustí. Řídicími profily byly 38, 155, 242, 460 a 538.

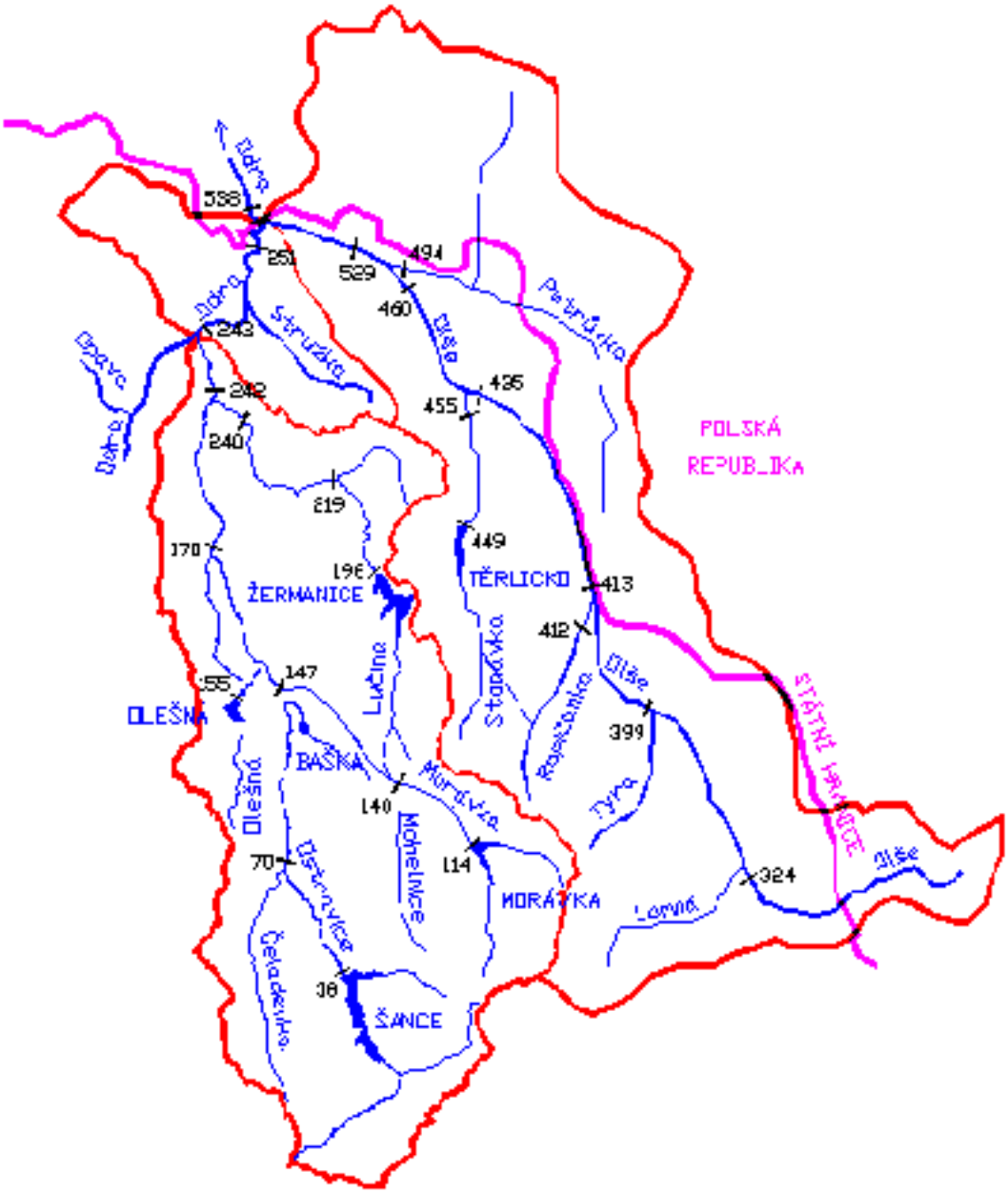
Řízení probíhalo za těchto zjednodušujících předpokladů:

- poskytnuté deterministické předpovědi srážek byly považovány za střední hodnotu předpovídané srážky.
- Odchylka $\pm 3\sigma$ předpovídaných srážek od střední hodnoty (rozšířená nejistota typu B) byla volena subjektivně, protože skutečně předpovídané srážkové intervaly (informace od meteorologa) nebyly k dispozici (tab. 1).
- Hladiny v nádržích na počátku simulovaného období (9. 5. 2014, 7:00) byly upraveny tak, aby v době počátku řízení (13. 5. 2014, 19:00) odpovídaly skutečným měřeným hodnotám.
- Protože reálné přítoky do nádrží nebyly zadavatelem poskytnuty, ponechaly se jako přítoky hodnoty simulované modelem HYDROG vycházející z měřených srážek.

V každém termínu byly hodnoty simulovaných průtoků v profilech č. 147 a 413 (Olše - Český Těšín) opraveny podle měřených dat. Pomocí generátoru bylo vytvořeno 50 scénářů předpovídaných srážek (tab. 1). Podle varianty A byly vypočítány hodnoty optimálních odtoků z nádrží, které odpovídaly 30 % hodnotě pravděpodobnosti překročení kulminačního průtoku v závěrovém profilu č. 538. Tyto hodnoty odtoků pak byly aplikovány jako řízené odtoky z nádrží až do dalšího termínu, kdy byl proveden nový výpočet optimálních odtoků z řízených nádrží.

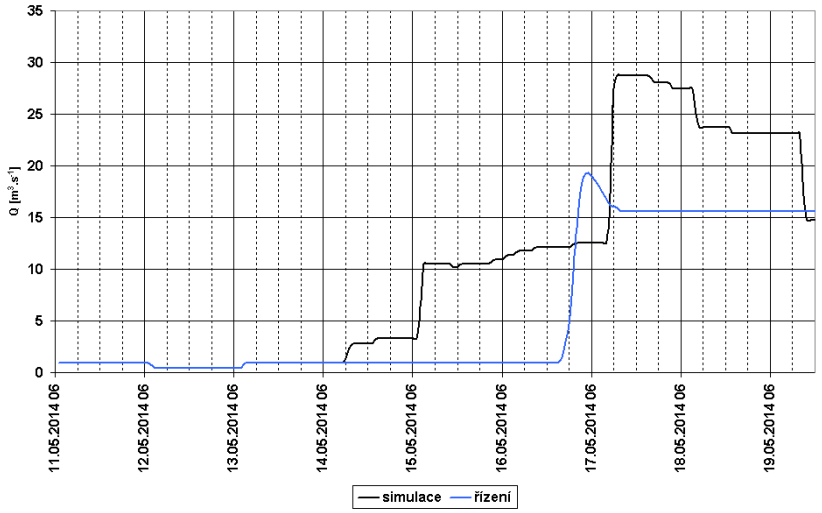
Pozn. Hodnota 30 % byla zvolena subjektivně pro demonstraci navrhované metody. Čím je zvolená hodnota pravděpodobnosti překročení kulminačních průtoků ve sledovaných

profilech nižší, tím víc se přikláníme v procesu výpočtu optimálních odtoků z nádrží na stranu bezpečnosti, což vede na agresivnější způsob řízení a dosažení vyšších efektů z řízení.

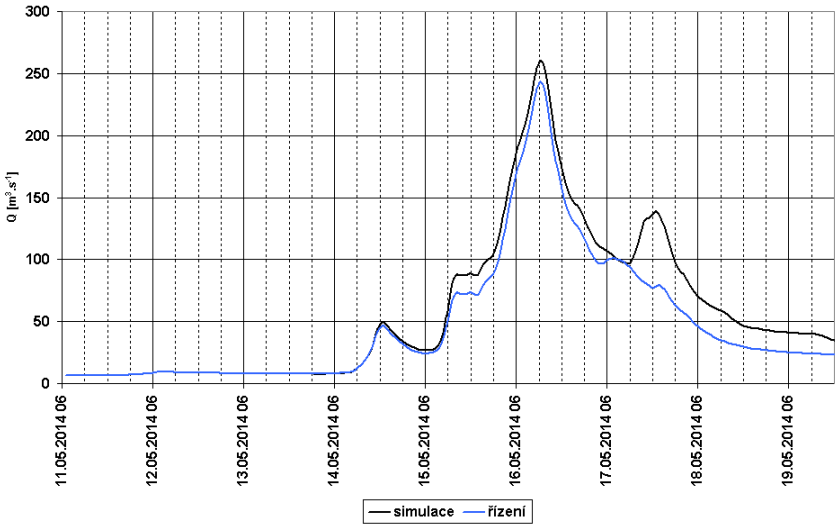


Obrázek 3: Schéma povodí Ostravice a Olše. Na tocích jsou zakreslena používaná čísla měrných profilů.

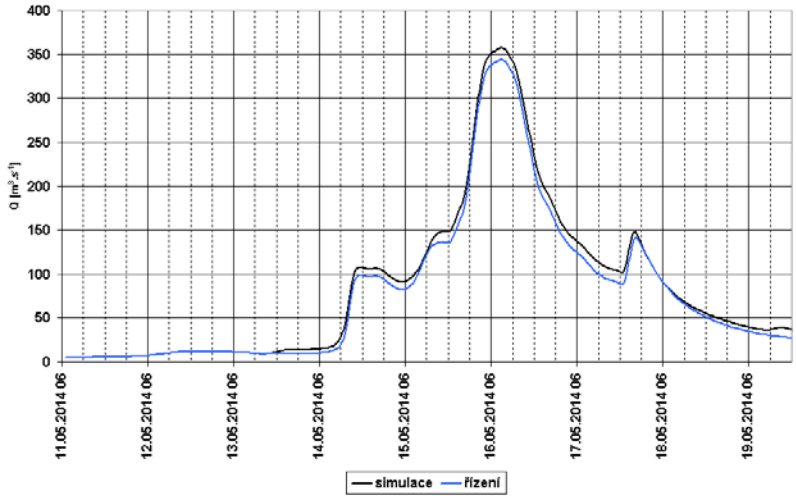
Výsledky optimalizace řízení jsou uvedeny na obr. 4 až obr. 8. V případě nádrží Šance, Žermanice a Těrlicko byly vypočítané hodnoty odtoků sníženy na minimální hodnotu. U nádrží Morávka a Olešná model předpokládal zadržení povodňové vlny v nádrži s tím, že hladiny v nádržích překročí hranu přelivu až po proběhnuté kulminaci, kdy již došlo ve sledovaných profilech k výraznému poklesu průtoků.



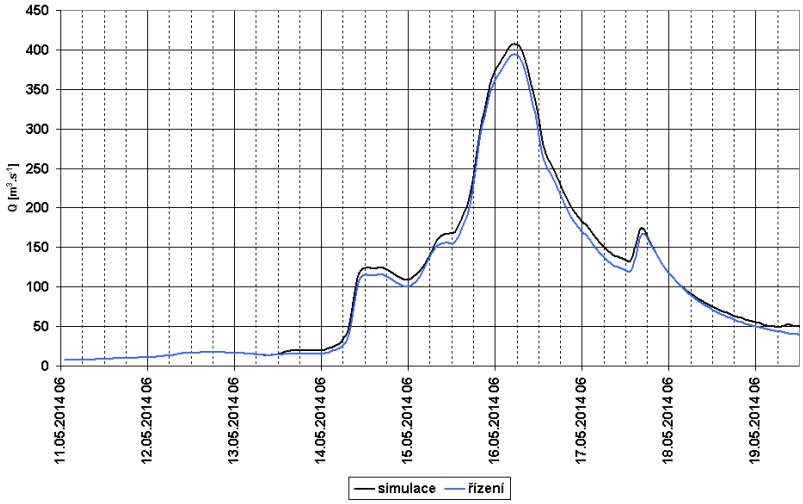
Obrázek 4: Výsledky optimalizace odtoků ze soustavy nádrží v povodí Ostravice a Olše – **odtok z nádrže Morávka (114)**. Černá barva značí měřené odtoky vody z nádrže. Modrá barva značí simulovaný průběh odtoku vody z nádrže řízené optimalizací. Kulminace přítoku v noci z 15. 5. na 16. 5.



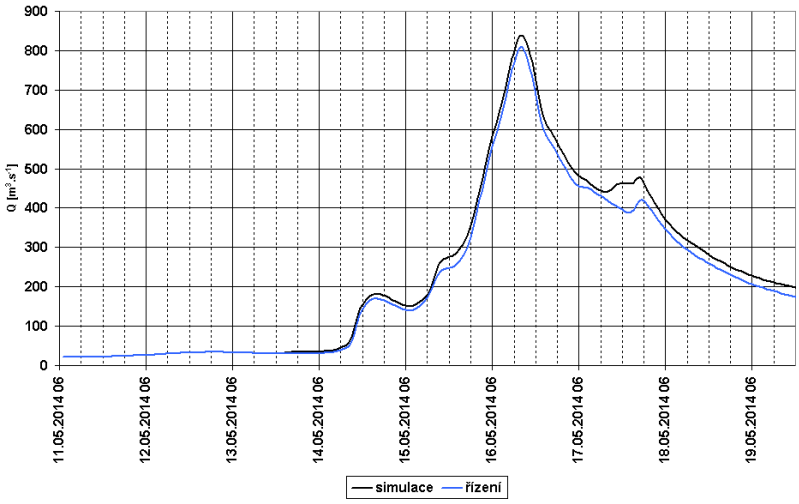
Obrázek 5: Ostravice - profil Slezská Ostrava (242)



Obrázek 6: Olše - profil Dětmarovice (460)



Obrázek 7: Olše - profil Věřňovice (529)



Obrázek 8: Olše - profil pod soutokem Odry s Olší (538)

4. SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ A DALŠÍ DOPORUČENÍ

Hodnoty kulminačních průtoků ve sledovaných profilech byly optimalizací sníženy o **5 – 6 %** v povodí Ostravice a o **3 - 4 %** v povodí Olše oproti simulovaným hodnotám. Hladiny ve velkých nádržích (Šance, Morávka, Žermanice a Těrlicko) nepřesáhly při skutečné povodni hranu pevného přelivu. V rámci optimalizace řízení tedy byly pouze sníženy odtoky z nádrží oproti skutečnosti na minimální hodnoty. Ačkoliv uvedené snížení kulminací není nijak významné, lze konstatovat, že navrhovaná metoda řízení nádrží byla úspěšně ověřena, což bylo smyslem dané práce. Volba 30 % pravděpodobnost překročení průtoků v řídicích profilech se ukázala jako velmi blízká používanému způsobu řízení provozovatelem.

V případě **varianty A** může být u složitých soustav nádrží výpočet časově náročný. To závisí především na počtu generovaných variant vstupních srážkových dat, na délce předpovídaného období a zvolených parametrech řízení (počet změn poloh regulačních uzávěrů řízených nádrží). Podstatná je volba použité výpočetní techniky. Výsledkem výpočtu jsou však velmi podrobné informace o možných způsobech řízení za různých podmínek, z čar překročení lze odhadnout míru rizika, kterého se při řízení dopouštíme apod. Uvedený způsob řízení lze tedy doporučit, avšak je nutné, aby v takovém případě model běžel na velmi výkonném počítači pro možnost aplikace výsledků v reálném čase. Aby nedocházelo k přílišnému zkreslení vstupních (tedy i výstupních) dat, je nutné, aby byl počet generovaných scénářů minimálně 50. Z časových důvodů je rovněž vhodnější volit délku předpovídaného období kratší (např. 48 až 72 hodin) a raději výpočet často aktualizovat (4x denně). Tím se jednak sníží chyby ve výpočtech, protože přesnost předpovědi srážek s delším předstihem prudce klesá, častou aktualizací výpočtu také předcházíme možné chybě v řízení, neboť je celý systém lépe adaptován na skutečné podmínky v povodí a případnou chybu lze rychle odhalit a napravit.

Varianta B je značným zjednodušením výše uvedené varianty A. Tento způsob výpočtu není časově náročný. Jedná se o alternativu k deterministickému řízení, kdy je počítána optimalizace řízení odtoků z nádrží na základě zvoleného scénáře, kdy ve sledovaných profilech dojde s určitou pravděpodobností k překročení limitního průtoku. Tento způsob výpočtu lze doporučit jako orientační v případech, kdy je nutné získat výsledky velmi rychle. Jinak se jeví jako vhodnější podrobný výpočet (varianta A) s vhodnou volbou parametrů, které vedou ke spolehlivějším výsledkům.

Výsledky dokazují funkčnost celého systému, avšak zároveň se uvedená povodeň ukázala jako nedostačující z pohledu extremity. Kulminační průtoky ve sledovaných profilech dosáhly maximálně 5 leté vody, velké nádrže byly dostatečně prázdné, takže hladiny v mnoha případech nedosáhly kóty přelivu. Pro další studie by bylo vhodné vybrat povodeň s větší extremitou, případně ji odvodit.

Při simulaci operativního řízení soustavy nádrží v povodí Ostravice a Olše při povodni z května 2014 bylo použito nastavení parametrů řízení standardně používané státním podnikem Povodí Odry.

Operativní řízení odtoků z nádrží na základě stochasticky popsaných předpovědí srážek považujeme za původní metodu, která nabízí nové přístupy k dané problematice. Je však třeba naučit se dosažené výsledky správně interpretovat. Metodu je nutné testovat v praxi. V každém případě platí, že model je pouze poradním nástrojem dispečera, který o manipulacích na vodních dílech rozhoduje.

LITERATURA

[1] BŘEZKOVÁ, L.: Operativní předpovědi odtoku vody z povodí za povodňových situací ze stochasticky popsaných předpovědí srážek, disertační práce, VUT v Brně, FAST, 2011, 144 s.

[2] JAROŠ, L.; STARÝ, M.; BŘEZKOVÁ, L.: A stochastic approach to the operative control of flood flows through a reservoir. Journal of Hydrology and Hydromechanic, 2016, roč. 64, č. 1, s. 91-96. ISSN: 0042- 790X.

[3] STARÝ, M.: HYDROG – ver.10.2, software pro simulaci, predikci a operativní řízení odtoku vody z povodí, Brno, 1991-2016.

[4] STARÝ, M.: Nádrže a vodohospodářské soustavy, učební text, VUT v Brně, FAST, 2006, 216 s.

Autor1: prof. Ing. Miloš Starý, CSc.

Pracoviště: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodního hospodářství krajiny, Veveří 17, 602 00 Brno

Kontakt: stary.m@fce.vutbr.cz

Autor2: Ing. Lucie Březková, Ph.D.

Pracoviště: Český hydrometeorologický ústav, pobočka Brno, Kroftova 2578/43, 616 67 Brno

Kontakt: lucie.brezkova@chmi.cz

Autor3: Ing. Lubomír Jaroš, Ph.D.

Pracoviště: Povodí Odry, státní podnik, Varenská 49, 701 26 Ostrava

Kontakt: lubomir.jaros@pod.cz

NOVĚ NAVRHOVANÉ VODNÍ NÁDRŽE V POVODÍ VLTAVY

Jaroslav Beneš, Martin Keprta
Povodí Vltavy, státní podnik, Česká republika

ABSTRAKT: Příspěvek je zaměřen na navrhování nových vodních nádrží v rámci povodí Vltavy buď ke snížení vlivu povodní nebo ke zmírnění důsledků sucha. Jednou z nejproblematičtějších oblastí v povodí Vltavy z hlediska nebezpečí povodní a řešení ochrany před jejich důsledky je oblast dolní Berounky a pravostranných přítoků Berounky z Brd – Klabavy, Červeného potoka a Litavky. Zde byly prověřovány nové možnosti zmírnění důsledků povodní v případě vodní nádrže Kleštěnice na Jalovém potoce a suchých vodních nádrží Amerika na Klabavě a Křivoklát na Berounce. Naproti tomu k nejsušším oblastem v rámci povodí Vltavy patří oblast Rakovnicka. Z celé řady navržených adaptačních opatření bylo jako nejúčinnější doporučeno realizovat v povodí Rakovnického potoka soustavu vytipovaných malých vodních nádrží. Jako nejúčinnější a nejméně problémové byly vyhodnoceny lokality Senomaty na Kolešovickém potoce s možným celkovým objemem až 671 tis. m^3 a Šanov na Rakovnickém potoce s možným celkovým objemem až 544 tis. m^3. Tyto lokality byly následně navrženy Ministerstvu zemědělství k zahájení přípravy realizace v souladu se závěry usnesení Vlády ČR ze dne 29. 7. 2015 č. 620.

1. ÚVOD

V posledních několika desetiletích jsme vystavováni značným rozmarům počasí, ať už jsou to období vydatných dešťů či naopak dlouhotrvající sucha. Nechceme polemizovat o tom, zda jsme účastni projevů globálního oteplování či nikoliv, ale zdá se, že je nanejvýš záhodno s tímto atmosférickým faktem počítat a pokusit se na něj co nejlépe připravit a to ze všech možných úhlů pohledů. Z hlediska péče o vodu jsme dosud intenzivně řešili spíše ochranu před jejími přebytky formou ochrany před povodněmi, což se nám v menší či větší míře v zásadě daří. Nyní jsme svědky opačného trendu, a sice dlouhodobého nedostatku srážek a z toho plynoucích projevů sucha. I s touto poněkud obtížnější eventualitou je třeba počítat a řešit ji. Tak jako v celé republice i v povodí řeky Vltavy se snažíme oba tyto trendy postihnout a racionálně řešit. Z celého komplexu různých adaptačních opatření se věnujeme též přípravě výstavby nových vodních nádrží a studiu variant jejich využití.

2. GENEREL LOKALIT PRO AKUMULACI POVRCHOVÝCH VOD

Možnosti využití morfologicky vhodných lokalit pro realizaci nových vodních nádrží jsou shrnuty v Generelu území chráněných pro akumulaci povrchových vod (dále jen „Generel LAPV“). Generel LAPV byl pořízen v roce 2011 Ministerstvem zemědělství v dohodě s Ministerstvem životního prostředí podle ustanovení § 28a zákona č. 254/2001 Sb., o vodách a o změně některých zákonů (vodní zákon), ve znění pozdějších předpisů.

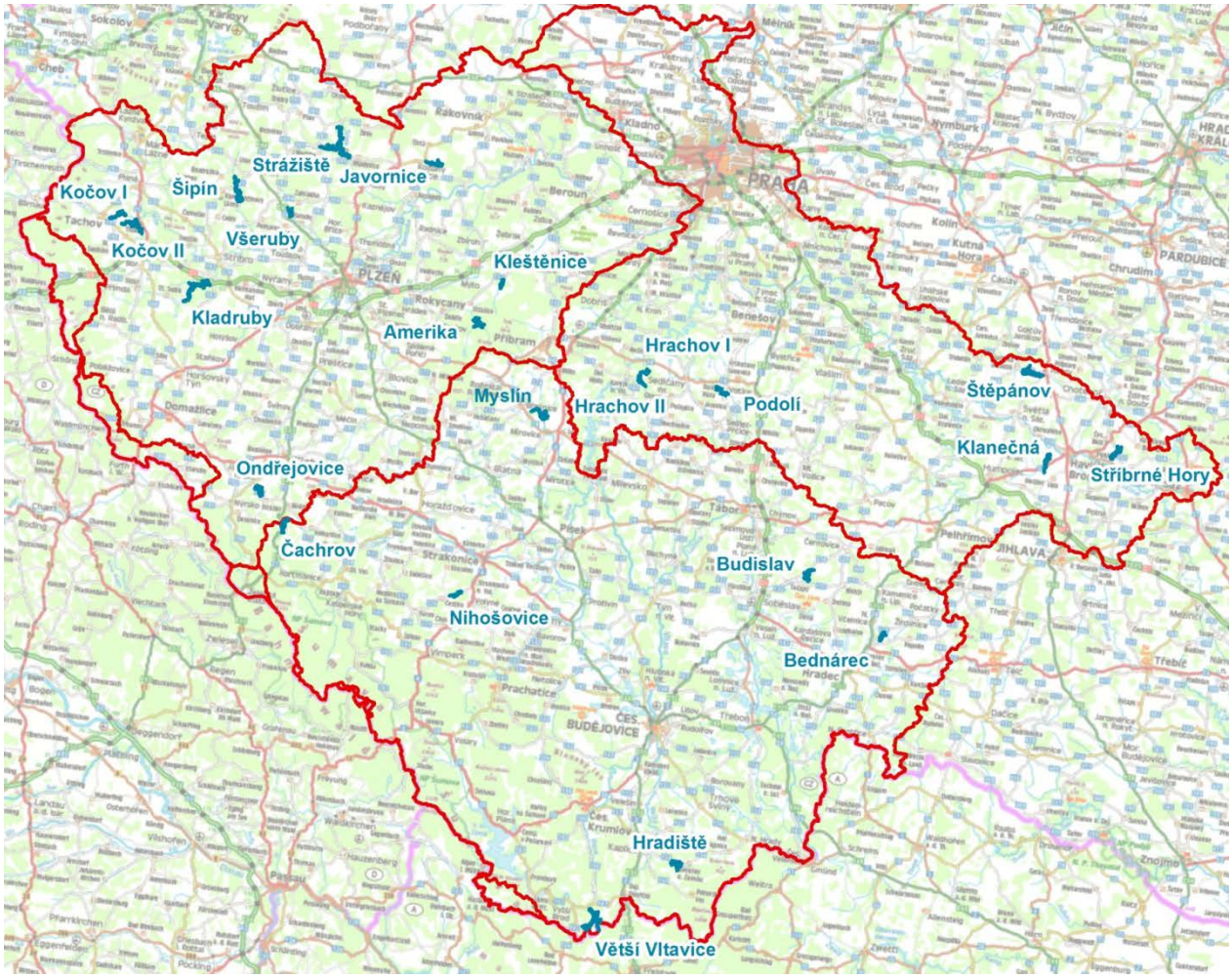
Ve schválené a platném Generelu LAPV je uvedenou 65 lokalit za celou ČR (21 v kategorii A, 44 v kategorii B). Dalších 6 lokalit nebylo zařazeno do Generelu LAPV, neboť jejich územní ochrana je zabezpečena prostřednictvím zákona č. 114/1992 Sb., o ochraně přírody a krajiny, ve znění pozdějších předpisů (základní ochranné podmínky zvláště chráněných území v kategorii národní park a národní přírodní rezervace).

V územní působnosti státního podniku Povodí Vltavy se jedná o 23 lokalit (6v kategorii A a 17 v kategorii B), které jsou znázorněné v obrázku č. 1. Jejich význam je

však převážně lokální – jsou to zpravidla menší, výjimečně středně velké vodní nádrže a jsou koncipovány především jako zdroje vody s prioritním využitím pro vodárenské účely. Svou kapacitou prakticky nemohou nijak významně zvýšit ochranu před povodněmi nebo odtokové poměry v regionálním měřítku. V Generelu LAPV nejsou uvedeny lokality malých vodních nádrží, neboť bylo přijato pracovní kritérium, že dolní hranice zásobního objemu lokalit bude cca 5 mil. m^3.

Protože v Generelu LAPV je zdůrazněno, že lokality zde uvedené mají sloužit v delším časovém měřítku jako adaptační opatření na očekávané změny klimatu a k jejich realizaci by se mělo přistoupit až po vyčerpání všech dalších možností a opatření na zmírnění této změny, začal státní podnik Povodí Vltavy zkoumat a prověřovat i jiné možnosti využití těchto lokalit, než jako zdroje vody. Využití lokalit Amerika na Klabavě a Kleštěnice na Jalovém potoku ke zvýšení ochrany před povodněmi je předmětem samostatných příspěvků.

Mimo Generel LAPV byly zkoumány možnosti lokality Křivoklát na Berounce ovlivnit odtokové poměry na dolní Berounce a podstatně zde přispět k vyřešení problémů ochrany před povodněmi. Tato problematika je rovněž obsahem samostatného příspěvku. Následující část příspěvku je věnována adaptačním opatřením na zmírnění projevu sucha na Rakovnicku a genezi záměru na výstavbu malých vodních nádrží v lokalitách Šanov na Rakovnickém potoku a Senomaty na Kolešovickém potoku.



Obrázek 1: Lokality chráněné pro akumulaci povrchových vod v povodí Vltavy

3. MALÉ VODNÍ NÁDRŽE NA RAKOVNICKU

3.1 KLIMATICKÉ A HYDROLOGICKÉ POMĚRY

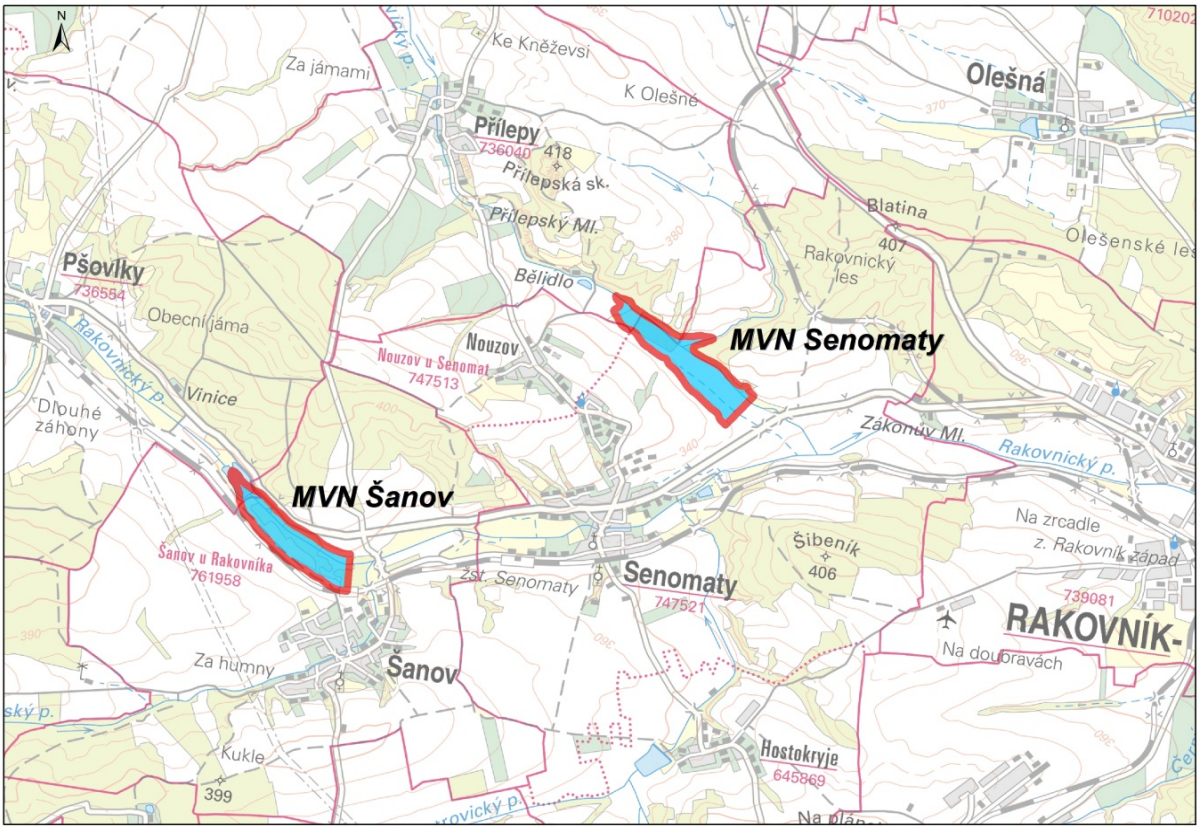
Navrhované malé vodní nádrže se nacházejí na Rakovnicku, tj. v oblasti, která je v rámci povodí Vltavy dlouhodobě nejvíce sužována suchem. Systematickým řešením rakovnického regionu se podrobně zabýval Výzkumný ústav vodohospodářský T. G. Masaryka, v.v.i., společně s Českou zemědělskou univerzitou v Praze na přelomu první dekády tohoto století a výsledky jsou shrnuty v pilotním projektu: "Možnosti zmírnění současných důsledků klimatické změny zlepšením akumulační schopnosti v povodí Rakovnického potoka", jehož hlavním řešitelem byl Ing. Ladislav Kašpárek, Csc. Oblast Rakovnicka je charakterizována nejmenšími dlouhodobými úhrny srážek v Čechách, rozmezí ročních úhrnů činí 484-584 mm. Zatímco pokles ročních úhrnů je jen velice mírný, jejich rozdělení v čase a intenzitě se charakteristicky změnilo. Podstatně ubylo srážek s velkými výškami na povodí a rovněž poklesl srážkový úhrn v jarním období od dubna do června. Teplota vzduchu má od roku 1960 zřetelně vzestupný trend a celkové zvýšení za toto období činí 1,4 °C. Hydrologické poměry povodí Rakovnického potoka jsou charakterizovány vodoměrnou stanicí Rakovník, s údaji od roku 1960. Analýza rekonstruované řady průtoků potvrdila značný poklesový gradient s poklesem za období posledních čtyřiceti let o 40 % až 60 %. Z hlediska užívání vod v povodí Rakovnického potoka dominují odběry podzemní vody ve výši cca 85 l/s, z čehož největší podíl připadá na vodárenské zásobování města Rakovník cca 46 l/s, další významné odběry jsou pro pivovar Krušovice cca 8 l/s a Rako-Lupky cca 11 l/s. Odběry povrchové vody v minulosti soustavně klesaly až na současnou úroveň kolem 2 l/s.

Rakovnický potok je levostranným přítokem řeky Berounky, plocha celého povodí činí 344 km2 a rozkládá se v nadmořských výškách cca 315-600 m n. m., sklony terénu jsou na většině povodí malé, průměrně 7 %. Významná je velká míra zemědělského využití, přičemž orná půda zaujímá téměř 60 % plochy. Nerovnoměrně rozmístěných zalesněných ploch v povodí je v součtu cca 18 %.

Rozbor meteorologických a hydrologických pozorování v povodí Rakovnického potoka ukázal, že i když roční úhrny srážek nijak významně nepoklesly, způsobilo významné oteplení, které nastalo zejména po roce 1980, spolu se zmenšením četnosti a velikosti vydatných srážek a zmenšením jarních srážek, velmi podstatné změny odtoků z povodí. Pokles celkového odtoku je způsoben z rozhodující části poklesem základního odtoku a to vlivem klesající dotace podzemních vod. K ní dochází jednak snižováním zásoby vody ve sněhu, jednak zvětšováním územního výparu. Klesající trend výšky hladiny podzemní vody se ani při zmenšení vodárenských odběrů počátkem devadesátých let nezastavil a za období posledních čtyřiceti let poklesl o cca 23 %.

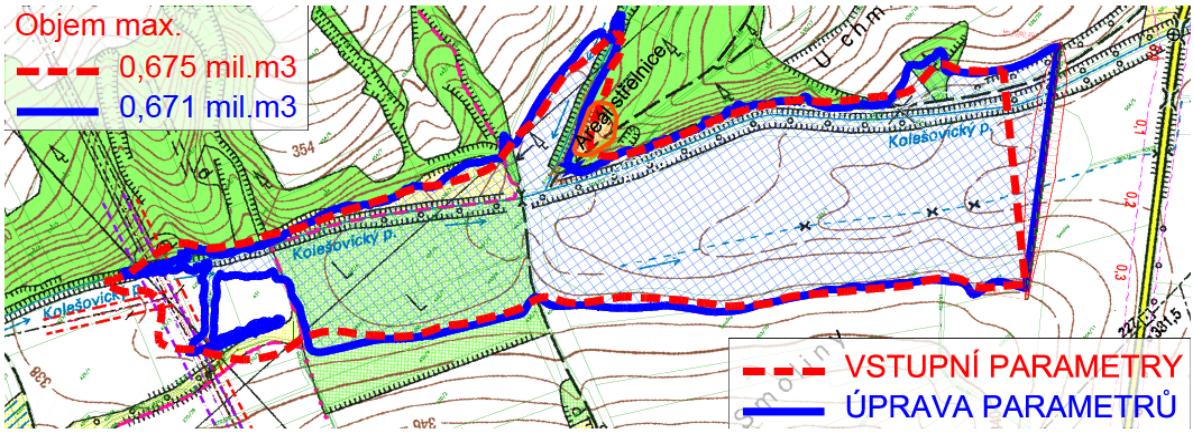
3.2 NAVRHOVANÉ MALÉ VODNÍ NÁDRŽE SENOMATY A ŠANOV

V Rakovnickém regionu se jako reálná možnost adaptačního opatření zmírňujícího účinky klimatické změny jeví zvýšení akumulace vody v povodí. Té se dá dosáhnou buď převodem vody z jiného povodí, v tomto případě z povodí Ohře, či vystavěním nových vodních nádrží se zásobní funkcí. Po zralé úvaze, s přihlédnutím k ekonomickým a realizačním faktorům padla volba na realizaci malých vodních nádrží. Z původně vytipovaných osmi příhodných lokalit byly na základě studie proveditelnosti postupně vybrány dvě, a to na Kolešovickém potoce U Senomat a na Rakovnickém potoce Nad Šanovem.



Obrázek 2: Situace malých vodních nádrží na Rakovnicku

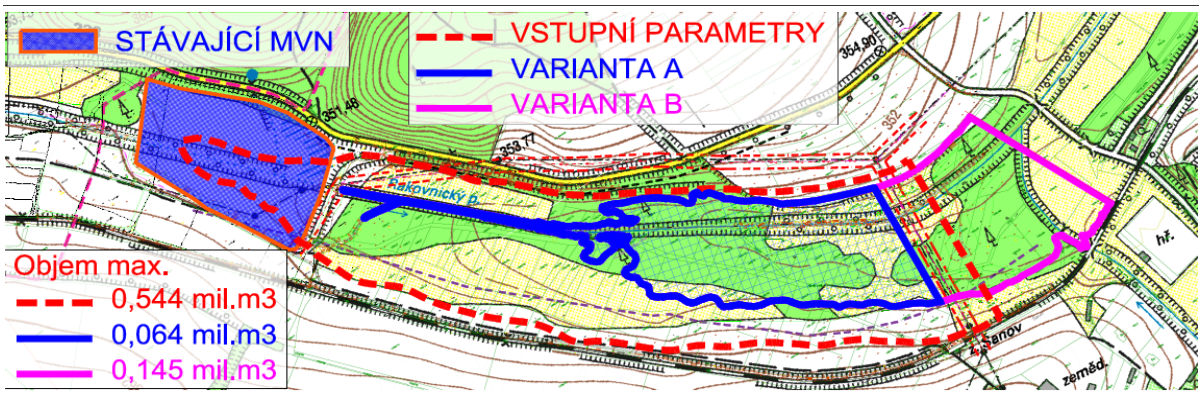
Uvažovaná lokalita malé vodní nádrže Senomaty je situována do poměrně mělkého údolí Kolešovického potoka, není limitována žádnou infrastrukturou, jen na konci uvažované zátopy je situováno nadzemní vedení velmi vysokého a vysokého napětí. Profil homogenní zemní hráze je umístěn cca 700 m nad zaústěním do Rakovnického potoka. Plocha odvodňovaného povodí činí 51,80 km^2, celkový objem nádrže je 671 tis. m^3 a maximální plocha zátopy je 256 tis. m^2.



Obrázek 3: Malá vodní nádrž Senomaty (výsledná varianta-plně)

Umístění malé vodní nádrže Šanov se předpokládá v údolní nivě Rakovnického potoka nad obcí Šanov. Zájmové území je ze severní strany ohraničeno komunikací II/228 Rakovník-

Jesenice a z jižní strany koridorem jednokolejné trati č.161 Rakovník-Bečov nad Teplou. Hlavním limitem území je stávající malá vodní nádrž „K Pšovlkům“, která zde byla obnovena v roce 2004 a nachází se na konci uvažované zátopy. Dalším limitem je existence více než 200 dotčených soukromých pozemků, jejichž majitelé většinou nejsou nakloněni výstavbě nádrže. Plocha odvodňovaného povodí je 50,4 km^2, celkový objem nádrže je 544 tis. m^3 a maximální plocha zátopy je 222 tis. m^2.



Obrázek 4: Malá vodní nádrž Šanov (výsledná varianta- čárkovaně)

Základní charakteristiky zmiňovaných malých vodních nádrží jsou shrnuty v tabulce 1. Účinkem obou malých vodních nádrží by se za současných hydrologických poměrů dosáhlo nadlepšení průtoku v Rakovnickém potoce nad Rakovníkem v hodnotě až 54 l/s.

Tabulka 1: Základní charakteristiky malých vodních nádrží

	Objem nádrže [m^3]	Plocha zátopy [m^2]	Max.výška hráze [m]	Délka hráze [m]	Plocha povodí [km^2]	Nadlepšení průtoku [l/s]
Senomaty	670 725	256 332	6,8	352,9	51,8	21,4
Šanov	544 000	222 000	5,2	450	50,5	33

Obě malé vodní nádrže jsou zahrnuty v usnesení Vlády České republiky ze dne 29. 2. 2016 č. 171 o zahájení příprav realizace vodních nádrží v regionech postihovaných suchem a rizikem nedostatku vody.

LITERATURA

[1] KAŠPÁREK, L. et al. Možnosti zmírnění současných důsledků klimatické změny zlepšením akumulačních schopnosti v povodí Rakovnického potoka (Pilotní projekt); VÚV TGM, ČZU Praha: Praha 2012.

[2] Holinka, M. et al. Studie proveditelnosti vodních nádrží v povodí Rakovnického potoka, I. a II.etapa; VRV Praha: Praha 2014.

Autor1: Ing. Jaroslav Beneš

Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5

Kontakt: Jaroslav.Benes@pvl.cz

Autor1: Ing. Martin Keprta

Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5

Kontakt: Martin.Keprta@pvl.cz

MODELOVÝ VÝZKUM ŠACHTOVÉHO BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU VD JIRKOV

Miroslav Brouček, Martin Králík, Ladislav Satrapa
Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Česká republika

ABSTRAKT: Článek popisuje výsledky fyzikálního modelování hydraulických podmínek na bezpečnostním přelivu vodního díla Jirkov, který je tvořen hydraulicky vhodně zaobleným vtokovým prvkem přecházejícím ve svislou šachtu. Šachta je zakončena ostrým zalomením do odpadní chodby, do které jsou také zaústěny odpady od dvou spodních výpustí. Šachtový přeliv na vodním díle Jirkov je vybaven řadou atypických prvků počínaje podtlakovou přelivnou plochou v nálevce s nezvykle tvarovanými usměrňovacími žebry, přes zmíněné ostré zalomení do odpadní chodby, které je dále zúžené oproti profilu šachty, po závěrečnou divergentní část odpadní chodby vybavenou příčnými prahy na dně a trámy zasahujícími do průtočného profilu. Poslední část chodby byla přidána při rozšíření vzdušní části hráze v 80. letech. Získané výsledky vedou jednak k zásadním změnám v konsumpční křivce dosud uvažované pro přeliv, dále k návrhu konkrétních doporučení pro úpravy na vodním díle a konečně k povzbuzení otázek na oblast našich znalostí a možnosti fyzikálního modelování proudění na šachtových přelivech při hydraulicky složitém uspořádání.

1. ÚVOD

Požadavky na bezpečnost vodních děl za povodní specifikované v platné vyhlášce MZe č. 590/2002 Sb. o technických požadavcích pro vodní díla se od doby jejich návrhu a výstavby pro většinu významných vodních děl skokově navýšily. Pro přehrady, jejichž hlavním kapacitním výpustným zařízením jsou šachtové bezpečnostní přelivy, které byly navrženy na výrazně menší hodnoty kulminačních průtoků, představuje obvykle splnění platných požadavků alokaci značných investičních prostředků a nezřídka i zásah do tělesa hráze nebo břehových zavázání při budování dalších výpustných objektů. V kontextu velmi limitovaných znalostí o hydraulických podmínkách na jednotlivých šachtových přelivech, které v některých případech za celou dobu od výstavby nebyly ve funkci, představuje fyzikální modelování nejpřesnější nástroj pro ověření kapacity jak samotného přelivu, tak i navazující odpadní chodby. Znalost věrohodného chování systému výpustných zařízení je zcela zásadní pro korektní posouzení chování vodního díla při povodni.

2. FYZIKÁLNÍ MODELOVÁNÍ ŠACHTOVÝCH PŘELIVŮ

Prezentovaný modelový výzkum byl realizován s využitím Froudova zákona podobnosti, který vyjadřuje podmínku dynamické podobnosti hydrodynamických jevů za výhradního působení gravitačních sil. Ostatní působící síly ovlivňující proudění jako kapilární síly, síly objemové pružnosti, odpor tření vazké kapaliny se při modelování pokládají za zanedbatelně malé, respektive jejich velikostí je aplikovatelnost výsledků přímo omezena. Při dodržení kvadratické oblasti hydraulických odporů na modelu, lze zanedbat vlastní tření vazké kapaliny, neboť ztráty třením zde nejsou závislé na Reynoldsově čísle.

Vhodnost využití Froudova zákona podobnosti u problematiky šachtových přelivů i při existenci nálevkového víru demonstruje analyticky Čábelka (1971), přičemž závislost součinitele zavzdušnění na Froudově čísle experimentálně potvrdil Sikora (1965). První obsáhlý výzkum šachtových přelivů s pomocí Froudova zákona mechanické podobnosti publikoval již Wagner (1954).

Za minimální hloubku vodního proudu na modelu pro zajištění věrohodnosti výsledků je uvažována hodnota 15 mm, zatímco povrchová rychlost při obtékání těles by neměla poklesnout pod 0,23 m/s, aby vytvářené vlny nebyly ovlivňovány kapilárními silami. Při studiu hydraulických podmínek šachtových přelivů není obvykle nezbytné přikročit k umělému provzdušňování proudu, ke kterému dochází v přirozeném toku při velmi vysokých rychlostech (přibližně 3 – 6 m/s dle lokálního uspořádání), neboť rychlosti na modelech se v této oblasti při vyšších průtocích pohybují a k provzdušnění dochází. U proudnicových přelivných ploch je dále zapotřebí zvážit vliv kapilárních sil při přepadových výškách pod 50 mm (Smetana, 1943).

Rozvoj výpočetních kapacit umožnil v posledních letech aplikaci numerického modelování hydraulických jevů na šachtových přelivech. Navzdory některým slibným výsledkům (Ackers et. al., 2013) je zřejmé, že pro značnou časovou náročnost výpočtů i při drobné změně geometrie není efektivní fyzikální modely nahradit. U řady jevů v oblasti zahlcování vtoku a tvorby vtokového víru jsou matematické aproximace značně vzdálené skutečnosti.

2.1 VTOKOVÁ ČÁST – KAPACITA A ZAHLCENÍ

Do okamžiku zahlcení, tj. do úrovně hladiny, při které se svislá šachta až po místo odtržení v odpadní chodbě zcela naplní vodou a vtokovým vírem, lze pro výpočet konsumpční křivky uvažovat standardní rovnici přepadu:

$$Q = m\pi D\sqrt{2g}h^{3/2} \tag{1}$$

kde *m* je součinitel přepadu závislý na poměru *h/D* a *D* je průměr přelivné hrany.

Z tvaru obálek beztlakových paprsků na ostrohranném přelivu prezentovaných Wagnerem (1954) je zřejmé, že při zvyšujícím se poměru *h/D* dochází, na rozdíl od přímého přelivu, k přitlačení spodní obálky směrem dolů.

Z hlediska kapacity přelivu jsou tak zásadní dva údaje. Jednak hodnota součinitele přepadu a dále okamžik zahlcení.

2.1.1 Hodnota součinitele přepadu

Pro plně zavzdušněný prostor pod paprskem byla publikována hodnota m = 0,412 (Wagner, 1954). Další autoři, např. Například Novák (Novák a kol., 2007) doporučuje u pro h/D < 0,1 hodnotu m = 0,497 a při stoupající hladině pak $m = 0{,}515\left(1 - 0{,}4\frac{h}{D}\right)$ až po h/D = 0,25.

Na základě fyzikálního výzkumu odvodili Haindl, Doležal a Král (1962) pro součinitel přepadu mocninný vztah, který je v české literatuře zmiňován nejčastěji:

$$m = 0{,}461\left(\frac{h}{D/2}\right)^{0{,}033}. \tag{2}$$

2.1.2 Okamžik zahlcení

Správné určení okamžiku zahlcení je pro průběh celé konsumpční křivky šachtového přelivu zásadní, neboť po zahlcení je průtok závislý na druhé odmocnině z tlakové výšky:

$$Q = \mu\frac{\pi D_š^2}{4}\sqrt{2gH} \text{ resp. } Q = \mu S_z\sqrt{2gH} \tag{3}$$

kde: μ..... výtokový součinitel (ztráty)

$D_š$ .... průměr svislé šachty (m)

g ..... gravitační zrychlení (9,81 m.s^{-2})

H..... tlaková výška vztažená ke kritickému profilu – rozšíření u zavzdušnění (m)

S_z..... plocha v místě před náhlým rozšířením (je-li menší než plocha šachty)

Za nezahlcený je považován přepad do $h/D < 0{,}225$ (Wagner, 1954), ovšem podle změřených hodnot dochází již při $h/D = 0{,}15$ k ovlivnění paprsku a odpovídajícímu omezení kapacity. Při poměru $h/D > 0{,}3$ pak dojde k zahlcení vtokové části (některé zdroje udávají jako limit pro kompletní zahlcení hodnotu 0,5). Pro okamžik zahlcení jsou podstatné zejména směry nátoku na přeliv, dále úprava vtoku, která stabilizuje vírovou strukturu a určuje její velikost, a konečně úprava přechodového prvku mezi svislou šachtou a odpadní chodbou. Rozdíl prezentovaný Haindlem (Haindl a kol. 1962) mezi změřenou hodnotou průtoku při zahlcení s maximální mohutností víru a se zamezením tvorby víru představoval 50 % průtoku a posun okamžiku zahlcení nastal z $h/D = 0{,}17$ na $h/D = 0{,}225$.

2.2 MÍSTNÍ ZTRÁTY PŘI ZAHLCENÍ

Za předpokladu dokonalého zavzdušnění a spirálního proudění s danou mohutností vtokového víru závisí výtokový součinitel zejména na tvaru kolene či spadiště. Při dokonalém zavzdušnění předpokládáme v odpadní chodbě či štole proudění s volnou hladinou nebo s oddáleným vodním skokem. Průtok šachtovým přelivem v režimu zahlcení určuje rovnice (3), přičemž hodnota μ se u jednotlivých autorů různí. Například Patočka (1979) doporučuje při kruhovém koleně hodnotu $\mu = 0{,}8$. Experimentální výzkum v této oblasti prezentoval Gardel (1949), který kromě poloměru zakřivení kolene zahrnul i vliv změny plochy v náhlém rozšíření (zde se prokázala nevýznamná závislost). Hodnoty výtokového součinitele pro různé poměry poloměru zaoblení k průměru šachty, tj. $R/D_š$ udává následující tabulka.

Tabulka 1: Hodnoty výtokového součinitele z Gardelova výzkumu

$R/D_š$	μ
1	*0,82*
1,5	*0,86*
2	*0,89*

2.3 STRHÁVÁNÍ VZDUCHU A ZAVZDUŠNĚNÍ

Výsledky strhávání vzduchu získané při modelování pomocí Froudova zákona mechanické podobnosti nemusí dobře reprezentovat skutečnost (Chanson, 2009; Pfister and Chanson, 2014) a podhodnocení výšky provzdušněného polštáře modelem byl popsán již Haindlem a kol. (1962).

Fakt, že strhávané množství vzduchu neodpovídá modelovému měřítku, je problematický zejména ve vztahu k tzv. zpětnému proudění vzduchu v šachtě, které je v zahraniční literatuře označováno jako „slug flow“ (Falvey, 1980). Ke zpětnému proudění vzduchu dochází při strhávání většího množství vzduchu, než odpovídá následné rychlosti vody ve spadišti, kde se vzduch odlučuje a vrací se středem šachty zpět. Vlivem zpětného proudění vzduchu dochází při postupném zahlcování k výtryskům směsi vody a vzduchu, tzv. blowback“, s doprovodným zvukovým efektem a dynamickým namáháním konstrukce přelivu. Na přelivu přehrady Owyhee dochází za určitých podmínek k výtryskům až do výšky 15 – 18 m (Falvey, 1980). V našich podmínkách bylo možné jev pozorovat na VD Hracholusky při zvýšených průtocích v lednu 2011. Obtížnost modelování daného jevu je zřejmá z faktu, že pro obě vodní díla byl zpracován obsáhlý hydrotechnický modelový výzkum (Lowe 1944; Haindl a Doležal 1960).

3. VODNÍ DÍLO JIRKOV

Vodní dílo Jirkov vybudované v letech 1960 – 1965 tvoří 55,6 m vysoká sypaná kamenitá hráz s ukloněným středním zemním těsněním. Výpustná zařízení díla jsou sdružena do věžového objektu. Jedná se o šachtový respektive věžový bezpečnostní přeliv s kolmým napojením na odpadní chodbu, tři odběrné etáže pro úpravnu vody, odběr pro 140 kW MVE,

která je pomocí odplavitelné savky zaústěna, stejně jako dvě spodní výpusti DN 800, do odpadní chodby od bezpečnostního přelivu.

3.1 ATYPICKÉ PRVKY PŘELIVU A ODPADNÍ CHODBY

Konstrukce bezpečnostního přelivu a odpadní chodby na VD Jirkov má řadu nestandardních prvků, v jejichž důsledku nelze běžnými hydraulickými výpočty dobře stanovit konsumpční křivku přelivu. Jedná se o následující prvky a konstrukce:

- čtyři dlouhá nízká usměrňovací žebra v nezvyklém uspořádání, viz následující obrázek;
- podtlakový tvar přelivné plochy – v oblasti tloušťky přepadových paprsků přibližně 0,5 m až 1,1 m;
- ostré zalomení svislé šachty a odpadní chodby (spadiště);
- výrazné zmenšení průtočného profilu při přechodu do odpadní chodby;
- zavzdušňovací potrubí DN 400 v odtrhové hraně v odpadní chodbě (nezvykle malé);
- rozšiřující se závěrečná 30 m dlouhá část odpadní chodby s příčnými bloky pro disipaci energie a sníženým trámovým stropem. Tato část byla realizována během rekonstrukce v letech 1982 – 1985.

Obrázek 1: Usměrňovací žebra na VD Jirkov (vlevo) a VD Horka (vpravo – standardní tvar) (zdroj: Povodí Ohře, státní podnik)

Usměrňovací žebra jsou přibližně 9 m dlouhá a 0,4 m vysoká, lichoběžníkového příčného profilu. Při klesání opisují žebra úhel 180° a jsou tedy zakončena na protější straně v místě přechodu z přelivné plochy na svislou šachtu. Jejich zamýšleným účelem bylo zřejmě zajištění spirálního proudění ve svislé šachtě, které je z pohledu namáhání konstrukce výhodnější a u věžových šachtových přelivů je preferováno.

4. MODELOVÝ VÝZKUM

S ohledem na dříve prezentované výzkumy šachtových přelivů a prostorové možnosti laboratoře bylo použito modelové měřítko délek 1:20, v němž byl realizován celý model šachového přelivu včetně zaústění spodních výpustí, odpadní chodby a navazujícího úseku koryta. Aby bylo možné zohlednit navrhované změny, jsou jednotlivé části modelu oddělitelné. Na následujícím obrázku je patrná vtoková část s usměrňovacími žebry a spadiště se zaústěním spodních výpustí (Satrapa a kol., 2015).

Maximální průtok přes přeliv byl v zadání výzkumu určen hodnotou 95 $m^3.s^{-1}$ (53,1 $l.s^{-1}$ na modelu), což odpovídalo v době zadání hodnotě transformovaného $Q_{10\,000}$. Zároveň byly navrženy následující úpravy pro ověření hydraulických podmínek:

- odstranění usměrňovacích žeber, případně náhrada jiným tvarem;
- úprava tvaru spadiště do hydraulicky vhodnějšího tvaru (dispozice stávajících konstrukcí neumožňuje bez výrazných zásahů plynulejší zaoblení, než odpovídá hodnotě $R/D_š$ = 1,13);
- dodatečné zavzdušnění odtrhového profilu;
- změna tvaru příčných prahů a trámů v závěrečné části odpadní chodby.

Obrázek 2: Model vtokové části přelivu (vlevo) a spadiště se spodními výpustmi (vpravo) v měřítku délek 1:20

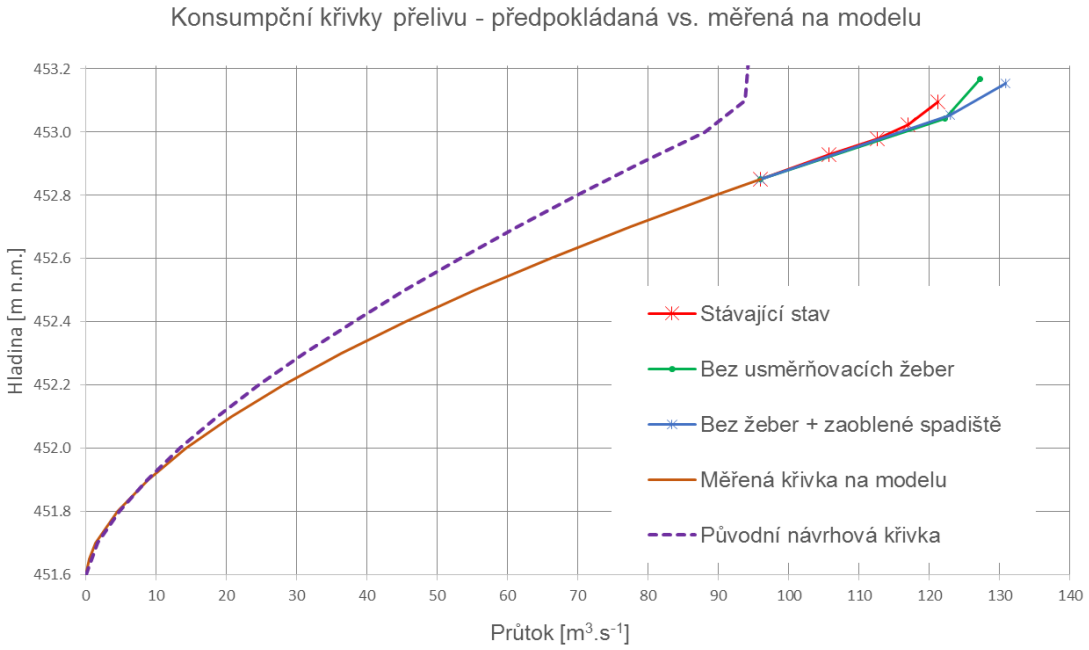
Obrázek 3: Zaoblení spadiště na modelu a příčné prahy a trámy na konci odpadní chodby

Kromě průtoků a polohy hladiny v nádrži a po délce odpadní chodby byly dále měřeny tlaky a tlakové pulzace v šachtě a spadišti, změny vibrací konstrukce se změnou uspořádání a nepřímo i rychlosti proudění v korytě pod odpadní chodbou.

4.1 VYBRANÉ VÝSLEDKY

Zásadním výsledkem pro hodnocení transformace povodňové vlny a tedy i bezpečnost vodního díla byla změřená konsumpční křivka přelivu. Jak je patrné z obrázku 4, mezi původní návrhovou křivkou a změřenou je zásadní rozdíl. V oblasti nezahlceného přepadu byl odvozen nový mocninný vztah pro součinitel přepadu *m*, a sice:

$$m = 0{,}66\left(\frac{h}{D/2}\right)^{0{,}173}. \tag{4}$$



Obrázek 4: Přepočtené konsumpční křivky z měření na modelu vs. původní návrhová křivka

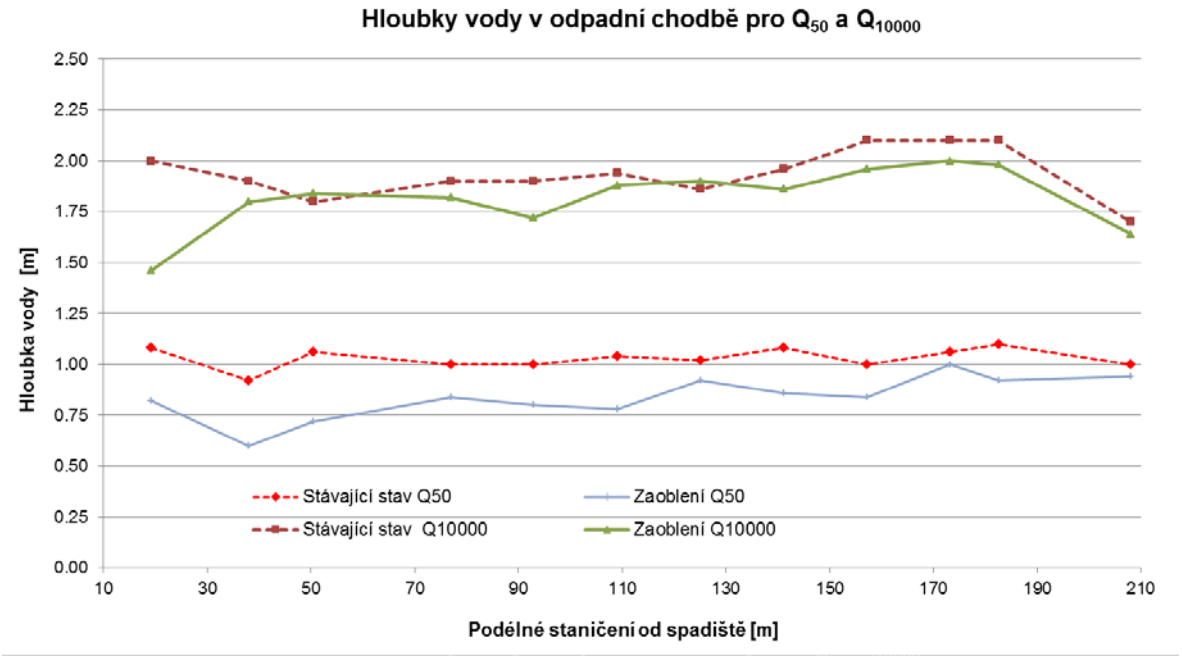
Na obrázku 4 je dále dobře patrný vliv usměrňovacích žeber na okamžik zahlcení a zároveň vliv zaoblení spadiště na výtokový součinitel μ. Zatímco pro stávající stav byl s použitím rovnice (3) stanoven výtokový součinitel $\mu \approx 0{,}77$ a po odstranění usměrňovacích žeber $\mu \approx 0{,}79$, při hydraulicky vhodném tvaru spadiště v mezích technických možností stávající konstrukce vychází $\mu \approx 0{,}83$. Při porovnání přepočtené hodnoty μ z modelu VD Jirkov, kde poměr poloměru zaoblení k průměru šachty byl $R/D_š = 1{,}13$ s hodnotami z modelového výzkumu tvaru zaoblení prezentovanými Gardelem (1949), viz Tabulka 1, je zde patrná dobrá shoda. V původní konsumpční křivce přelivu byla uvažována hodnota $\mu \approx 0{,}60$.

Aplikace hydraulicky vhodného zaoblení spadiště snížila disipaci energie pro menší průtoky, což se projevilo snížením výšky provzdušněného polštáře vody v šachtě i snížením hladiny vody v odpadní chodbě. Efekt hydraulicky vhodného zaoblení se však snižuje s narůstajícím průtokem a při $Q_{10\,000}$ je již nevýznamný, viz obrázek 5. Na základě pozorování lze předpokládat, že vyšší poloměr zaoblení by přinesl lepší výsledky i pro vysoké průtoky. Z prostorových důvodů jej však do stávajícího prostoru spadiště nelze navrhnout.

Jedním z hlavních úkolů modelového výzkumu bylo ověření tlakových pulzací v oblasti šachty a spadiště, respektive jejich relativní velikost při hydraulicky vhodnějším tvaru spadiště a změnách na usměrňovacích žebrech. Pro měření pulzací byly použity tlakové sondy s frekvencí snímání 1 kHz a při změně ze spirálního na axiální proudění v šachtě byl v souladu s předchozími výsledky jiných autorů očekáván významný nárůst pulzací.

Usměrňovací žebra však v důsledku nestandardního tvaru nezajišťují spirální charakter proudění ani pro malé průtoky, kde poměrně záhy dochází k přepadávání přes žebra a uzavírání středu profilu šachty s charakteristickými výdech vzduchu. Obrácené proudění strženého vzduchu v šachtě bylo na modelu pozorováno.

Při postupném zahlcování přelivu se navzdory žebrům vytváří vtokový vír s obrácenou rotací. V celkovém důsledku je tak vliv žeber negativní. Snižují průtočnou kapacitu, aniž by zajišťovaly spirální proudění s nízkými tlakovými pulzacemi při nízkých průtocích a stabilitu vtokového víru při zahlceném profilu. Z pohledu měřených vibrací modelu se ani v jednom případě neprojevil vliv navržených úprav.



Obrázek 5: Měřené hloubky vody v odpadní chodbě

5. ZÁVĚR

Významné odchylky mezi předpokládanými hodnotami součinitelů při výpočtech kapacity šachtového přelivu na vodním díle Jirkov a výsledky měření na fyzikálním modelu dobře demonstrují potřebu komplexního modelového výzkumu při použití nestandardních konstrukčních prvků. Nově stanovená konsumpční křivka a z ní odvozená transformace kontrolní povodňové vlny se významně promítne do hodnocení bezpečnosti vodního díla při povodních dle platné legislativy.

V návaznosti na modelový výzkum byla navržena úprava vybraných příčných prahů a trámů v divergentní části odpadní chodby, aby se zamezilo narážení vody do stropu chodby a odpovídajícímu zvýšenému namáhání, k němuž docházelo při vyšších průtocích.

Měření a pozorování vlivu tvaru usměrňovacích žeber na spirální proudění a tlakové pulzace otevírají prostor pro optimalizaci úprav přelivu v kontextu namáhání věžového objektu při volném přepadu i v průběhu zahlcování. Při optimalizaci tvaru jednotlivých prvků se plně přednosti fyzikálního modelování, které na rozdíl od numerických aproximací poskytuje téměř okamžitou odezvu na změny ve tvaru modelu.

Důsledky strhávání vzduchu na podtlakové přelivné ploše pozorovaného na modelu spolu s neobvykle malým profilem zavzdušňovacího potrubí odtrhové hrany v odpadní chodbě jsou předmětem navazujícího výzkumu.

6. PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl zpracován v návaznosti na výzkumný projekt financovaný Ministerstvem vnitra ČR č. VG20102014056 a autoři příspěvků tímto vyjadřují svou vděčnost poskytovateli.

LITERATURA

[1] ACKERS, J.; BENNETT, F.; KHAN, J. (2013) Hydraulic design issues in raising the morning glory spillway of Chaffey Dam. IPENZ Proceedings of Technical Groups 39. Multiple Use of Dams and Reservoirs: Needs, Benefits and Risks.

[2] ČÁBELKA, J. (1971). Přínos hydrotechnického výzkumu k řešení šachtových přelivů, Vodní hospodářství Řada A 5/1971.

[3] FALVEY, H. T. (1980) Air water flow in hydraulic structures, USBR Engineering monograph No. 41, 12/1980.

[4] GARDEL, A. (1949). Les évacuateurs de crues en déversoirs circulaires, Bulletin Technique de la Suisse Romande, (27).

[5] HAINDL, K.; DOLEŽAL, L. (1960) Vodní dílo Hracholusky. Šachotvý přepad a komplexní objekt. Zpráva VÚV, Praha.

[6] HAINDL, K.; DOLEŽAL, L.; KRÁL, J. (1962) Příspěvek k hydraulice šachtového přepadu, Vodohospodářský časopis SAV, roč. X, č. 3 a 4.

[7] CHANSON, H. (2009) Turbulent air-water flows in hydraulic structures: Dynamic similarity and scale effects . Environmental Fluid Mechanics, 2009, 9(2): 125-142.

[8] LOWE, F. C. (1944) Hydraulic Model Studies for the Glory-Hole Spillways at Owyhee Dam, Owyhee Project, Oregon - Idaho and Gibson Dam, Sun River Project, Montana, Report No. Hyd-159, U.S. Bureau of Reclamation.

[9] NOVAK, P.; MOFFAT, A.I.B.; NALLURI, C.; NARAYANAN, R. (2007). Hydraulic Structures 4th ed., E&FN Spon, Abingdon, Oxon.

[10] PATOČKA, C. (1979). Hydraulika I., VŠ Skriptum, Vydavatelství ČVUT v Praze, ČR.

[11] PFISTER , M.; CHANSON, H. (2014) Two-phase air-water flows: Scale effects in physical modeling. J. Hydrodynamics 2014,26(2):291-298.

[12] SATRAPA, L.; BROUCEK, M.; KRALIK, M.; KUCEROVA, J.; ZUKAL, M.; HORSKY, M. (2015) VD Jirkov úprava dopadiště šachtového přelivu – modelový výzkum, Závěrečná zpráva, 11/2015

[13] SIKORA, A. (1965). Zavzdušnenie šachtových priepadov, Práce a študie VÚVH Bratislava, SR.

[14] SMETANA, J. (1943) Meze modelového výzkumnictví v hydrotechnice, Sborník České akademie technické Praha, ročník XVII, seš. 7, č. 101.

[15] WAGNER, W. E., (1954). Morning-Glory Shaft-Spillways. Determination of Pressure – Controled Profiles, Proceedings ASCE, vol. 80 (432).

Autor1: Ing. Miroslav Brouček, Ph.D.
Pracoviště: Katedra hydrotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze
Kontakt: miroslav.broucek@fsv.cvut.cz

Autor2: Ing. Martin Králík, Ph.D.
Pracoviště: Katedra hydrotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze
Kontakt: kralik@fsv.cvut.cz

Autor3: doc. Ing. Ladislav Satrapa, CSc.
Pracoviště: Katedra hydrotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze
Kontakt: satrapa@fsv.cvut.cz

POSOUZENÍ STABILITY BETONOVÝCH TÍŽNÝCH PŘEHRAD – SROVNÁNÍ ZAHRANIČNÍCH PŘÍSTUPŮ

Miroslav Brouček, Ladislav Satrapa
Fakulta stavební, ČVUT v Praze, Česká republika

ABSTRAKT: Článek se věnuje porovnání zahraničních přístupů při posuzování stability stávajících gravitačních přehrad v oblastech odolnosti hráze proti posunutí, nadzdvihnutí, překlopení a překročení pevnostních charakteristik betonu nebo podloží. Součástí článku je srovnání přístupů z Německa, USA a Švýcarska s postupy užívanými v příslušných normách v České republice spolu s rozborem proběhlých změn v těchto postupech v minulých letech a s upozorněním na rozdíly vyvolané harmonizací s Eurokódy. Všechny porovnávané postupy vycházejí z deterministického přístupu k posuzování stability, byť jejich základní myšlenky zahrnují nejistoty provázející stabilitní úlohy, a v některých případech i navrhování na základě rizik představovaných konkrétní konstrukcí. Posouzení dalších jevů ovlivňujících a pro bezpečnost a spolehlivost vodních děl někdy i kritických, např. vnitřní erozi podloží, deformace a napětí od nesilových účinků (teplota, dotvarování, smršťování, koroze, sedání), výbuchy atd. je mimo rámec příspěvku.

1. ÚVOD

Přestože posouzení stability tuhého tělesa je z principiálního hlediska triviální úlohou, přístupy a postupy používané v jednotlivých zemích se významným způsobem různí. V současné době dochází v některých zemích k odklonu od deterministického přístupu k hodnocení stability a na významu nabývají pravděpodobnostní hodnocení, které jsou ideově zastoupeny i v postupech dle platných Eurokódů, jež některé státy zakomponovaly do svých norem, případně doporučení.

Základním předpokladem pro pravděpodobnostní návrh či posouzení je dostatečně rozsáhlý základní soubor materiálových charakteristik jak betonu, tak i podloží, ze kterého lze získat alespoň základní představu o parametrech zvoleného pravděpodobnostního rozdělení pro příslušnou veličinu. Deterministické hodnocení ovšem stále přestavuje oblíbenou a v řadě zemí používanou metodu hodnocení stability zejména díky bezproblémové interpretaci výsledků, která umožňuje jednoznačný závěr analýzy i bez navazující rizikové analýzy či stanovení kritických hodnot pravděpodobnosti porušení.

1.1 POROVNÁVANÉ PŘÍSTUPY

V rámci studie (Satrapa, Brouček 2014) bylo provedeno srovnání přístupů k posouzení celkové stability betonových tížných přehrad z dokumentů uvedených v tabulce 1 včetně aplikace na konkrétní případ bloku hráze 21 V vodního díla Orlík. Článek představuje shrnutí podstatných odlišností zejména ve způsobu hodnocení nejistot vstupních údajů, návrhových situací a následků. Legislativní rámec jednotlivých přístupů je značně široký od doporučení národní profesní organizace po platné normy nebo manuály závazné pro přehrady ve správě daného subjektu.

Všechny porovnávané přístupy pracují v deterministickém duchu s charakteristickými nebo návrhovými hodnotami, přičemž nejistoty provázející řešení úlohy jsou postihovány dílčími součiniteli nebo stupni bezpečnosti. Využití plně pravděpodobnostních postupů obvykle brání nedostatečně rozsáhlý základní soubor materiálových charakteristik jak betonu,

tak i podloží, ze kterého lze získat parametry zvoleného pravděpodobnostního rozdělení pro příslušnou veličinu.

Jednoznačnou interpretaci výsledků s prostorem pro zahrnutí nejistot vyplývajících z omezených znalostí rozdělení pravděpodobnosti nejen mechanicko-fyzikálních parametrů zastoupených materiálů, ale i stanovení účinků zatížení a početních postupů, poskytuje přístup s „přizpůsobeným stupněm bezpečnosti“ (AFS). Metoda založená na spolehlivostních přístupech s cílovou hodnotou pravděpodobnosti poruchy byla prezentována v roce 2012 (Léger et al, 2012) a po úpravě v roce 2013 (Kreuzer a Léger, 2013).

Tabulka 2: Porovnávané přístupy pro řešení stability betonových tížných přehrad

Země	Označení	Legislativní rámec	Vydáno
Česká republika	ČSN 73 1208	norma - platná	09/2010
Česká republika	ON 73 6854	norma – neplatná	12/1963
USA – USACE*	EM 1110-2-2200	doporučení	06/1995
USA – USACE*	EM 1110-2-2100	doporučení	12/2005
USA – USBuRe**	Design of Gravity Dams	doporučení	1976
USA – USBuRe**	Design of Small Dams	doporučení	1987
SRN	DIN 19700-11	norma – platná	07/2004
SRN	DIN 19702	norma – platná	02/2013
Švýcarská konfederace	Sicherheit der Stauanlagen	doporučení	08/2002

* *USACE – U.S. Army Corps of Engineers (manuály jsou závazné pro spravované přehrady)*

** *USBuRe – UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, BUREAU OF RECLAMATION*

1.2 MANAGEMENT SPOLEHLIVOSTI STAVEB

Rozsah následků spojených s potenciální havárií vodního díla, tj. management spolehlivosti staveb, je součástí jen některých postupů. Způsob zapojení managementu spolehlivosti se v jednotlivých postupech různí a je uveden v následujících sekcích. Přehled shrnuje následující tabulka.

Tabulka 3: Způsob zahrnutí managementu spolehlivosti staveb do posouzení stability

Norma	Management spolehlivosti - způsob	Počet tříd
ČSN 73 1208	CC – consequences classes	3
ON 73 6854	neobsahuje	
EM 1110-2-2200	neobsahuje	
EM 1110-2-2100	CS – critical structures	2
Design of Gravity Dams	neobsahuje	
Design of Small Dams	neobsahuje	
DIN 19700-11	GG – geometrischen Größenangaben	2
DIN 19702	CC – consequences classes	3
Sicherheit der Stauanlagen	neobsahuje - pouze u zemětřesení stanoví 3 třídy přehrad a jím úměrnou velikost zatížení zemětřesením	

1.2.1 Metoda CC

Metoda „consequences classes“ rozděluje stavby dle tříd následků na CC1 – malé následky až CC3 velké následky. Následně je při posouzení stability upravena součinitelem významu požadovaná nerovnost mezi stabilizujícími a destabilizujícími účinky zatížení. Betonové přehrady spadají dle ČSN 73 1208 do CC3 a podmínka spolehlivosti je tedy upravena součinitelem 1,2.

1.2.2 Metoda CS

Metoda „critical structures“ dělí stavby na kritické, jejichž kolaps zapříčiní ztráty na životech a na ostatní, přičemž na kritické stavby jsou kladeny vyšší požadavky při posuzování bezpečnosti proti posunutí. Zatřídění stavby je podrobně popsáno v příloze H příslušného inženýrského manuálu a zahrnuje komplexní posouzení havárie dle určených scénářů.

1.2.3 Metoda GG

Metoda „geometrischen Größenangaben“ dělí přehrady dle jejich výšky respektive objemu vytvořené nádrže na dvě třídy, pro něž jsou stanoveny různé podmínky na kontrolní povodeň.

Tabulka 4: Třídy přehrad dle metody managementu spolehlivosti GG

Třída	**Kritérium**	**Doba opakování povodně pro zatěžovací stav**	
		dočasný	**mimořádný**
1	H > 15 m nebo V > 1 000 000 m^3	1000 let	10 000 let
2	ostatní přehrady	500 let (100 let)*	5000 let (1000 let)*

* *hodnoty v závorkách lze použít, jestliže v území níže po toku lze očekávat pouze minimální škody v případě havárie přehrady.*

1.3 PRAVDĚPODOBNOST VÝSKYTU ZATĚŽOVACÍCH STAVŮ

Všechny porovnávané přístupy rozdělují kombinace zatížení s ohledem na pravděpodobnost jejich výskytu do tří kategorií (trvalé, dočasné, mimořádné – označení dle ČSN). Označení v jednotlivých přístupech je patrné z následující tabulky. Pro jednotnost v následujícím textu je používáno názvosloví odpovídající ČSN 73 1208, které je v souladu s Eurokódy.

Pro jednotlivé kombinace pak normy buď snižují nároky na požadovaný stupeň bezpečnosti (USA, DIN 19700-11, CH), nebo upravují dílčí součinitele zatížení i materiálových parametrů (ČSN, DIN 19702).

Tabulka 5: Kombinace zatěžovacích stavů s ohledem na relativní četnosti výskytu

Norma	**kombinace / stav / zatěžovací podmínky**		
ČSN 73 1208	trvalá	dočasná	mimořádná
ON 73 6854	normální provozní	nepříznivý provozní	mimořádný
EM a US BuRe USA	Usual	Unusual	Extreme
SRN	Ständige	Vorübergehende	Außergewöhnliche
Švýcarsko	Normal	Ausserordentlich	Extrem

Shodná kombinace zatížení nemusí být v různých dokumentech zařazena do stejné kategorie. Například maximální návrhová hladina v nádrži, tj. odpovídající průchodu maximální povodně (kontrolní maximální hladina), je u dokumentů USBuRe zařazena mezi neobvyklé stavy (2 kategorie), zatímco u ostatních postupů se řadí mezi mimořádná zatížení.

1.4 NEJISTOTY VE STANOVENÍ MATERIÁLOVÝCH PARAMETRŮ

ČSN 73 1208 a DIN 19702 jsou harmonizované s Eurokódy a pro materiálové parametry se u nich aplikují příslušné dílčí součinitele. Zejména se jedná o návrhový úhel tření, neboť jakákoli efektivní soudržnost se má dle článku 6.5.3 ČSN EN 1997-1 zanedbat.

Dokumenty USACE berou v úvahu nejistoty při stanovení materiálových parametrů formou stanovené úrovně znalostí místních poměrů (dobrá, řádná, limitovaná), pro něž je upraven požadovaný stupeň bezpečnosti. Situace, při níž dochází k navrhování přehrad, tj. kritických staveb, za limitovaných znalostí místních poměrů, manuál explicitně vylučuje.

2. POSOUZENÍ PROTI POSUNUTÍ

Pro posouzení odolnosti proti posunutíí v profilu základové spáry nebo jiné definované smykové plochy používají všechny přístupy standardní vzorec (1) ovšem s různými součiniteli či požadovanými stupni bezpečnosti. Přehled součinitelů pro mimořádnou kombinaci zatěžovacích stavů uvádí tabulka 5.

$$SB \leq \frac{A\left(\left(\sum F_{V,V}+G\right).tg\ \varphi\prime\right)+B(S.c\prime)}{\sum F_{V,H}} \tag{1}$$

Ve vzorci představuje: $\sum F_{V,V}$ sumu všech vnějších sil kolmých k rovině posunu; $\sum F_{V,H}$ sumu všech aktivních vnějších sil působících rovnoběžně s rovinou spáry; G vlastní tíhu posuzovaného bloku; φ‘ představuje efektivní úhel vnitřního tření materiálu podloží nebo spáry; c‘ je efektivní soudržnost materiálu na smykové ploše; S je plocha spáry (smykové plochy) a SB je stupeň bezpečnosti proti posunutí.

Tabulka 6:Součinitele pro rovnici (1) a **mimořádnou** kombinaci zatěžovacích stavů

Označení	**SB**	**A**	**B**
ČSN 73 1208	1,2	1	0
ON 73 6854 var. 1	1,2 – 4,5	1	1
ON 73 6854 var. 2	1,2	1	0
EM 1110-2-2200	1,1	1	1
EM 1110-2-2100	1,3	1	1
USBuRe – základová spára, beton	1,0	1	1
USBuRe – podloží	1,3	1	1
DIN 19700-11	1,2	1	1
DIN 19702	1,2	1	1
CH – Sich. der Stauanlagen var. 1	1,1	1	0
CH – Sich. der Stauanlagen var. 2	1	0,91	0,33

Z tabulky 5 je zřejmé, že největší rozdíl v posouzení při mimořádných zatěžovacích stavech představuje možnost zahrnout efektivní soudržnost horniny. Následující tabulka 6 udává hodnoty součinitelů pro dočasné zatěžovací stavy. Pro přehrady vybavené hrazenými bezpečnostními přelivy, u nichž je obvykle malý rozdíl mezi kontrolní maximální hladinou a provozními hladinami, je z hlediska posuzování výrazně méně příznivý stav dočasný, kdy se zvyšuje požadovaný stupeň bezpečnosti, případně snižuje úhel vnitřního tření a vlastní tíha, aniž by významně klesalo zatížení.

Tabulka 7: Součinitele pro rovnici (1) a **dočasnou** kombinaci zatěžovacích stavů

Označení	**SB**	**A**	**B**
ČSN 73 1208	1,2	0,8 (0,9 G)	0
ON 73 6854	shodné s mimořádným zatěžovacím stavem		
EM 1110-2-2200	1,7	1	1
EM 1110-2-2100 – dobrá znalost	1,3	1	1
EM 1110-2-2100 – řádná znalost	1,5	1	1
USBuRe – základová spára, beton	2,0	1	1
USBuRe – podloží	2,7	1	1
DIN 19700-11 – základová spára, beton	1,3	1	1
DIN 19700-11 – podloží	1,5	1	1
DIN 19702	1,2	0,9 G a 1,3 voda	1
CH – Sich. der Stauanlagen var. 1	1,3	1	0
CH – Sich. der Stauanlagen var. 2	1	0,77	0,25

3. POSOUZENÍ PROTI PŘEKLOPENÍ

Při posuzování globální stability tuhého tělesa namáhaného momentovými účinky působících sil lze v porovnávaných dokumentech nalézt dva odlišné způsoby. Za prvé se jedná o podíl bránících a klopících momentů, který musí být větší než požadovaný stupeň bezpečnosti.

$$\mathrm{SB} \leq \frac{\sum M_{bránící}}{\sum M_{klopící}} \tag{2}$$

Druhý způsob posouzení předpokládá výpočet polohy výslednice působících sil, respektive velikost její výstřednice *e*, která je dále porovnávána s požadovanou hodnotou. Alternativně je pak požadované omezení na rozsah tahové zóny v základové spáře, což lze při aplikaci teorie pružnosti převést znovu na velikost výstřednice. V poddajných základových poměrech je ověření stability proti překlopení obvykle spojeno s analýzou únosnosti zeminy v podloží.

Analogicky k posouzení proti posunutí dochází i u posouzení proti překlopení k nárůstu požadavků se zvyšující se četností výskytu kombinací zatěžovacích stavů. Následující tabulka specifikuje požadované hodnoty stupňů bezpečnosti, respektive velikost výstřednice pro zatěžovací stavy s různou četností výskytu. Maximální velikost výstřednice je vztažena k délce základové spáry označené *l*.

Tabulka 8: Způsob posouzení bezpečnosti proti překlopení a požadované hodnoty pro kombinace zatěžovacích stavů s různou četností výskytu

Označení	**Četnost výskytu**	**trvalá**	**dočasná**	**mimořádná**
	Způsob posouzení	***SB* / *e***	***SB* / *e***	***SB* / *e***
ČSN 73 1208	podíl momentů	1,2	1,2	1,2
ON 73 6854 – tuhé podloží	velikost výstřednice	*l* / 6	*l* / 6	*l* / 6
EM 1110-2-2200	velikost výstřednice	*l* / 6	*l* / 4	*l* / 2
EM 1110-2-2100	velikost výstřednice	*l* / 6	*l* / 3	*l* / 2
USBuRe – beton	velikost napětí – SB	3,0	2,0	1,0
USBuRe – podloží	velikost napětí – SB	4,0	2,7	1,3
DIN 19700-11	velikost výstřednice	*l* / 6	*l* / 6	*l* / 3
DIN 19702	podíl momentů	1,2	1,2	1,2
CH – Sich. Stauanlagen var. 1	velikost výstřednice	*l* / 6	*l* / 6	*l* / 6
CH – Sich. Stauanlagen var. 2	podíl momentů	1,5	1,3	1,1

U aktuálně platné ČSN a DIN 19702, které jsou harmonizovány s Eurokódy, jsou při zvyšující se četnosti zahrnuty dílčí součinitele zatížení, které sníží hodnotu bránícího momentu redukcí vlastní tíhy a zvýší hodnotu momentu klopícího. Nevhodnost použití stupně bezpečnosti proti překlopení byla již dříve prezentována Danilevským (1998). Jedná se zejména o špatně interpretovatelnou změnu hodnoty podílu při změně hladiny a dále otázku příslušnosti jednotlivých složek hydrostatických sil, kterou lze uvést na příkladu momentu od svislé složky hydrostatické síly působící na návodní líc hráze. Má být tento moment odečten od klopících, neboť se jedná o aktivní sílu, nebo přičten k bránícím s ohledem na směr rotace momentu? Výsledný podíl lze takto do značné míry ovlivnit. Posouzení pomocí podílu momentů ke vzdušní patě také neposkytuje ani rámcovou představu o napjatosti v posuzované rovině s ohledem na rozsah tahových zón.

4. ÚNOSNOST PODLOŽÍ A NADZDVIHNUTÍ

Přestože je požadavek na posouzení proti nadzdvihnutí zakotven v ČSN 73 1208, EM 1110-2-2100 a DIN 19702, je zřejmé, že tížná betonová hráz nemůže vyhovět z hlediska posouzení proti posunutí, aniž by vyhověla při posouzení proti nadzdvihnutí. Výše uvedené tři

normy jsou obecnějšího charakteru a příslušné články se týkají posuzování stability betonových konstrukcí obecně. Posouzení proti nadzdvihnutí je tak v přehradním stavitelství potřeba provádět pouze u vybraných přidružených konstrukcí např. u vývarových desek.

Posouzení únosnosti podloží ve vztahu k vyvolaným napětím patří naproti tomu k zásadním bodům ověření celkové stability tělesa hráze. Analogicky k předcházejícím posouzením platí i pro únosnost základové spáry, že jsou v jednotlivých přístupech snižovány požadavky při snižující se četnosti výskytu kombinace zatěžovacích stavů, respektive je zvyšována hodnota vypočtené únosnosti. Příkladem z první skupiny jsou přístupy US BuRe, viz následující tabulka, v nichž je stupeň bezpečnosti definován jako podíl vypočteného napětí a stanovené únosnosti podloží či betonu.

Tabulka 9: Hodnoty požadovaného stupně bezpečnosti při posouzení hodnot napětí

Napětí posuzováno v	Hodnota stupně bezpečnosti		
	Kombinace zatěžovacích stavů		
	Trvalá	Dočasná	Mimořádná
betonu	3,0	2,0	1,0
podloží	4,0	2,7	1,3
	Mezní dovolení napětí v tlaku (MPa)		
betonu	10,34	15,51	-----

Inženýrský manuál EM 1110-2-2200, jak je patrné z tabulky 9, patří do skupiny umožňující překročit vypočtenou hodnotu únosnosti při mimořádných kombinacích zatížení.

Tabulka 10: Dovolená napětí v podloží a betonu dle četnosti výskytu zatížení

Kombinace zatížení	Namáhání podloží	Maximální dovolené napětí v betonu	
		tlakové	tahové
Trvalá	≤ dovolené	$0{,}3\ f_c$	0,00
Dočasná	≤ dovolené	$0{,}5\ f_c$	$0{,}6\ f_c^{2/3}$
Mimořádná	≤ 1,33 . dovolené	$0{,}9\ f_c$	$1{,}5\ f_c^{2/3}$

Normy harmonizované s Eurokódy (ČSN 73 1208 a DIN 19702) přenechávají otázku únosnosti na Eurokódu 7, tj. ČSN EN 1997 – 1, kde se mimořádnost výskytu zatížení projeví v eliminaci součinitelů zatížení.

5. ZÁVĚR

Z prezentovaného porovnání zahraničních přístupů k posouzení celkové stability tuhého tělesa betonových tížných přehrad vyplývá, že ani při řešení této triviální úlohy, respektive při interpretaci řešení neexistuje konsensus. Na konkrétních posouzeních lze demonstrovat, že při naprosto shodném zadání může posuzované vodní dílo vyhovět i nevyhovět požadavkům v závislosti na použitém přístupu. Různá požadovaná úroveň spolehlivosti při posouzení proti posunutí a překlopení pak vede k situacím, kdy totožné vodní dílo dle jednoho přístupu nesplňuje podmínky na posunutí, ale u druhého naopak na překlopení.

Z hlediska posuzování z obecného trendu odbočují ČSN 73 1208 a DIN 19702, které jsou harmonizovány s Eurokódy. Při posuzování odolnosti proti posunutí zcela zanedbávají příspěvek efektivní soudržnosti podloží a pro trvalé a dočasné návrhové zatěžovací stavy navíc uplatňují dílčí snižující součinitele pro vlastní tíhu a hodnotu úhlu vnitřního tření, která je zjišťována zkouškami. Při započtení managementu spolehlivosti staveb jsou pak požadavky na splnění vyšší než u ostatních přístupů. Při posuzování rotační stability pak na rozdíl od ostatních přístupů vztahují tuto na podíl působících momentů k bodu otáčení, což je z hlediska staveb namáhaných vztlakem veličina s nízkou vypovídající hodnotou.

Aplikace Eurokódů na významná vodní díla je omezena jejich zařazením do třídy spolehlivosti RC 3. U řešení celkové stability by však v souladu s článkem B.3.2 ČSN EN 1990 bylo možné provádět individuální posouzení těchto staveb.

Další výrazný rozdíl představuje zahrnutí maximální hladiny vody v nádrži mezi dočasné a nikoli mimořádné návrhové situace v manuálech vydaných US BuRe. V samotném posuzování jednotlivých zatěžovacích stavů se manuály US BuRe liší jen mírně vyššími požadovanými stupni bezpečnosti.

U všech přístupů lze identifikovat nižší požadavky na splnění podmínek při mimořádných zatěžovacích stavech, což je sice v souladu s ideou celkové spolehlivosti a rizikové analýzy, ale zároveň v rozporu s rozsahem znalostí návrhových parametrů mimořádných zatížení, kde velmi velká doba opakování zvyšuje chybu ve stanovení a limituje znalosti.

6. PODĚKOVÁNÍ

Příspěvek byl zpracován v návaznosti na výzkumný projekt financovaný Ministerstvem vnitra ČR č. VG20102014056 a autoři příspěvku tímto vyjadřují svou vděčnost poskytovateli.

LITERATURA

[1] ANCOLD.(2013). Guidelines on design criteria for concrete gravity dams. Australian National Committee on Large Dams.

[2] BWG (2002) Sicherheit der Stauanlagen Basisdokument zur konstruktiven Sicherheit Berichte des BWG, Biel, Version 1.0.

[3] ČSN 73 1208 (2010) Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů; Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví; 09/2010.

[4] ČSN EN 1990 (2004) Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí; Český normalizační institut; 03/2004.

[5] ČSN EN 1992-1-1 (2006) Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby; Český normalizační institut; 11/2006.

[6] ČSN EN 1997-1 (2006) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla; Český normalizační institut; 09/2006.

[7] DIN 19700-11 (2004) Stauanlagen – Teil 11: Talsperren; Deutsches Institut für Normung e.V. – Normenausschuss Wasserwesen; 07/2004.

[8] DIN 19702 (2013) Massivbauwerke im Wasserbau – Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit; Deutsches Institut für Normung e.V. – Normenausschuss Wasserwesen; 02/2013.

[9] Danilevsky, A. (1998) Součinitel bezpečnosti proti překlopení tížných hrází; Praha.

[10] EM 1110-2-2100 (2005) Stability Analysis of Concrete Structures; U.S. Army Corps of Engineers; 12/2005.

[11] EM 1110-2-2200 (1995) Gravity Dam Design; U.S. Army Corps of Engineers; 6/1995.

[12] Kreuzer, H.; Léger, P. (2013) The Adjustable Factor of Safety: A reliability-based approach to assess the factor of safety for concrete dams; Int. J. Hydropower and Dams; 20 (1).

[13] Léger, P., Stefan, L. and Leclerc, M. (2012) Numerical modelling strategies for safety assessment and rehabilitation of concrete dams; Procc. Numerical Modelling Strategies for Sustainable Concrete Structures; France.

[14] ON 73 6854 (1964) Statický výpočet betonových přehrad; Ministerstvo zemědělství, lesního a vodního hospodářství.

[15] Peyras, L., Royer, P., Deroo, L., Albert, R., Becue, J.-P., Aigouy, S., Bourdarot, E., Loudiére, D. and Kovarik, J.-B. (2008) French Recommendations for Limit-State Analytical Review of Gravity Dams Stability; European Journal of Environmental and Civil Engineering.

[16] Ruggeri, G. (2004). Sliding safety of existing dams, final report ICOLD Europian Group, Working group of sliding safety of existing gravity dams.

[17] satrapa, L.; brouček, M. (2014) Porovnání zahraničních přístupů při posuzování stability stávajících gravitačních betonových přehrad – studie.

[18] U.S. Department of the Interior; Bureau of Reclamation (1976); Design of Gravity Dams.

[19] U.S. Department of the Interior; Bureau of Reclamation (1987); Design of Small Dams (3rd edition).

Autor1: Ing. Miroslav Brouček, Ph.D.

Pracoviště: Katedra hydrotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze

Kontakt: miroslav.broucek@fsv.cvut.cz

Autor2: doc. Ing. Ladislav Satrapa, CSc.

Pracoviště: Katedra hydrotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze

Kontakt: satrapa@fsv.cvut.cz

VD MORÁVKA - REKONSTRUKCE BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

Pavel Golík

Golik VH, s. r. o., Babice nad Svitavou, Česká republika

Tomáš Skokan

Povodí Odry, s. p., Ostrava, Česká republika

ABSTRAKT: VD Morávka bylo vybudováno v letech 1960 – 1967 na vodním toku Morávka nad stejnojmennou obcí v Moravskoslezském kraji. V letech 1997 až 2000 proběhla celková obnova vodního díla - obnova těsnícího prvku, výstavba pravobřežních spodních výpustí, levobřežní drenážní štoly a další úpravy a modernizace objektů a zařízení VD. Během zpracování posudku bezpečnosti VD Morávka za povodní v roce 2012 bylo zjištěno, že VD v současném stavu nepřevede aktualizovanou kontrolní povodňovou vlnu (KPV) v souladu s požadavky platné legislativy a dále že posudek není možné finalizovat bez doplnění podkladů. Jednalo se především o fyzikální model bezpečnostního objektu a posouzení stability tělesa hráze pro hladiny vody v nádrži blízké úrovni koruny hráze. V následujících letech byly provedeny zejména tyto činnosti: stabilitní posouzení tělesa hráze, fyzikální model současného stavu bezpečnostního objektu, předběžné posouzení možných úprav objektu směřujících k navýšení jeho kapacity, variantní fyzikální model objektu pro jednotlivé úpravy. Pro finální variantu, která umožňuje bezpečné převedení KPV, byla v roce 2015 zpracována Studie proveditelnosti, následně bylo dokončeno posouzení bezpečnosti VD za povodní. Předkládaný příspěvek informuje o průběhu jednotlivých činností, vývoji koncepce, o řešených variantách a podrobněji komentuje výsledné technické řešení.

1. OBECNÉ INFORMACE O VD MORÁVKA

1.1 ZÁKLADNÍ POPIS VD MORÁVKA

VD Morávka je součástí Víceúčelové vodohospodářské soustavy povodí Odry a jeho účelem je akumulace vody pro vodárenský odběr, zajištění minimálních průtoků v řece Morávce a ve spolupráci s ostatními nádržemi v povodí Ostravice zajištění min. průtoků na řece Ostravici. VD plní ochrannou funkci a snižuje povodňové průtoky. S dalšími VD, zejména jezem ve Vyšních Lhotách, převaděčem Morávka – Žermanice, nádrží Žermanice a nádrží Šance zajišťuje povodňovou ochranu sídel v povodí Ostravice. VD spolupracuje s jezem Vyšní Lhoty na řece Morávce a s nádrží Žermanice na zajištění průmyslových odběrů.

1.2 HYDROLOGICKÉ PODKLADY

Tabulka 1: Kulminační průtoky a objemy teoretických povodňových vln pro VD Morávka.

Podklad		N [rok]				
		100	500	1000	2000	10 000
Povodí Odry (1996)	Q_N [m^3/s]	-	-	300	-	389
	W_{PV} [mil. m^3]	-	-	16	-	20,3
ČHMÚ (2012)	Q_N [m^3/s]	187	270	311	355	470
	W_{PV} [mil. m^3]	16,0	20,1	22,9	26,2	32,3

Výchozím hydrologickým podkladem pro zpracování posudku Golík (2012) a navazujících prací byl hydrogram $KPV_{10\,000}$ poskytnutý ČHMÚ (2012). V Tabulce 1 jsou pro srovnání doloženy dostupné hydrologické údaje z archivu autorů.

1.3 REKONSTRUKCE VD 1997 - 2000

V rámci obnovy a rekonstrukce VD Morávka - Aquatis (2000) byly řešeny především tyto okruhy problémů:

- odvedení svahových vod z levého i pravého zavázání hráze - realizace LB drenážní štoly;
- oprava a rekonstrukce těsnicího prvku hráze - odfrézování svrchních vrstev návodního ABT a realizace nového plášťového těsnění pomocí dvouplášťové geomembrány;
- oprava a zvýšení kapacity spodních výpustí v hrázi;
- realizace nových PB spodních výpustí;
- dotěsnění podloží a oboustranného zavázání hráze;
- modernizace vybavení pro provádění technicko bezpečnostního dohledu (TBD).

2. POSOUZENÍ BEZPEČNOSTI ZA POVODNÍ 2012

Účelem posudku bezpečnosti za povodní Golík (2012) bylo standardní posouzení VD ve smyslu TNV 75 2935 (2003). V rámci zpracování posudku bylo provedeno podrobné posouzení kapacity spodních výpustí a bezpečnostního objektu. S ohledem na komplikovanost proudových poměrů v prostoru nátoku na bezpečnostní přeliv i ve spadišti a horním úseku skluzu nebylo možné uspokojivě stanovit měrnou křivku objektu - jeden z klíčových vstupů pro posouzení transformace KPV. Dále byl proveden rozbor dostupných hydrologických podkladů a bylo provedeno variantní řešení průchodu KPV. V závěru posudku byly v souladu s doporučením TNV 75 2935 (2003) stanoveny MBH pro tři základní hlediska možného porušení hráze, jednalo se o:

- Povrchovou erozi při přelití hráze - MBH odpovídá průtoku přelivem cca 150 m^3/s. Cca při tomto průtoku by došlo k přelévání LB zdi skluzu a následnému odtoku vody úžlabím mezi tělesem hráze a PB údolním svahem.
- Porušení filtrační stability hráze nebo podloží - MBH stanovena na úrovni nejnižšího místa koruny hráze. Z vyhodnocení dostupných podkladů vyplývá, že za běžného provozu a při doposud zaznamenaných zvýšených úrovních hladiny anebo srážkových úhrnů nevykazuje průsakový režim žádné zásadní anomálie poukazující na možné ohrožení bezpečnosti VD.
- Celková stabilita hráze - MBH stanovena na úrovni stávající H_{MAX}.

S ohledem na potřebu doplnění dalších podkladů (upřesnění měrné křivky přelivu, posouzení stability hráze, atd.) byl posudek uzavřen konstatováním, že jej není možné dokončit.

3. FYZIKÁLNÍ MODELY A DALŠÍ PODKLADY 2013 - 2015

V LVV FAST VUT v Brně byly realizovány dva fyzikální modely bezpečnostního objektu (BO), a to VUT (2014/02), doplněný matematickým modelem proudění ve skluzu VUT (2014/03) a následně VUT (2014/09).

Smyslem uvedených výzkumů bylo:

- upřesnění měrné křivky BO v současném stavu,
- ověření možných úprav BO k navýšení kapacity, respektive ke snížení KMH,
- upřesnění, optimalizace, nebo návrh dalších úprav BO.

V obou fyzikálních modelech byl modelován vlastní přeliv včetně předpolí, spadiště a horní úsek skluzu v délce cca 70 m.

První fyzikální model VUT (2014/02) vyhodnotil současný stav a dále prověřoval tři základní varianty úprav přelivné hrany a předpolí BO, jednalo se o:

- Var. 0 - stanovení měrné křivky BO v současném stavu.
- Var. 1 - odstranění části LB zdi spadiště v blízkosti návodního svahu hráze.
- Var. 2.1 - snížení PB zdi spadiště na úroveň odpovídající nejvyšší hladině při transformaci PV_{100}, úprava prostoru za PB zdí na úroveň cca 1,0 m pod korunu zdi.
- Var. 3.1 - odvozena z Var. 2.1, PB zeď spadiště snížena cca na úroveň přelivné hrany, doplnění sekundárního přelivu na úroveň nejvyšší hladiny při transformaci PV_{100}.

Dále byly prověřovány modifikace uvedených variant, ze kterých je vhodné zdůraznit řešení problematiky eliminace příčných vln ve skluzu.

Žádná z řešených variant nezajistila dostatečné snížení KMH. Následně byl proveden rozbor archivních projekčních podkladů s cílem posouzení možnosti zahloubení dna spadiště. Výsledkem bylo předběžné potvrzení možnosti zahloubení dna spadiště o cca 0,70 m.

Následně byl zpracován druhý fyzikální model VUT (2014/09) pro:

- Var. 4.1- zahloubení dna spadiště v celé délce o 0,70 m.
- Var. 4.2 - zvýšení podélného sklonu spadiště tak, aby v profilu mostu na korunu hráze bylo dosaženo zahloubení o 0,70 m oproti současnému stavu.

Varianty 4.1 a 4.2 byly modelovány v kombinaci s výše popsanou var 3.1.

Vyhodnocení výsledků fyzikálních modelů: z posuzovaných variant úpravy předpolí byla jako nejvhodnější doporučena var. 3.1 v kombinaci s úpravou dna spadiště a horní části skluzu ve var. 4.1. Usměrňovací pilíř v ose spadiště/skluzu bude navržen cca v parametrech odpovídajících současnému stavu. LB zeď skluzu bude zvýšena o 0,30 m nad provzdušněnou hladinu stanovenou dle výsledků fyzikálního modelu a 1D výpočtu.

4. DIAGNOSTICKÉ PRŮZKUMY 2012 A 2014

Náplní diagnostických průzkumů (DP) Pontex (2012) a Pontex (2014) bylo vyhodnocení současného stavu betonových konstrukcí z hlediska kvality betonu, míry porušení a existence lokálních poruch. Dále byl hodnocen stav kamenných obkladů - římsy zdí a přelivná hrana.

V rámci DP Pontex (2012) bylo provedeno 15 vývrtů, beton vzorků odebraných z osmi vrtů provedených v prostoru spadiště byl hodnocen jako hustý, homogenní s minimem dutin, s rovnoměrně rozloženým kamenivem v dostatečném množství. Pevnost v tlaku 36 - 60 MPa. Na povrchu je beton s větším množstvím makropórů, často vyplněných výluhy CaO. V žádném ze vzorků DP Pontex (2012), resp. Pontex (2014) nebyla zastižena výztuž.

Pro vzorky ze dna skluzu byla určena, pevnost v tlaku / prostém tahu 32,4 / 0,51 MPa a orientační zatřídění betonu C25/30. V závěrečné zprávě DP Pontex (2012) bylo konstatováno, že dílčí části skluzu jsou ve špatném technickém stavu. Jednalo se zejména o:

- výskyt trhlin ve dně skluzu spojený s mírnými lokálními deformacemi;
- hloubkovou degradaci betonu dna skluzu a základových ozubů (patek) stěn v okolí pracovních a dilatačních spar (resp. v okolí trhlin a opravených ploch) ve dně skluzu;
- výskyt trhlin s výluhy pojiva, lokálně i s bodovými průsaky ve stěnách skluzu;
- povrchovou a lokálně i hloubkovou degradaci betonu stěn skluzu;
- rozvrstvení a degradaci kamenů zdiva přelivné hrany a zejména zdiva obou říms stěn.

Náplní doplňujícího DP Pontex (2014) bylo:

- ověření geometrie neviditelných částí betonových konstrukcí a ověření kvality skalního podloží;
- ověření kvality betonu LB zdi skluzu v úseku zvažovaného navýšení zdi,
- ověření hloubky založení vlnolamu na koruně hráze.

Bylo provedeno celkem 29 jádrových vrtů, z toho 1 na vlnolamu a ostatní ve spadišti a skluzu.

V žádném ze vzorků nebyla zastižena výztuž. Orientační zatřídění betonu spadiště a skluzu - C 25/30, vlnolam - C30/37. Pevnost v tlaku vzorků kamene skalního podloží - 91 až 116 MPa. Vzorek kamene vlnolamu vykazuje četné rozvrstvení a degradaci.

5. STUDIE PROVEDITELNOSTI

Účelem Studie proveditelnosti Golik VH (2015) bylo:

- shromáždění a vyhodnocení dostupných podkladů, (DP, IG průzkumy, výsledky fyzikálních modelů, archivní projektová dokumentace, atd.);
- vyhodnocení současného stavu konstrukce přelivu, spadiště, skluzu a vlnolamu, zejména z hlediska kvality stávajících betonových a kamenných konstrukcí a stavu skalního podloží;
- rámcový návrh technického řešení:
  - rozsah bourání a tvarové řešení nových konstrukcí,
  - rozsah odbourání a následného dobetonování upravovaných konstrukcí,
  - návrh terénních úprav a sekundárního přelivu v prostoru nátoku, atd.;
  - stabilitní posouzení konstrukcí ve vybraných profilech v současném stavu, během rekonstrukce, ve finálním stavu;
- odhad nákladů a celkové vyhodnocení realizovatelnosti.

5.1 VÝCHOZÍ PŘEDPOKLADY, KONCEPCE ŘEŠENÍ

Cílem navrhovaných opatření je zvýšení bezpečnosti VD Morávka za povodní, zejména se jedná o zvýšení kapacity stávajícího bezpečnostního objektu a umožnění navýšení MBH nad úroveň koruny hráze.

Stručný přehled navrhovaných úprav:

- snížení PB zdi spadiště,
- vytvoření nátoku k PB zdi spadiště,
- omezení natékání k PB zdi spadiště při $PV \leq PV_{100}$ pomocí sekundárního přelivu,
- zahloubení dna spadiště o cca 0,70 m,
- navýšení LB zdi skluzu,
- prodloužení vlnolamu v LB zavázání hráze,
- opravu zachovávaných betonových konstrukcí.

Kontrolním průtokem pro skluz je maximální odtok mostním profilem při transformaci KPV, tzn. 297 m^3/s. Průtoku odpovídá specifické zatížení cca 46 $m^3/s/m$, max. rychlost cca 21 m/s.

5.1.1 Nátok k přelivu

Pro snadnější natékání vody ke snížené PB zdi spadiště bylo navrženo snížení stávajícího terénu na kótu cca 515,10 m n. m., tzn. až o 3,20 m oproti současnému stavu. Půdorysné řešení hydraulicky vhodných tvarů bylo převzato z fyzikálního modelu VUT (2014/02). Dno nátoku bude v nejvíce namáhaném prostoru provedeno jako balvanité opevnění na štět. V blízkosti PB zdi spadiště je pro usměrnění proudu navržena tížní betonová opěrná zeď.

5.1.2 Sekundární přeliv

Přeliv navazuje na koncovou část stávajícího přelivu, koruna je vyvýšena 1,0 m nad snížený terén na nátoku. Přeliv byl navržen jako ŽB konstrukce s přelivnou plochou s kamenným obkladem půlkruhového příčného profilu (R = 1,0 m).

5.1.3 Bezpečnostní přeliv a spadiště

U LB zdi spadiště je navržena výměna kamenného obkladu přelivné hrany a provedení lokálních sanací betonové konstrukce Alternativně je navrženo celoplošné odbourání povrchu betonu v tl. 0,20 m, kotvení výztužné sítě a dobetonování.

Je navrženo odbourání stávajícího dna a provedení výlomu do úrovně 1,00 m pod finální niveletu, dále je navrženo odbourání části líce PB zdi spadiště tak, aby vzniklá svislá pracovní spára byla v úrovni paty zdi vzdálena 1,00 m od finálního povrchu, viz obrázek 2. Koruna PB zdi bude odbourána na kótu 515,10 m n. m. Nové dno bude betonováno jako monolitická součást masivního dobetonování PB zdi. Kamenný obklad koruny PB i LB zdi spadiště včetně úseku usměrňovací zdi na nátoku k přelivu bude odstraněn a nahrazen novým.

Součástí návrhu je i oprava injekční clony v prostoru spadiště, provedení se předpokládá prostřednictvím injekčního bločku realizovaného v předstihu pod novým dnem spadiště.

Pro omezení rizika změny polohy zachovávaných konstrukcí ve spadišti a horním úseku skluzu, kde je navrženo masivní odbourání, je předpokládáno využití hydrodemolice.

5.1.4 Skluz

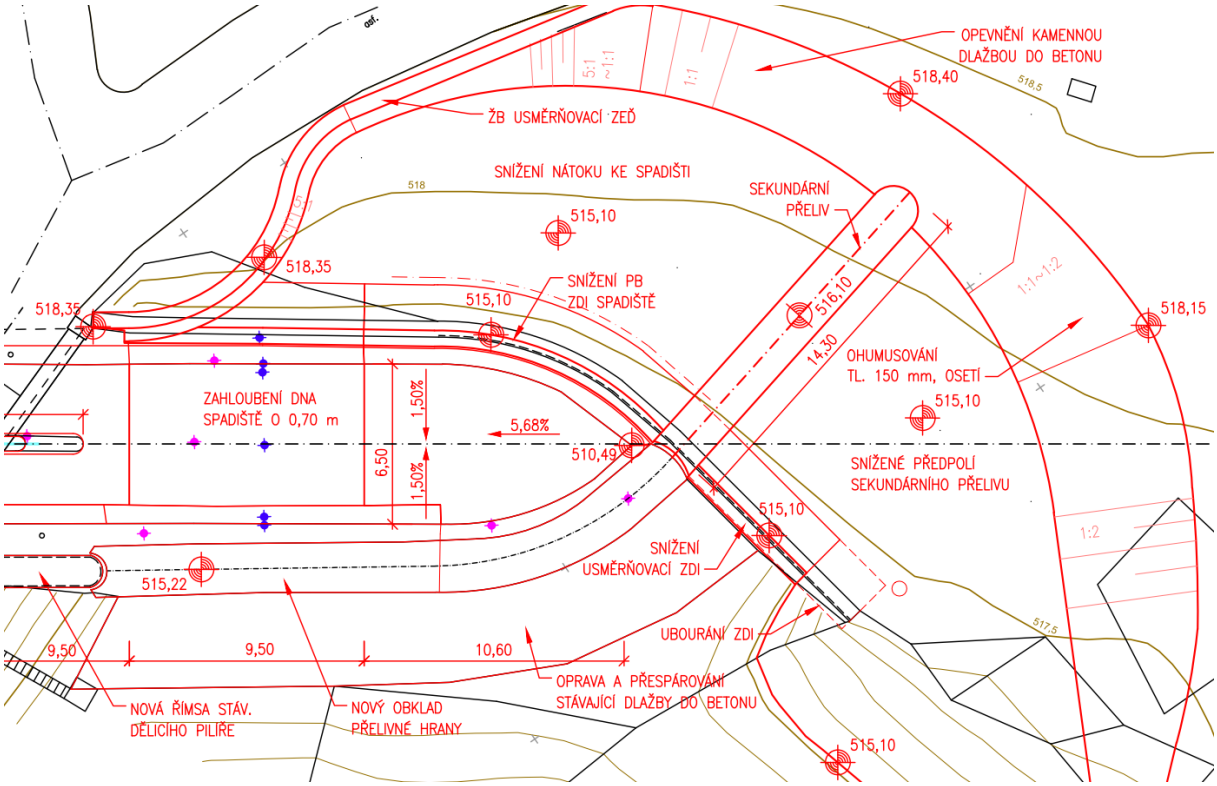
Geometrie navrhovaných úprav skluzu v maximální možné míře respektuje stávající tvarové řešení. Koruna LB zdi bude navýšena o 1,50 m až 0,70 m. Líc LB zdi a základový ústupek budou celoplošně odbourány v tloušťce 0,20 m, dobetonování do původního tvaru bude využito pro kotvení tahové výztuže navyšované části zdi. Poslední dva dilatační bloky zdi (22 m) budou odstraněny a nahrazeny novou konstrukcí.

V úseku dl. cca 15 m navazujícím na nové dno spadiště budou stávající desky dna analogicky s úpravou spadiště vybourány a nahrazeny novou konstrukcí tl. 1,00 m, ve zbývajícím úseku skluzu bude provedena výměna desek dna, v tl. 0,70 - 0,90 m, základová spára nového dna je navržena cca 0,10 m pod úrovní skalního podloží zjištěného DP.

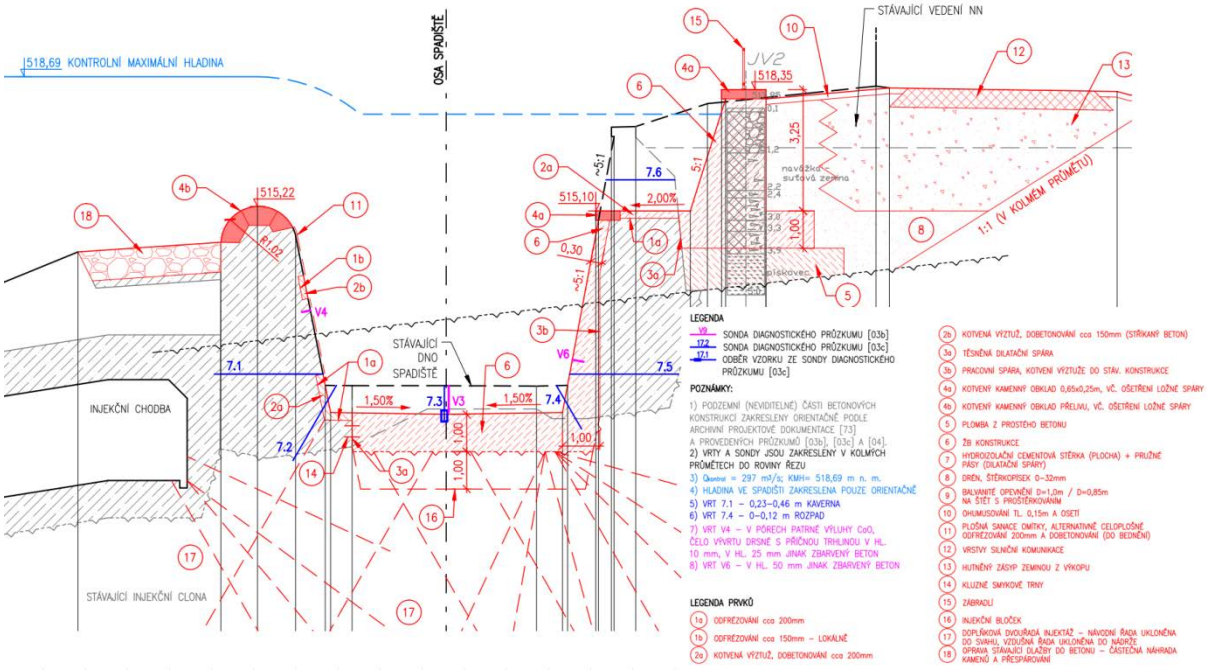
Na PB zdi skluzu je navrženo plošné odbourání základového ústupku v tl. cca 0,20 m a následné dobetonování s kotvenou výztuží, lokální plošná oprava líce zdi Jako alternativa opravy povrchu zdi je navrženo celoplošné odbourání líce zdi cca v tl. 0,20 m a kotvené dobetonování. Rub zdi bude obnažen cca 0,60 m nad úroveň dna skluzu, beton bude očištěn, povrchově sanován a opatřen hydroizolací. Za rubem zdi bude provedena podélná drenáž. Svah za PB zdí skluzu bude upraven a opevněn ve sklonu 1:2,5, opevnění bude tvořeno skrytým balvanitým opevněním kladeným na štět. Poslední tři bloky zdi (23 m) budou odstraněny a nahrazeny novou konstrukcí. Kamenný obklad koruny PB i LB zdi skluzu bude odstraněn a nahrazen novým.

5.1.5 Vlnolam

V LB zavázání hráze je navrženo prodloužení vlnolamu do rostlého terénu. Pro zajištění dopravní obslužnosti lesních pozemků navrženo použití prvků mobilního hrazení. Dilatační spáry vlnolamu budou v celé jeho délce utěsněny trvale pružným tmelem.



Obrázek 1: Schématický půdorys úpravy bezpečnostního objektu.



Obrázek 2: Vzorový příčný řez úpravou spadiště.

Obrázek 3: Fotografie současného stavu bezpečnostního objektu.

Obrázek 4: Vizualizace návrhového stavu bezpečnostního objektu.

6. BEZPEČNOST VD BĚHEM REKONSTRUKCE

Nejvýznamnějším faktorem, který by mohl ovlivnit bezpečnost VD během rekonstrukce, by bylo případné odstranění jednoho, nebo více bloků LB zdi skluzu. S ohledem na výsledky DP je navrženo zachování podstatné části konstrukce zdi v celé délce. Výjimkou jsou poslední dva bloky stávající zdi, jejich dočasné odstranění nemá podstatný vliv na bezpečnost VD.

Pro omezení nátoku vody do spadiště v době výměny kamenného obkladu přelivné hrany bude činnost rozdělena na etapy. Opatření minimalizuje případný nátok vody do spadiště,

operativní řízení odtoku spodními výpustmi omezí vliv změněné měrné křivky přelivu na transformaci povodní standardně převáděných přelivem. Alternativou může být provedení dočasného předsazeného přelivu např. z betonových prefabrikátů. Realizace nátoku k přelivu a sekundárního přelivu bude koordinována s odbouráním PB zdi spadiště tak, aby nedošlo k významnému ovlivnění transformace PV >> PV_{100}. Při vhodné organizaci výstavby nedojde během realizace ke snížení bezpečnosti VD oproti současnému stavu.

LITERATURA

[1] Aquatis, a. s., Oprava a rekonstrukce VD Morávka, Dokumentace skutečného provedení, Brno, 2000.

[2] ČHMÚ, Hydrologická studie pro VD Morávka, Průběhy teoretických povodňových vln s dobou opakování N = 100 – 10 000 let, Ostrava, 2012/08.

[3] Golík Pavel, Ing., VD Morávka – posouzení bezpečnosti VD za povodní, Babice nad Svitavou, 2012/12.

[4] Golik VH, s. r. o., VD Morávka, studie proveditelnosti zvýšení bezp. VD za povodní, Babice nad Svitavou, 2015/04

[5] Pontex, s. r. o.; Diagnostický průzkum, VD Morávka bezpečnostní skluz, 2012/12.

[6] Pontex, s. r. o., Doplňující diagnostický průzkum, VD Morávka bezp. skluz, 2014/11.

[7] TNV 75 2935 Posuzování bezpečnosti vodního díla při povodních, 2003/08.

[8] VUT v Brně, FAST, ÚVST, LVV, Hladinové poměry na skluzu s pravostrannou bermou VD Morávka, Brno, 2014/03.

[9] VUT v Brně, FAST, ÚVST, LVV, Hydraulický modelový výzkum bezpečnostního přelivu a skluzu VD Morávka, VD Morávka – Posouzení bezpečnosti VD za povodní, Brno, 2014/02.

[10] VUT v Brně, FAST, ÚVST, LVV, Úpravy předpolí bezpečnostního přelivu, VD Morávka – Posouzení bezpečnosti VD za povodní, Brno, 2014/09.

Autor 1: Ing. Pavel Golík, Ph.D.

Pracoviště: Golik VH, s. r. o., Babice nad Svitavou 162, 66401

Kontakt: golik@golikvh.cz

Autor2: Ing. Tomáš Skokan

Pracoviště: Povodí Odry, s. p., Varenská 49, 70126 Ostrava

Kontakt: skokan@pod.cz

ZABEZPEČENÍ VODNÍHO DÍLA ORLÍK PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD

Ondřej Hrazdira
Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Vodní dílo (dále též VD) Orlík je obzvlášť v poslední době skloňováno, a to ať už ve spojitosti s ochranou před povodněmi nebo zejména po letošním létě se suchem. Odborná ale i laická veřejnost se zaměřila na nedávno státním podnikem Povodí Vltavy zveřejněnou studii týkající se možného zvýšení ochranné funkce Vltavské kaskády před povodněmi zpracovanou ČVUT v prosinci 2014 pod názvem Prověření strategického řízení Vltavské kaskády, týkající se zejména úpravou velikostí rozdělení nádrže VD Orlíku. Stranou tohoto dění trochu zůstává téma zabezpečení VD Orlíku před povodněmi nutného dle normy ČSN (dříve TNV) 75 2935 – Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodni, což ale dává možnost nezávislého hledání řešení bez ohledu na aktuální společenskou a případně politickou náladu a bez ohledu na to, zda je aktuálně sucho nebo prší.

1. POPIS VODNÍHO DÍLA

Tento odstavec nebude popisovat notoricky známé vodní dílo jako takové. Pro přehlednost jsou níže uvedena pouze data týkající se tématu tohoto článku.

1.1 ÚČEL VODNÍHO DÍLA

je citován platný manipulační řád VD, je dodrženo pořadí výčtu jednotlivých účelů – všimněte si, prosím, pořadí funkce retenční):

1.1.1 minimální průtok ve Vltavě

v profilu Vrané 40 $m^3.s^{-1}$ ve spolupráci při hospodaření s vodou s vodními díly Lipno I. a Slapy a v součinnosti s ostatními vodními díly Vltavské kaskády

1.1.2 využití odtoku z nádrže k výrobě elektrické energie

ve špičkové vodní elektrárně, která je součástí vodního díla až do maximální hltnosti turbín 600 $m^3.s^{-1}$

1.1.3 dodávka povrchové vody pro odběratele

1.1.4 snížení velkých vod na Vltavě ....

.... a částečná ochrana území pod přehradou před účinky povodní (se zvláštním zřetelem na ochranu Prahy);

1.1.5 nadlepšování průtoků ve Vltavě ....

.... a příp. v Labi pro zlepšení plavebních podmínek

1.1.6 vypouštění zvýšených průtoků ke zlepšení hygienických podmínek ....

.... a kvality vody ve Vltavě (zejména v oblasti Prahy) a k likvidaci následků čistotářských havárií

1.1.7 ovlivňování zimního průtokového režimu pod přehradou a omezení nežádoucích ledových jevů

1.1.8 rekreace a vodní sporty

1.1.9 plavba v nádrži

1.1.10 extenzivní rybí hospodářství

1.2 ZÁKLADNÍ VÝŠKOVÉ PARAMETRY VODNÍHO DÍLA

Kóta přelivné hrany:	345,60 m n. m.	(0,00 m)
Max. hl. zásobního prostoru:	351,20 m n. m.	(+5,60 m)
Max. hl. retenčního prostoru:	353,60 m n. m	(+8,00 m)
Hydrotechnická koruna hráze:	354,60 m n. m.	(+9,00 m)
Max. hladina při povodni 8/2002:	355,17 m n. m.	(+9,57 m), odtok 3 100 $m^3.s^{-1}$
Mezní bezpečná hladina (MBH):	355,60 m n. m.	(+10,00 m)
Mobilní protipovodňové zábrany:	355,70 m n. m.	(+10,10 m)
Kontrolní maximální hladina (KMH):	356,80 m n. m.	(+11,20 m), odtok 3 985 $m^3.s^{-1}$
Koruna hráze – mostovka:	361,10 m n. m.	(+15,50 m)

1.3 ZÁKLADNÍ HYDROLOGICKÉ ÚDAJE:

Plocha povodí:	12 105,96 km^2
Průměrný dlouhodobý roční průtok:	83,4 $m^3.s^{-1}$
Neškodný odtok:	1 000 $m^3.s^{-1}$
Max. odtok z VD při povodni 8/2002:	3 100 $m^3.s^{-1}$
Průtoky:	Q_{100} = 2.050 $m^3.s^{-1}$
	$Q_{10\,000}$ = 5.040 $m^3.s^{-1}$

2. POTŘEBA ZABEZPEČENÍ VODNÍHO DÍLA

Z definice technickobezpečnostního dohledu v § 61 zákona č. 254/2001 o vodách a z definice povinností vlastníků vodních děl v § 84 vyplývá povinnost pro vlastníky vodních děl udržovat vodní díla v řádném stavu tak, aby nedocházelo k ohrožování bezpečnosti osob, majetku a jiných chráněných zájmů. Kromě odpovědnosti vlastníků vodních děl za škody způsobené eventuální havárií mají tito dále povinnost věnovat se v rámci technickobezpečnostního dohledu posuzování bezpečnosti vodních děl při povodni. Proto byl pro VD Orlík jako vodní dílo I. kategorie dle technickobezpečnostního dohledu v prosinci 2005 zpracován firmou Vodní díla – TBD a.s. Posudek bezpečnosti VD při povodních, a to dle normy ČSN (dříve TNV) 75 2935 – Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodni. V rámci tohoto posudku byla stanovena Kontrolní maximální hladina (KMH) na kótě 356,80 m n. m. (odpovídající max. hladině při kontrolní povodňové vlně $Q_{10\,000}$ = 5 040 $m^3.s^{-1}$ a $W_{PV\ 10\,000}$ = 1 816 mil. m^3) a dále byla zvolena Mezní bezpečná hladina (MBH) jako kóta 355,60 m n. m. (tato MBH přesahuje max. vodoprávně projednanou hladinu v nádrži o 2,00 m, jedná se o úroveň hladiny v nádrži, při které je ještě zaručena bezpečnost vodního díla, konkrétně o úroveň 10 cm pod hranou mobilních protipovodňových zábran na hydrotechnické koruně VD). V závěrečném hodnocení pak na základě jednoduché rovnice MBH – KMH = 355,60 – 356,80 = **-1,20 m** potom posudek konstatuje, že VD Orlík v současném stavu nevyhovuje požadavkům na bezpečnost při povodních.

2.1 PŘÍPRAVNÉ PRÁCE

Výše uvedené Posouzení bezpečnosti VD při povodních (2005, VD TBD) bylo z hlediska přípravných prací a zajištění vstupních podkladů pouze katalyzátorem pro zajištění dalších potřebných podkladů a projekčních prací vedoucích k výběru definitivního návrhu řešení zabezpečení VD Orlíku. Následuje chronologický přehled postupu zajišťování podkladů:

- Hydrologická studie pro VD Orlík – Průběhy teoretických povodňových vln (2005, ČHMU) tento podklad stanovil hodnoty $Q_{10\,000}$ = 5 300 m^3/s, W = 1 900 mil. m^3
- Posúdenie hydrologických veličín vodného diela Orlík (2008, STU SvF)

Vzhledem k závažnosti dopadu stanovení $Q_{10\,000}$ nechal provozovatel VD ověřit správnost výpočtu $Q_{10\,000}$ prostřednictvím všech standardně používaných výpočtových metod. Výsledkem posouzení bylo konstatování že ČHMU použitá výpočtová metoda nevede zdaleka k maximalistické hodnotě $Q_{10\,000}$.

- Kontrolní přešetření stability vodního díla Orlík (2008, ČVUT)

  Pro hodnoty zatížení odpovídající nově stanoveným hodnotám průtoků byly podrobeny kritické hrázové bloky stabilitním výpočtům se závěrem, že stabilita bloků je pod normovou hodnotou v režimu pootočení.

- Fyzikální model tělesa hráze vodního díla Orlík (3/2009, ČVUT)

  Vzhledem k potřebě zjištění úrovní hladin odpovídajících stanoveným průtokům a vzhledem k tomu, že jediným podkladem byly pouze konzumpční křivky bezpečnostních přelivů a spodních výpustí z manipulačního řádu vodního díla, bylo provedeno prověření původní konzumpční křivky a „protažení“ konzumpční křivky po $Q_{10\,000}$ na základě fyzikálního modelu přelivů. Zároveň bylo prověřeno hydraulické chování na nátocích přelivných polí při extrémních průtocích, zejména pak vliv lávky přes přelivná pole a vyhrazené segmenty hrazených přelivů. Měřítko modelu umístěného v hydrotechnických laboratořích ČVUT bylo 1:50. Modelový výzkum ověřil a zpřesnil původní konzumpční křivky, zvláště pak jsou důležité hodnoty zjištěné mimo rozsah původní konzumpční křivky. Rozdíly hodnot původní konzumpční křivky a křivky dané modelem je možné považovat za výpočtové nepřesnosti. Práce na modelovém výzkumu jsou patrné viz obrázek 1.

- Vodní dílo Orlík zabezpečení VD před účinky velkých vod STUDIE (2010, ČVUT)

  Na základě zjištěných skutečností (některých z nich navíc ověřených ať už modelovým výzkumem nebo oponentní resp. doplňkovou studií) byla státním podnikem Povodí Vltavy zadána studie proveditelnosti, v rámci které byly řešeny následující technické varianty pro zabezpečení VD, tedy pro bezpečné převedení $Q_{10\,000}$ při splnění podmínky KMH < MBH:

  Studie obsahovala tyto varianty řešení:

  - nový hrazený bezp. přeliv, stejná kóta přelivné hrany;
  - nový hrazený bezp. přeliv, stejná šířka přelivného pole;
  - tři nová hrazená přelivná pole;
  - snížení prahů polí současných přelivů;
  - nový nehrazený bezpečnostní přeliv;
  - nový obtokový tunel;
  - nové střední výpusti;
  - nový hrazený bezp. přeliv + tunely;
  - nové střední výpusti + tunely,

  tedy pouze řešení, která snižují úroveň kontrolní maximální hladiny. A tak byla studie na žádost objednatele doplněna o další varianty technických návrhů řešících dodržení nerovnice KMH < MBH zvýšením mezní bezpečné hladiny, a to:

  - nová injekční clona z ICH1;
  - nová injekční clona z nově ražené chodby pod základ. spárou;
  - kotvení z RCH2 a ICH1.

  V čase, kdy provozovatel vybíral z výše popsaných variant ty vhodné k dalšímu řešení, byly zajištěny další podklady, bez kterých by se další postup přípravy neobešel.

- VD Orlík transformace povodňové vlny (2010, VD TBD)
  - provedení výpočtu transformace a ověření polohy KMH vůči MBH na podkladě nově zajištěných podkladů.

- Možnost hydrologické předpovědi povodně s kulminačním průtokem $Q_{10\,000}$ do nádrže Orlík (2011, ČHMU)
- Digitalizace původní projektové dokumentace VD Orlík (2012, Pöyry Environment a.s.)

V tuto chvíli již byly shromážděny veškeré podklady nutné pro možnost dalšího řešení, a to rozpracování objednatelem vybraných variant ze studie ČVUT z roku 2012:

- VD Orlík – zabezpečení před účinky velkých vod: studie proveditelnosti – rozpracování vybraných variant (2/2013, Pöyry environment a.s.)

  Dle zadání objednatele studie řešila vybrané varianty, a to:

  - nová pole bezpečnostního přelivu v tělese hráze;
  - nová pole bezpečnostního přelivu mimo těleso hráze, a to ve variantě hrazeného a nehrazeného přelivu a také ve variantě odvedení vody raženým tunelem a nebo skluzem po povrchu;
  - posílení stability hráze provedením injekční clony z nové injekční chodby;
  - posílení stability hráze provedením nové injekční clony existující injekční chodby;
  - posílení stability hráze kotvením hrázových bloků do podloží.

Tato studie již dle zadání obsahovala koncepční řešení jednotlivých variant se zaměřením na realizovatelnost. Vzhledem k tomu, že výše uvedená studie řešila vybrané varianty vč. posouzení technické proveditelnosti, výpočtu nákladů investičních i provozních, vč. posouzení výhodnosti variant i při standardním provozu vodního díla, se zohledněním komplikací při realizaci (např. doba realizace, nutnost snížení hladiny, zásah do původních konstrukcí, apod.), bylo možné, aby objednatel po prostudování studie přistoupil k selekci nevhodných variant.

Před definitivním rozhodnutím byly ještě objednatelem zpřísněny a doplněny podmínky zadání, a to jednak:

- upřesněn (a striktně stanoven) předpokládaný průběh manipulací na VD Orlíku při nástupu povodně vzhledem k povodňové situaci v hl. m. Praze (vše za dodržení platného manipulačního řádu VD), toto zpřesnění má vliv na transformaci povodňové vlny;
- zpřísněna podmínka pro převádění povodní, a to požadavek na dodržení normy ČSN 75 2340 Navrhování přehrad – hlavní parametry a vybavení, tedy požadavek stanovení návrhové povodně s pravděpodobností překročení 0,001 (tedy $Q_{1\,000}$);
- zpřísnění zadání na převedení kontrolní povodně, a to uvažování mezní bezpečné hladiny MBH na kótě vodohospodářské koruny hráze 354,60 m n. m. (posudek bezpečnosti stanovil MBH na úrovni 355,60 m n. m., tj. 10 cm pod úrovní mobilního hrazení na hydrotechnické koruně hráze).

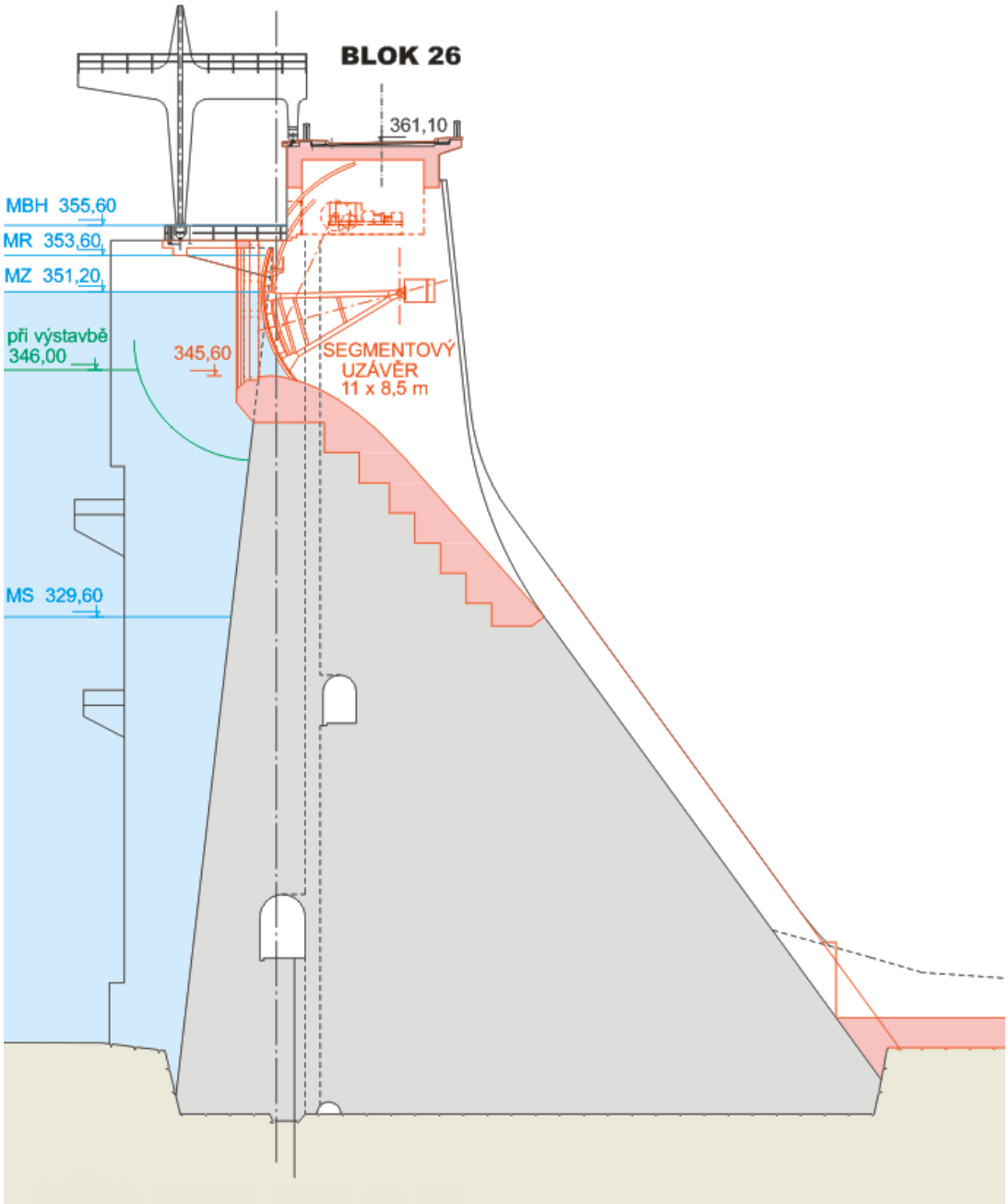
Výše uvedená zpřísnění lze jednoduše popsat takto: po rekonstrukci VD Orlíku musí být zajištěno převedení $Q_{1\,000}$ při hladině na současné max. úrovni retenčního prostoru 353,60 m n. m. a zároveň při průchodu $Q_{10\,000}$ nesmí dojít k zatopení hydrotechnické koruny VD bez použití mobilního hrazení. Po zajištění hodnoty $Q_{1\,000}$ (ČHMÚ) a provedení transformace $Q_{1\,000}$ (Povodí Vltavy, státní podnik) byl zadán zatím poslední z podkladů, a to **Studie proveditelnosti vybraných variant** (12/2014, Pöyry Environment a.s.).

Tato studie řeší pouze dvě varianty při splnění nově upravených podmínek, a to Nové hrazené bezpečnostní přelivy v tělese hráze a Nové hrazené přelivy mimo těleso hráze s odvedením vody skluzem:

2.1.1 Nové hrazené bezpečnostní přelivy v tělese hráze

Jedná se o tři nová přelivná pole obdobného typu jako původní přelivy. Pro umístění polí jsou využity hrázové bloky č. 26, 27 a 28 (nové přelivy jsou tedy umístěny vlevo od původních). Kóta pevného prahu přelivů je 345,60 m n. m., hrazený profil 3 x 11 x 8,5 m (hrazená výška

stejná jako u původních přelivů). Kapacita přelivů je při hladině 354,60 m n. m. 3 x 607 $m^3.s^{-1}$ (pro převedení $Q_{10\,000}$) a při hladině na úrovni max. ret. prostoru 3 x 504 $m^3.s^{-1}$ (pro převedení $Q_{1\,000}$), viz obrázek 1 – příčný řez novým přelivným polem.



Obrázek 1: Nové hrazené bezpečnostní přelivy v tělese hráze- příčný řez novým přelivným polem

Pro odvedení vody od přelivu je využito nově vytvořeného kaskádového spadiště umístěného mezi dráhu lodního zdvihadla malé plavby a vodohospodářský vývar, zaústěného zprava do právě do vývaru. Spadiště bylo v rámci studie matematicky modelováno a na základě výsledků modelového výzkumu byl jeho tvar upraven.

Tato varianta předpokládá odstranění koruny hráze v třech dotčených blocích a odbourání betonu bloků v objemu cca 12 tis. m^3. Pro realizaci spadiště se předpokládají zemní práce

v objemu cca 8 tis. m^3. Celková kubatura nových ŽB konstrukcí je cca 15 tis. m^3. V rámci stavby musí být vybudována tři nová pole mostovky nad nově vzniklými přelivy.

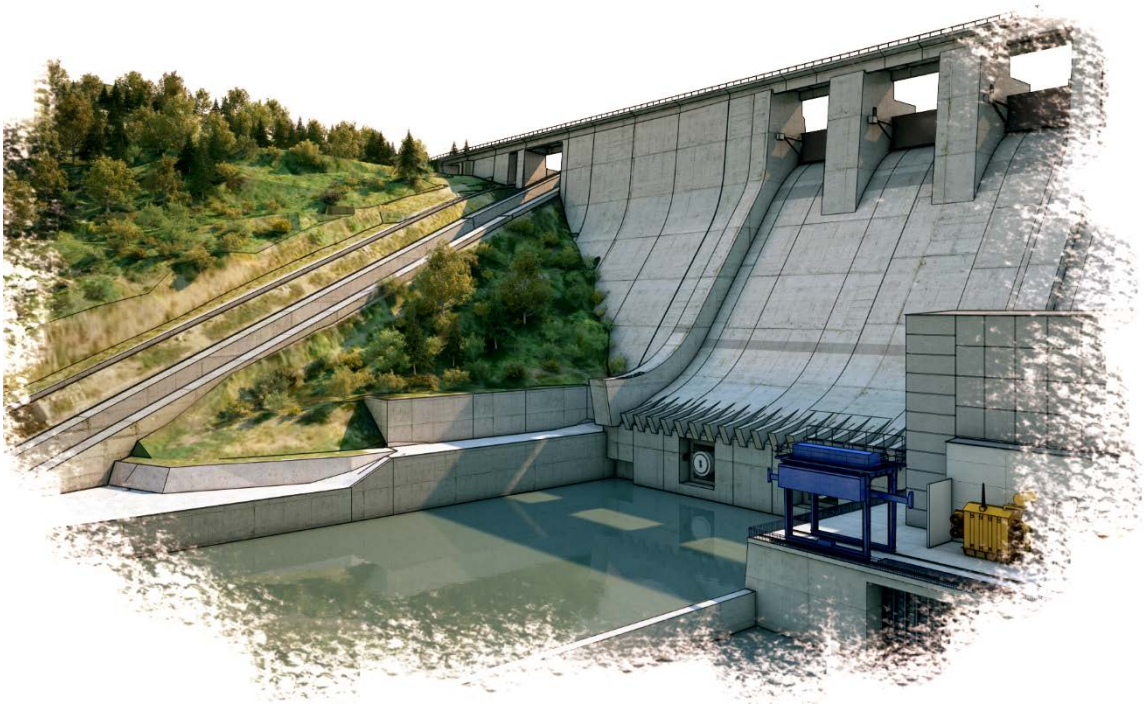
Tato varianta s sebou přináší nutnost speciálních řešení na alespoň částečné ochraně staveniště před povodněmi, spočívající jednak ve snížení hladiny v nádrži a jednak v realizaci předsunutých ocelových jímek chránících prostor realizovaných přelivů.

Realizace této varianty si vynutí uzavření komunikace na mostovce spojující obce Milešov a Solenice po dobu dvou stavebních sezón.

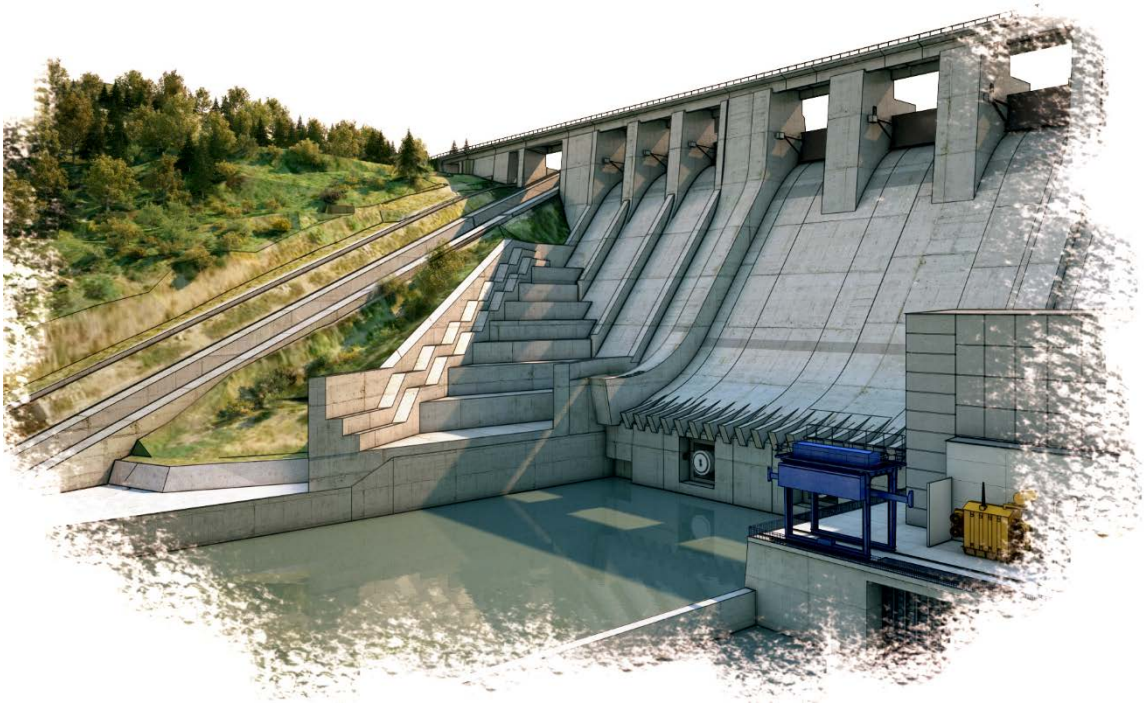
Nevýhodou této varianty je nasměrování převáděného průtoku spadištěm na dělící zeď mezi vodohospodářským a energetickým vývarem, a to i přes návrh kaskádového spadiště pro co možná největší tlumení energie. A právě z tohoto důvodu je uvažováno podmíněné provozování nových přelivů pouze za funkce původních pro možnost usměrnění proudu ven z vývaru.

Finančně představuje tato varianta investiční náklady v celkové výši 703 mil. Kč bez DPH a provozní náklady po dobu 50 let ve výši 23 mil. Kč.

V rámci studie byla zpracována vizualizace úprav na tělese hráze, viz obrázek 2 – současný stav a obrázek 3 – navrhované řešení.



Obrázek 2: Nové hrazené bezpečnostní přelivy v tělese hráze - současný stav (před realizací)



Obrázek 3: Nové hrazené bezpečnostní přelivy v tělese hráze – navrhované řešení

2.1.2 Nové hrazené bezpečnostní přelivy mimo hráz se skluzem

Tato varianta představuje dvě nová přelivná pole umístěná na pravém zavázání hráze v místě současné manipulační plochy obsluhy VD. Bezprostředně navazuje na kolejovou dráhu plavebního zdvihadla pro malá plavidla. Dvě přelivná pole hrazená segmentovými uzávěry jsou v tomto případě s pevným prahem na kótě 346,60 m n. m., hrazený profil je rozměrů 2 x 19 m x 7,5 m. Kapacita přelivů je při hladině 354,60 m n. m. 2 x 883 $m^3.s^{-1}$ (pro převedení $Q_{10\,000}$) a při hladině na úrovni max. ret. prostoru 2 x 705 $m^3.s^{-1}$ (pro převedení $Q_{1\,000}$).

Pro odvedení vody od přelivu je využito nově vytvořeného spadiště umístěného definitivně pod manipulační plochou a skluzem procházejícím pod hrázovým blokem 33P (v němž je v dnešní době průjezd hrází na hydrotechnickou korunu VD) a pod částí zemní hráze tvořící zavázání hráze do pravého břehu. Dále skluz vychází na povrch, kde ve formě železobetonového žlabu obdélníkového profilu odvádí vodu pod vodní dílo (tedy až za dnešní vývar).

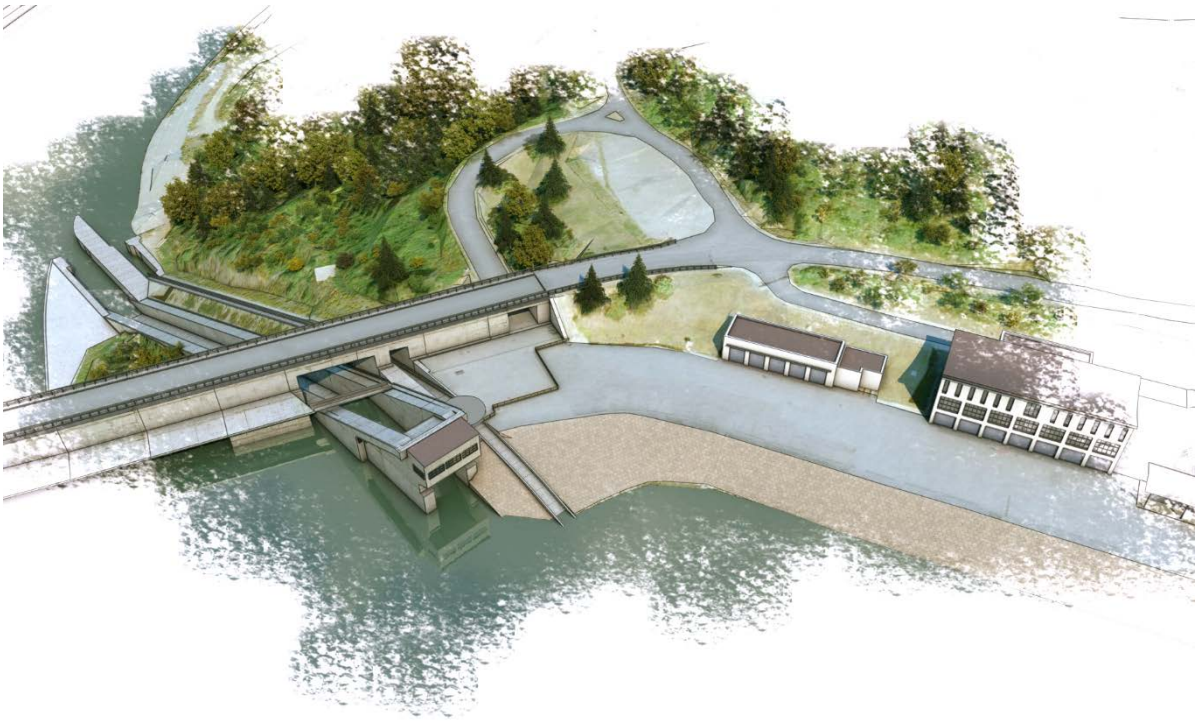
Návrh této varianty předpokládá realizaci v otevřeném výkopu a tedy také odstranění bloku č. 33P a části zemní hráze. Kubatura nutných zemních prací je předpokládána 96 tis. m^3. Pro realizaci přelivu, spadiště a skluzu bude zapotřebí 38 tis. m^3 železového betonu při potřebě bourání 1 900 m^3 původního betonu hráze.

I tato varianta s sebou nese potřebu ochrany staveniště při realizaci přelivných polí a také uzavření komunikace na mostovce.

Výhodou této varianty je možnost nezávislého použití (bez nutnosti převádění vody přes původní přelivy), je však nutné tuto možnost prověřit ještě modelovým výzkumem pro potvrzení nepoškození protějšího břehu Vltavy pod VD naproti zaústění skluzu.

Finančně představuje tato varianta investiční náklady v celkové výši 831 mil. Kč bez DPH a provozní náklady po dobu 50 let ve výši 23 mil. Kč.

Pro představu lze tuto variantu charakterizovat opět vizualizací před (obrázek 4) a po (obrázek 5) navržené rekonstrukci vodního díla.



Obrázek 4: Nové hrazené bezpečnostní přelivy mimo hráz se skluzem - současný stav (před realizací)

Obrázek 5: Nové hrazené bezpečnostní přelivy mimo hráz se skluzem - navrhované řešení

2.2 DALŠÍ POSTUP

Vzhledem k tomu, že studie potvrdila realizovatelnost obou řešených variant, přičemž ani finanční náklady nejsou natolik rozdílné, aby výběr rozhodla finanční výhodnost a vzhledem k tomu, že každá z variant s sebou přináší množství výhod i nevýhod, bylo rozhodnuto o následujícím ne zcela standardním řešení.

Povodí Vltavy, státní podnik oslovilo desítku expertů v oboru jednak hydrotechniky a jednak betonových konstrukcí o vyplnění jednoduchého dotazníku o šesti otázkách s možností odpovědí ANO/NE. Přestože samotné otázky jsou koncipované pro „jednoduchou“ odpověď, je jasné, že právě pro možnost jednoduše odpovědět je nutná znalost nejen Studie proveditelnosti, ale také dalších podkladů a historie jejich zajištění.

V listopadu roku 2015 byly odpovědi expertů shromážděny a sestaveny do přehledné matice, která víceméně jednoznačně potvrdila jako vhodnější variantu B. Nové hrazené bezpečnostní přelivy mimo hráz se skluzem. Ihned po rozhodnutí objednatele dále sledovat experty doporučenou variantu, bylo zadáno zpracování dokumentace pro územní rozhodnutí, spolu s dalšími pracemi souvisejícími se zajištěním potřebných podkladů, jako jsou detailní geodetické zaměření terénu v místě budoucích konstrukcí, inženýrsko-geologický průzkum pro ověření polohy a kvality skalního podloží a také matematický 3D model proudění vody v navrhovaném bezpečnostním přelivu. Dokumentace bude dokončena v průběhu června 2016 a ihned po jejím odsouhlasení objednatelem bude zahájeno zajištění územního rozhodnutí a výstavba fyzikálního modelu pro ověření navržené kapacity a ověření proudění.

3. ZÁVĚR

Po zajištění územního rozhodnutí budou následovat další stupně projektové dokumentace a podklady nutné pro zajištění stavebního povolení. A pokud se podaří zajistit stavební povolení pro stavbu a potřebné financování akce, mohla by být v roce 2019 zahájena vlastní realizace s předpokládaným trváním do roku 2021.

4. PODĚKOVÁNÍ

Za zástupce objednatele přípravných činností a také, doufejme, zástupce investora budoucí rekonstrukce vodního díla si dovoluji poděkovat všem, kteří se doposud podíleli na přípravě akce, zejména pak zástupcům organizací Aquatis, a.s., ČVUT – fakulty stavební, katedry hydrotechniky, firmě GEO test, a.s., a dalším. Nemalý díky patří také provozovateli vodního díla Orlík (Povodí Vltavy, státní podnik – Závod Dolní Vltava) za vstřícný přístup k řešení a za zajištění podkladů.

Autor: Ing. Ondřej Hrazdira

Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, sekce technická

Kontakt: ondrej.hrazdira@pvl.cz

HYDROLOGICKÉ PODKLADY PŘI NÁVRHU OPATŘENÍ NA ZABEZPEČENÍ VD ORLÍK PROTI ÚČINKU VELKÝCH VOD

Tomáš Kendík, Karel Březina

Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5

ABSTRAKT: Vodní díla jsou standardně zabezpečována na převedení kontrolní povodně v souladu s platnou legislativou. VD Orlík s celkovým objemem zadržené vody 716 mil. m^3 a plochou povodí nad vodním dílem 12 tis. km^2 byl uveden do provozu v roce 1964, kdy byl jako kontrolní povodeň stanoven tisíciletý průtok. V současnosti je to průtok s dobou opakování jednou za 10 tis. let. Vzhledem k významu vodního díla v rámci Vltavské kaskády a vlivu jeho provozu na navazující infrastrukturu a rovněž vzhledem k objemu investic, které si zabezpečení takovéhoto vodního díla vyžádá, bylo krom teoretické povodňové vlny kontrolní povodně zpracováno několik dalších studií a vědeckých prací, které koncept kontrolní povodně o současně platných parametrech potvrdily a zároveň byly využity při rozpracování návrhu zabezpečení vodního díla.

1. ÚVOD

Průchod extrémních povodní vodními díly, resp. přes přehradní hráze je bezpochyby jednou z nejvýznamějších událostí po dobu jejich životnosti. Není to jev příliš častý, jak ostatně z logiky věci vyplývá, ale musí mu být věnována náležitá pozornost. A to především z pohledu možných škod, které by při porušení vodního díla vznikly. V posledních letech jsou v České republice opakovaně zaznamenávány extrémní povodňové události, z nichž mnohé výrazně překračují dobu opakování 100 let. To nás utvrzuje v tom, že zabezpečení vodních děl před účinky velkých vod je naprosto zásadní.

Vodní dílo Orlík je se svým objemem 716,5 mil. m^3 největší přehradní nádrží nejenom na Vltavské kaskádě, ale také v celé České republice. Je hlavním a z hlediska hospodaření s vodou nejdůležitějším článkem celé Vltavské kaskády, a to jak v době povodní, tak i v době sucha. V roce 2002 bylo celé povodí Vltavy postiženo extrémní povodní a nádrž Orlík, jako uzávěrový profil odtoku vody z jižních Čech byla povodní zatížena nejvíce. Bilanční přítok do nádrže byl vyhodnocen o velikosti 3900 $m^3.s^{-1}$ a hodnota stoletého průtoku dle manipulačního řádu v roce 2002 činila 2050 $m^3.s^{-1}$. Během této povodně došlo k historicky největšímu zatížení a byla překročena maximální vodoprávně projednaná hladina o 1,57 m.

Obrázek 1: Hráz vodního díla Orlík při kulminaci povodně v srpnu 2002

Je tedy zřejmé, že odvození hydrologických podkladů pro posouzení bezpečnosti za povodní takto významného vodního díla, musí být věnována maximální pozornost. Tento článek si klade za cíl na jednom místě shrnout všechny práce, které se těmito podklady zabývaly.

2. STUDIE ČHMÚ - PRVNÍ HYDROLOGICKÉ PODKLADY

Pro posouzení bezpečnosti vodního díla za povodní dle TNV 752935 byla zpracována Českým hydrometeorologickým ústavem (Kulasová, Boháč, 2005) v srpnu 2005 Hydrologická studie pro VD Orlík. V této studii byly odvozeny teoretické povodňové vlny s kulminačním průtokem Q10000, tedy s pravděpodobností překročení pQ = 0,0001 a podmíněnými pravděpodobnostmi překročení objemu ppW = 0,4 a 0,5.

Byl použit statistický přístup, při kterém byla využita dostupná pozorování kulminačních průtoků pro období 1877 až 2002. Použitá metodika výpočtu plně odpovídá požadavkům TNV 752935. Výsledkem je určení kulminace teoretické povodňové vlny s pravděpodobností překročení pQ = 0,0001 o velikosti 5300 $m^3.s^{-1}$ spolu s průběhem pro podmíněné pravděpodobnosti překročení objemu ppW = 0,4 a ppW = 0,5 v hodinovém kroku.

Tyto hydrologické údaje byly postoupeny zpracovateli posudku Posouzení bezpečnosti vodního díla za povodní (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 2005), který po provedení posouzení konstatoval, že vodní dílo nevyhoví v současném stavu požadavkům na bezpečnost při povodních ve smyslu TNV 752935, a to z toho důvodu, že ve všech případech transformace povodně došlo k překročení mezní bezpečné hladiny. V závěrech tohoto posouzení je doporučeno věnovat pozornost především hydrologickým podkladům.

Překročení mezní bezpečné hladiny bylo impulsem k zahájení přípravy nápravných opatření ze strany státního podniku Povodí Vltavy. Za prvé byla zahájena příprava realizace technických opatření, která ve svém konečném důsledku budou znamenat bezpečné převedení kontrolní povodně, a za druhé bylo rozhodnuto o pokračování zkoumání problematiky návrhových hydrologických podkladů. Předpokládaná hodnota investice na zvýšení kapacity přelivných zařízení na hrázi vodního díla Orlík, byla ostatečným důvodem pro ověření velikosti kontrolní povodně. Tyto dva směry posouzení si navzájem neustále vyměňovaly a vyměňují informace a mají společný cíl: bezpečné vodní dílo, které spolehlivě převede extrémní povodeň.

3. STUDIE SLOVENSKÉ TECHNICKÉ UNIVERZITY V BRATISLAVĚ – OVĚŘENÍ PODKLADŮ

Poté co bylo rozhodnuto pokračovat ve zkoumání problematiky návrhu hydrologických podkladů, byla provedena rešerše literatury a po konzultaci s mnoha odborníky z oblasti hydrologie, byl osloven prof. Ing. Ján Szolgay, PhD s nabídkou na provedení studie s cílem ověření návrhových hydrologických parametrů pro vodní dílo Orlík. Tým ze stavební fakulty Slovenské technické univerzity v Bratislavě pod jeho vedením zpracoval studii s názvem Posúdenie hydrologických návrhových veličín vodného diela Orlík (Bratislava, 2008). Cílem bylo provést odhad návrhových parametrů vodního díla pomocí několika moderních metod a jejich porovnání s dosavadními hodnotami a podat rozsáhlý přehled o používaných metodách a možnostech, které je moderní hydrologie schopna poskytnout konečnému uživateli pro odhad průtoků a objemů povodňových vln.

Výsledkem práce týmu Slovenské technické univerzity je materiál, který určuje interval možností, ve kterém se může povodeň s pravděpodobností pQ = 0,0001 pohybovat. Z výsledků vyplývá, že postup ČHMÚ poskytnul odhady návrhových parametrů povodně v dolní polovině výsledků celého rozsahu použitých metod. Dle závěrů zpracovatele z nich ovšem nevybočil a je pro předpokládané využití plně akceptovatelný.

Z hlediska zadavatele studie, tedy Povodí Vltavy, státní podnik, byla tato práce velmi důležitá, a to především jako potvrzení správnosti kontrolní extrémní povodně (udávané ČHMÚ) při plánování naprosto zásadní investice pro rekonstrukci, resp. zabezpečení vodního díla Orlík proti povodním. Zároveň byla varováním, že nelze vyloučit povodně ještě větší. Proto bylo při návrhu technických opatření rozhodnuto o dílčích úpravách, které zvyšují míru zabezpečení vodního díla. Jedná se například o snížení hladiny, při které bude tato povodeň převáděna, oproti mezní bezpečné hladině vody v nádrži. Dalším předpokladem při kontrolní transformaci je omezení odtoku vody z vodní elektrárny při převádění kontrolní povodně. Tato opatření mají za cíl zvýšit míru ochrany vodního díla před povodněmi a tím alespoň částečně eliminovat nejistotu při určování hydrologických podkladů. Zároveň navržená opatření nevylučují provádění dalších úprav v budoucnosti.

4. OSTATNÍ PRÁCE TÝKAJÍCÍ SE PROBLEMATIKY EXTRÉMNÍCH POVODNÍ NA VD ORLÍK

Přesto, že rozhodnutí o technickém řešení zabezpečení vodního díla Orlík bylo učiněno, tak daná problematika je natolik zajímavá a široká, že jí je stále věnována pozornost.

Ze strany Povodí Vltavy, státní podnik byla u ČHMÚ objednáno v roce 2011 vypracování studie, ve které bylo rozpracovány možnosti odhadu časového předstihu předpovědi extrémní povodně s kulminačním průtokem Q_{10000} do nádrže Orlík. Byly zde podrobně rozebrány všechny nejistoty hydrologické předpovědi ovlivňující výsledek. Byla simulována předpověď povodně o velikosti Q_{10000} na základě podmínek z druhé vlny povodně z roku 2002. Aby bylo dosaženo kulminačního průtoku návrhové povodně Q_{10000} při vysokém nasycení a stejném rozložení srážek, bylo nutno navýšit srážky 1,2 krát. Byla zkoumána možnost hydrologické předpovědi povodně na základě variant kvantitativní předpovědi srážek při různých možnostech nasycení. Bylo prokázáno, že závislost předpovědi přítoku do nádrže Orlík na kvantitativní předpovědi srážek je vysoká. Zpracovaný materiál je cennou pomůckou pro práci vodohospodářského dispečera, který je nucen při svém rozhodování zvažovat všechny varianty i při vědomí toho, že některé varianty jsou velmi málo pravděpodobné.

Povodeň s pravděpodobností překročení pQ = 0,0001 již z logiky věci není nejvyšší možnou povodní. Tou je tzv. pravděpodobná maximální povodeň (probable maximum flood –

PMF). Pro vodohospodářskou praxi je tento údaj zajímavý, přestože není v legislativě nijak zakotven a ani není používán.

V roce 2012, tedy 10 let po povodni 2002 provedli Kubát a Krejčí řadu modelových výpočtů, kde se snažili o simulaci větších povodní, než byla ta z roku 2002. Došlo k úpravě srážek druhé vlny povodňové epizody ze srpna 2002. Přítok do nádrže Orlík činil až 6800 $m^3.s^{-1}$. Pro dosažení hodnoty Q_{10000}, tedy průtoku 5300 $m^3.s^{-1}$ bylo nutno srážky oproti roku 2002 navýšit třetí den (13. 8.) plošně o 24 mm oproti skutečnosti roku 2002. Tento vývoj se rozhodně nejeví jako nereálný.

Blažek (2014) publikoval svůj postup odhadu pravděpodobné maximální povodně (PMF) pro profil VD Orlík. Ve svých výpočtech uvádí nejvyšší vypočtenou hodnotu pro PMF cca 5800 $m^3.s^{-1}$.

Povodím Vltavy, státní podnik byla objednána studie ČHMÚ (2015) zabývající se odhadem PMF v profilu vodního díla Orlík. Byly modelovány různé varianty hodnot přítoků do nádrže na základě konceptu pravděpodobné maximální srážky na povodí vodního díla Orlík. Pro ověření simulovaných hodnot jsou ve studii použity údaje o maximálních pozorovaných specifických odtocích v závislosti na ploše povodí. Po diskuzi je uvedeno, že rozdíl mezi kulminací povodně s dobou opakování 10000 let a PMF může být významný. Pro profil nádrže Orlík mohou být reálné hodnoty PMF mezi 6000 až 7000 $m^3.s^{-1}$.

5. ZÁVĚR

Nevýznamnější a největší nádrž v České republice si zasluhuje mimořádnou pozornost. Autoři tohoto shrnutí jsou přesvědčeni, že se problematice hydrologických podkladů pro posouzení bezpečnosti vodního díla Orlík této pozornosti dostalo. V průběhu poměrně dlouhé doby, po kterou byly podklady shromažďovány, se vyskytly skutečnosti a z nich vyplývající ponaučení, na které chceme poukázat a považujeme to pro vodohospodářskou praxi za velmi důležité.

- Odhady resp. výpočty hydrologických podkladů jsou zatíženy vždy nepřesností. Čím více extrémní povodeň (s nižší pravděpodobností výskytu), tím je předpokládaná nejistota větší. Rozptyl možných výsledků se zvětšuje.
- Extrémní povodně v uplynulých letech, např. rok 1997, 2002, nebo události na menších povodích, které se vyskytují relativně často, nás utvrzují v tom, že příroda nás může vždy překvapit.
- Extrémní jevy, přestože mají malou pravděpodobnost výskytu, nastat mohou a je nutno s tím počítat. Provedené simulace pro povodí VD Orlík výskyt takovýchto jevů nejenomže nevylučují, avšak především ve světle povodní 2002 a 2013 nám ukazují, že mnohdy chybělo málo a naše generace mohla zažít události výrazně horší.
- Naprosto nedoporučujeme ze strany vodohospodářů zpochybňovat výpočty hydrologů a v případě zabezpečení vodních děl před povodněmi se snažit uváděné hodnoty kontrolních povodní snižovat, jak jsme se s tím ze strany některých provozovatelů vodních děl setkali. Zároveň vidíme jako žádoucí si ponechat v návrzích rezervy, které mohou být v případě potřeby využity.
- Cíleným ovlivněním, např. volbou jiných metod výpočtu lze poměrně jednoduše dosáhnout snížení hodnot návrhových parametrů extrémních povodní. Výsledky uváděných prací nám ukazují, že toto není správná cesta a důrazně nedoporučujeme se jí ubírat.
- Obecně je na míru bezpečnosti v současné společnosti kladen velký důraz, který se neustále zvyšuje. Lze oprávněně předpokládat, že zabezpečení nejvýznamnějších vodních děl na povodně s pravděpodobností výskytu pQ = 0,0001 není konečnou hodnotou a v budoucnu se změní (zvýší).

LITERATURA

[1] BLAŽEK, V. D. VD Orlík – pravděpodobná maximální povodeň (PMF), Vodní hospodářství 11/2014, s. 12-13, 2014.

[2] KULASOVÁ, B.; BOHÁČ, M. Hydrologická studie pro VD Orlík, průběhy teoretických povodňových vln s kulminačním průtokem s pravděpodobností překročení pQ = 0,0001 a s podmíněnými pravděpodobnostmi překročení objemu; ČHMÚ Praha, 2005.

[3] KUBÁT, J., KREJČÍ, J. Povodeň 2002 byla extrémní, mohou nastat i větší? Vodní hospodářství 8/2012, s. 236-239, 2012.

[4] SZOLGAY, J., KOHNOVÁ, S., HLAVČOVÁ, K., GAÁL, L., BACIGÁL, T., Posúdenie hydrologických návrhových veličín vodného diela Orlík; STU v Bratislave Stavebná fakulta, 2008.

[5] TYL, R., VLASÁK, T., DAŇHELKA, J., KUBÁT, J., ŠERCL, P., POLCAR. P., Předběžný odhad PMF v profilu VD Orlík na Vltavě.

[6] VLASÁK, T., Možnosti hydrologické předpovědi povodně s kulminačním průtokem Q10 000 do nádrže Orlík; ČHMÚ České Budějovice, 2001.

[7] VODNÍ DÍLA – TBD a.s., Posouzení bezpečnosti vodního díla při povodních; 2005.

Autor1: Ing. Tomáš Kendík

Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5

Kontakt: tomas.kendik@pvl.cz

Autor2: Ing. Karel Březina

Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5

Kontakt: karel.brezina@pvl.cz

VD HARCOV – NÁVRHOVÉ PARAMETRY PRO DIMENZOVÁNÍ OPATŘENÍ K ZAJIŠTĚNÍ BEZPEČNOSTI VODNÍHO DÍLA

Pavel Křivka
Povodí Labe, státní podnik
David Richtr
VODNÍ DÍLA – TBD a.s.

ABSTRAKT: Zděná přehrada Harcov, umístěná v intravilánu města Liberce, nesplňuje současné požadavky na zabezpečenost vodního díla při povodních. Problematická je také kvalita podloží i vlastního zdiva hráze. První část příspěvku shrnuje historické souvislosti a dosavadní postup prací v rámci přípravy celkové rekonstrukce tohoto vodního díla. Ve druhé části je stručně představena výsledná varianta technického řešení komplexní rekonstrukce historického vodního díla.

1. ÚVOD

Od roku 1850 do konce 19. století byly oblasti Jizerských hor a Krkonoš celkem sedmkrát vážně poznamenány povodněmi. Největší pohroma postihla Liberecko a Jizerské hory v létě roku 1897. V roce 1899 bylo založeno Vodní družstvo pro regulaci toků a stavbu přehrad v povodí Lužické Nisy a již v lednu roku 1900 byli účastníci ustavujícího shromáždění seznámeni se záměrem výstavby šesti přehrad v oblasti Jizerských hor (Harcov, Bedřichov, Mlýnice, Fojtka, Oldřichov v Hájích a Mšeno). Generální projekt pro stavbu přehrad v povodí Lužické Nisy byl zadán prof. Dr. Ing. Otto Intzemu, který ve spolupráci s týmem odborníků různých profesí v roce 1900 tento projekt dokončil a následně v lednu 1901 jej formou přednášky představil zástupcům vodního družstva i odborné veřejnosti. V měřítku tehdejší doby byla výstavba šesti přehrad v povodí Lužické Nisy projektem, který neměl svou koncepcí, rozsahem a účinkem srovnání v celém Rakousko-Uhersku.

Již na podzim roku 1902 byly zahájeny zemní práce na dvou přehradách – Harcov na Harcovském potoce v Liberci a Bedřichov na Černé Nise v Jizerských horách. Stavbu přehrady Harcov realizoval stavitel W. Streitzig z Liberce spolu s firmou H. Rella a synovec z Vídně. Stavba byla dokončena v prvním pololetí 1904 a dne 29. 8. 1904 byla zkolaudována. Náklady na vybudování Harcovské přehrady dosáhly 789 111 rakouských korun, což hrubým přepočtem na dnešní ceny odpovídá asi 160 mil. Kč. Vedle zachycení a transformace povodňových průtoků byly dalšími účely vodního díla Harcov zásobování Liebiegovy textilní továrny vodou, rekreace, vodní sporty i chov ryb. Kromě toho se již v roce 1906 nově dokončená přehradní nádrž stala součástí areálu velkolepé hospodářské výstavy pořádané na svazích nad přehradou českými němci. Přímo na přehradní nádrži se odehrávala i řada atrakcí této výstavy. Zajímavostí je, že zprovoznění první z plánovaných šesti přehrad vyvolalo nutnost změn financování Vodního družstva tak, aby bylo možné dostát splácení úvěrů poskytnutých na stavby přehrad. Příspěvky Vodnímu družstvu, které dále sloužily ke splátkám úvěrů, platili všichni majitelé vodních děl na Nise a přítocích pod přehradami, dále všichni majitelé pozemků, okresy a obce, kteří prostřednictvím přehrad získávali ochranu před povodněmi nebo jiné výhody a pochopitelně průmyslníci i živnostníci, kterým přinášely přehrady prokazatelný prospěch. Majitelé „turbín a vodních kol“ platili dvojnásobné částky než ostatní podnikatelé.

Tabulka 1: Základní parametry VD Harcov

Tok:	Harcovský potok
Typ hráze:	zděná
Výška hráze:	19 m (nad základovou spárou)
Délka v koruně:	157 m
Objem zásobního prostoru:	398 920 m^3 (do hl. 370,50 m n. m.)
Celk. objem ovl. prostoru:	630 000 m^3 (do hl. 372,90 m n. m.)
Celkový ochranný objem:	287 970 m^3 (hl. 370,50 – 373,40 m n. m.)
Kapacita přelivu (při H_{max}):	16,3 $m^3.s^{-1}$
Kapacita výpustí (při $H_{ovl.}$):	2 x 6,1 $m^3.s^{-1}$ (12,2 $m^3.s^{-1}$)
Plocha povodí k profilu hráze:	15,6 km^2

2. TECHNOLOGIE VÝSTAVBY A NÁVRHOVÉ PARAMETRY

2.1 TECHNOLOGIE VÝSTAVBY PŘEHRADY HARCOV

Výstavba přehrad na počátku 20. století využívala v maximální míře tehdejší poznatky z oblasti použitých technických disciplín. V té době ještě nebyly známy některé dnes běžné používané technologie a odlišné byly i znalosti o novějších materiálech a jejich použití ve vodním stavitelství. Rovněž neexistovaly samostatné obory jako inženýrská geologie, geotechnika a zakládání staveb.

V rámci přípravy stavby byl ve vytipovaném přehradním profilu realizován pouze jednoduchý geologický průzkum, který představoval několik kopaných sond nebo šachtic na úroveň pevné skály. Při stavbě hráze byla základová spára pečlivě očištěna a omyta. Připravená základová spára byla komisionálně převzata vždy za účasti projektanta. Tvarově byl základ Intzeho přehrad charakteristicky zazuben. V místech, kde se nepodařilo skálu odlámat do tvaru zazubení, bylo výjimečně toto zazubení dobetonováno. Při omývání obnažené skály vodou byly dobře viditelné otevřené pukliny, které byly vyplněny cemento-trasovou maltou (tras - křemičitý vulkanický materiál používaný jako příměs pro zvýšení pevnosti). Prameny ze základové spáry byly při stavbě hráze podchyceny a svedeny trubními „drenážemi“ mimo oblast zakládání. V té době se nepoužívaly hlubší průzkumné vrty, horninová injektáž podloží ani nebyly ještě žádné praktické znalosti o agresivním působení vody na beton, resp. na cement i vápno.

Hráz přehrady Harcov, při výšce nad terénem 13 m, byla založena 6 m pod úrovní terénu – z toho 1 až 2 m ve skalním podloží (bez použití vyrovnávacího betonového podkladu). Nejspodnější partie mezi návodním (i vzdušním) lícem hráze a skalním výlomem pro základ hráze byly zality výplňovým betonem. Na návodním líci byly do tohoto betonu napojeny těsnící vrstvy hráze (tj. cemento-trasová omítka se siderosténovým nátěrem). Pro zachycení a rychlé odvedení případných průsakových vody sloužila vertikální svislá drenáž z kameninových trubek, která byla svedena do příčných chodeb spodních výpustí. Prostor mezi návodním lícem a skalním výlomem byl následně pečlivě utěsněn hutněnými jíly. Na takto upravený povrch byl následně umístěn charakteristický zemní předsyp opevněný kamennou rovnaninou.

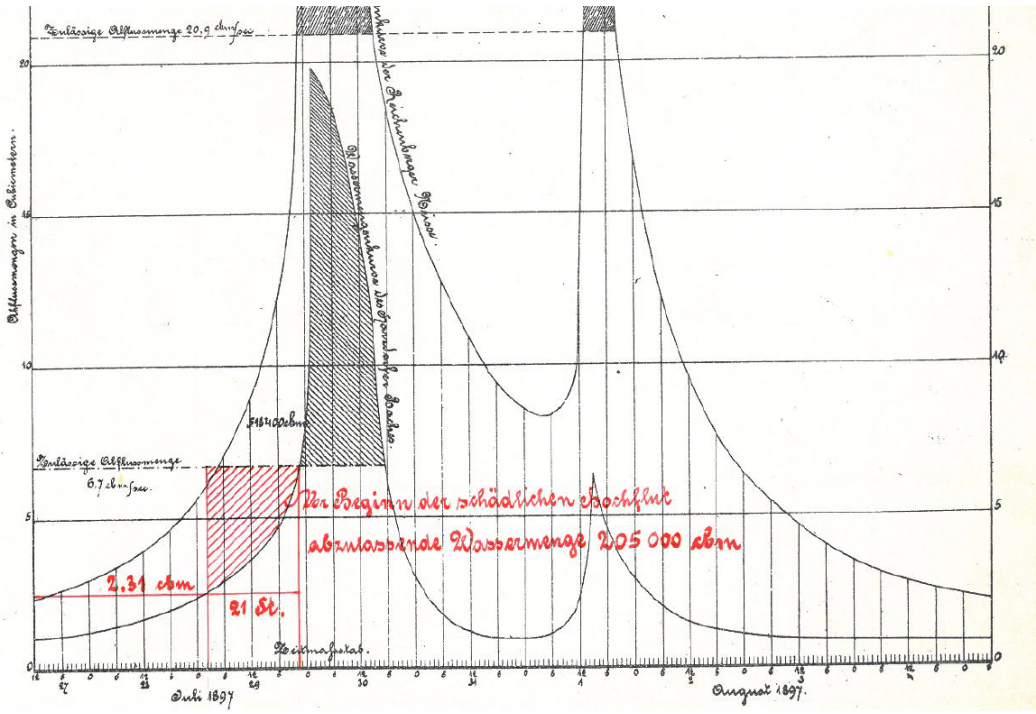
2.2 VODOHOSPODÁŘSKÉ ŘEŠENÍ NÁDRŽE

V době přípravy jizerskohorských přehrad vycházel návrh objemů jednotlivých nádrží z vyhodnocení povodně z roku 1897, ale i povodní z let 1895 a 1890. Objem povodně z července 1897 na Harcovském potoce byl vyčíslen na 518,4 tis. m^3 – jedná se o objem povodňové vlny nad tehdy stanoveným neškodným průtokem (6,7 $m^3.s^{-1}$). V dobových

materiálech z doby přípravy stavby je patrné, že projektant odvozoval návrhové parametry nádrže především z parametrů povodně v roce 1897 a funkce nádrže porovnával právě na parametry této povodně.

Celkový ovladatelný objem nádrže po korunu přelivu je 630 tis. m^3. Z tohoto objemu jsou v současné době vyčleněny zásobní prostor a prostor stálého nadržení o objemu 398,9 tis. m^3. Ochranný ovladatelný prostor má tedy velikost 231,1 tis. m^3. V době projektové přípravy přehrady byl ochranný objem nádrže navržen na velikost 317 tis. m^3. Z Obrázku 1 vyplývá, že projektant již v době realizace řešil problematiku úplného zachycení a transformaci návrhové povodně z roku 1897 na velikost neškodného průtoku pod dílem (6,7 $m^3.s^{-1}$). Tehdy navržený ochranný prostor nádrže o objemu 317 tis. m^3 bylo pro úplnou ochranu území pod přehradou (pro „návrhovou“ povodeň 1897) třeba zvýšit předvypouštěním zásobního prostoru nádrže. Vzhledem k velkosti povodí a předpokládanému rychlému nástupu povodně předvypouštění vyžadovalo významný časový předstih více než 21 hodin před kulminací „návrhové“ povodně. Dobové záznamy obsluhy o manipulacích na Harcovské přehradě za povodně v roce 1926 dokládají, že předvypouštění zásobního prostoru v době nástupu povodňové situace nebylo uskutečněno. Řešení transformace návrhové povodňové vlny nebo podrobnější vodohospodářské výpočty z doby návrhu přehrady Harcov se nepodařilo dohledat.

Za zmínku stojí, že do 25 let po dokončení přehrady Harcov proběhlo na Harcovském potoce několik povodní. Povodeň v srpnu 1920 měla kulminaci na přítoku asi 17 $m^3.s^{-1}$ a objem povodňové vlny (nad neškodným průtokem 6,7 $m^3.s^{-1}$) byl vyčíslen 635 tis. m^3, tj. větší než v roce 1897! Z historických záznamů o hydrometrování za povodně v roce 1920 vyplývá, že v upraveném korytě v Liberci pod přehradou (profil Josefinenhalt) byl změřen odtok z přehrady o velikosti 9,84 $m^3.s^{-1}$. Při červnové povodni v roce 1926 dosahovala kulminace přítoku cca 20 $m^3.s^{-1}$, což odpovídá návrhové povodni z roku 1897. Objem této povodňové vlny se zjistit nepodařilo.



Obrázek 1: Rekonstrukce hydrogramu červencové povodně 1897 dle [3] se znázorněním efektu předvypouštění nádrže Harcov pro úplnou ochranu území pod tehdy projektovanou přehradou

2.3 DIMENZOVÁNÍ BEZPEČNOSTNÍCH PŘELIVŮ

Stejně jako vodohospodářské řešení nádrže vycházel i návrh bezpečnostních zařízení pro převádění povodňových průtoků z vyhodnocení průběhů historických povodní a především katastrofální povodně z července 1897.

Z doby projektové přípravy VD Harcov se podařilo dohledat technickou zprávu s uvedením stručného postupu dimenzování (ověření kapacity bezpečnostního přelivu. Jako návrhový průtok pro kapacitu bezpečnostního přelivu uvažoval projektant průtok 20 $m^3.s^{-1}$, tj. kulminaci povodně z roku 1897. Projektant pro návrh kapacity přelivu použil poměrně příznivý přepadový součinitel m = 0,5 a celková kapacita přelivu byla při přepadovém paprsku o výšce 0,5 m a délce přelivné hrany 25 m (bez vlivu kontrakce pilířů přemostění) vypočtena na 19,6 $m^3.s^{-1}$. Výsledná kapacita přelivu byla posouzena jako vyhovující, neboť prakticky dosahovala hodnoty návrhového průtoku a to i bez uvažování transformační funkce nádrže, kapacity spodních výpustí nebo rezervního převýšení koruny hráze nad maximální hladinou.

Kapacita bezpečnostního přelivu stanovená výpočtem dosahovala při stejné výšce přepadového paprsku „jen“ 16,3 $m^3.s^{-1}$. Na základě výsledků fyzikálního modelového výzkumu (zohlednění nátokových poměrů v předpolí přelivu a vlastní geometrie přelivu) byla úrovni hladiny vody v nádrži 0,5 m nad přelivem odvozena kapacita 17,3 $m^3.s^{-1}$. Z dnešního pohledu samozřejmě kulminaci povodně 1897 nelze uvažovat jako návrhový průtok. V tabulce č. 2 je uveden přehled dostupných řad N-letých vod pro profil hráze VD Harcov i s procentuálním porovnáním Q_{100} k návrhovému průtoku z roku 1897 (20 $m^3.s^{-1}$) a k nejnižší hodnotě Q_{100} ze současné doby (30,1 $m^3.s^{-1}$). Hodnoty Q_{100} z roku 2015 dosahují téměř 2,4 násobku hodnoty Q_{100} stanovené v letech 1984 a roce 2004 a současně i více než 3,5 násobku hodnoty původního návrhového průtoku z období výstavby přehrady.

Tabulka 2: Řady N-letých vod pro profil hráze VD Harcov s porovnáním Q_{100} k návrhovému průtoku z roku 1897 (20 $m^3.s^{-1}$) a k nejnižší hodnotě Q_{100} (30,1 $m^3.s^{-1}$)

Datum vyhotovení dat	**Q_1**	**Q_2**	**Q_5**	**Q_{10}**	**Q_{20}**	**Q_{50}**	**Q_{100}**	**porovnání Q_{100}**		**Q_{10000}**	
								k $Q_{náv}$ (20 m^3/s)	**k $Q_{100min.}$** (30,1 m^3/s)	1 den. srážka	2 den. srážka
1984							**30,1**	**151%**	**100%**		
30.1.1987	7,2	9,4	14	19	31	41	**55**	**275%**	**183%**		
20.1.1998	7,4	9,6	14,3	19,5	31,7	42	**56**	**280%**	**186%**		
26.2.2002	6,3	10,4	17,4	24,1	32	44,2	**55,1**	**276%**	**183%**	194	82
25.10.2004	3,8	6	10	13,6	17,8	24,4	**30,1**	**151%**	**100%**		89,9
10.4.2015	6,93	11,8	20,7	29,3	40,3	56,1	**71,5**	**358%**	**238%**		

Z dochovaných podkladů [2] o povodni z července 1897 lze odvodit specifický odtok z povodí Harcovského potoka při této události na 1,28 $m^3.s^{-1}.km^{-2}$. Centrum srážky však přímo povodí Harcovského potoka, ale vypadlo na hřebeny Jizerských hor v povodí Kamenice. Z plochy povodí 25,8 km^2 tehdy odtékalo v kulminaci 152 $m^3.s^{-1}$. Tomu odpovídá specifický odtok 5,89 $m^3.s^{-1}.km^{-2}$! Pokud by takovouto srážkou bylo zatíženo povodí Harcovského potoka, pak by analogický odhad teoretického maximálního přítoku do nádrže mohl být i více než 90 $m^3.s^{-1}$! Při pohledu do tabulky 2 odpovídá tato extrémní hodnota průtoku kulminaci kontrolní povodně s dobou opakování 10000 let odvozené z 2 denní srážky.

3. ZHODNOCENÍ SOUČASNÉHO TECHNICKÉHO STAVU VD

Na vodním díle Harcov byl od 70 let minulého století řádně prováděn technickobezpečnostní dohled (TBD) podle tehdejších i dnešních předpisů. Výkon TBD zajišťuje Povodí Labe, s.p. ve spolupráci s pověřenou organizací VODNÍ DÍLA – TBD a.s. (v předchozích letech zajišťovali výkon TBD právní předchůdci těchto organizací). Tato odborná činnost slouží ke zjištění technického stavu objektů díla z hlediska jejich bezpečnosti a stability, možných příčin poruch a pro návrh potřebných nápravných opatření.

Určitá forma péče o bezpečnost hráze byla zavedena již od dob výstavby. Hráz byla při výstavbě vybavena kontrolními pilíři na koruně hráze pro měření vodorovných posunů metodou k záměrné přímce. Polohové posuny přehrady (kontrolních pilířů) byly vztahovány k pevným bodům (pilířům) na obou stranách hráze. Dále bylo prováděno měření průsaků hrází a i dnes obvyklé sledování povětrnostních a provozních poměrů. Technický stav hráze byl sledován pravděpodobně pouze vizuálně. Drobná údržba a opravy probíhaly podle potřeb po celou dobu provozu vodního díla.

Podrobnější průzkumy a hodnocení technického stavu vodního díla byly provedeny až po zavedení praktického výkonu TBD v sedmdesátých letech minulého století. K nejvýznamnějším průzkumným pracím patřil inženýrsko geologický průzkum provedený v roce 1989 (Geoindustria, s.p.).

Stav celého vodního díla je úměrný stáří a zatížení objektu. Po více než 100-letém provozu vodního díla se na něm postupně projevují různé podstatné závady, v systému běžné údržby prakticky neodstranitelné, které však mají zásadní vliv na urychlení procesu stárnutí stavebních konstrukcí, nebo mají přímou vazbu na hodnocení bezpečnosti díla.

Část těchto závad a nedostatků pochází již od dob výstavby, nebo prvních let provozu a je dána tehdejší úrovní výstavby a požadavky na technické řešení vodních staveb. Jde zejména o neexistenci těsnění podloží a nevhodně uspořádaný drenážní systém (který je prakticky nemožné čistit).

Obrázek 2: Pohled na předsyp s vyznačením jeho původní úrovně

Na vodním díle Harcov byly v průběhu provozu zaznamenány následující problémy, které jsou odrazem zhoršujícího technického stavu vodního díla. Jedná se především o:

- zvýšený vztlak v oblasti základové spáry a podloží vodního díla,
- průsaky na vzdušním líci mezi levým domkem a zdí kaskády a od roku 2014 i ve střední části mezi domky SV,
- z části nefunkční drenážní systém hráze,
- zamokření terénu u vzdušní paty na levé straně u domku spodní výpusti,
- poruchy na betonových klenbách mostovky,

- výskyt kaveren a průsakových cest ve zdivu hráze,
- deformace (sednutí) předsypu,
- degradace těsnění na návodním líci hráze.

4. PŘEŠETŘENÍ BEZPEČNOSTI VODNÍHO DÍLA PŘI POVODNÍCH A NAVAZUJÍCÍ ČINNOSTI

Vodní dílo Harcov bylo, jako většina významných vodních děl v ČR, v rámci činnosti TBD přešetřeno z hlediska bezpečnosti za povodní podle současných požadavků. V roce 2006 byl zpracován posudek bezpečnosti VD za povodní podle TNV 752935 Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních. Hydrologickým podkladem byly hydrogramy teoretických povodňových vln pro pravděpodobnost překročení kulminačního průtoku $p_Q = 0{,}0001$, stanovené v rámci studie ČHMÚ. V rámci této studie byly odvozeny dvě vlny PV_{10000}, teoretické povodňové vlny odvozené z 1 a 2 denní srážky (viz Tabulka č. 2 a [9]).

Při řešení úlohy transformace PV v nádrži bylo z výsledků patrné, že obě teoretické povodňové vlny nelze v ochranném prostoru nádrže ztransformovat a ve všech řešených případech dojde k přelití koruny hráze. Hlavním důvodem negativního výsledku posudku byla nedostatečná kapacita bezpečnostních zařízení (ty mimo jiné jsou nedostatečné i na převedení méně extrémních průtoků v hodnotách pod teoretickou Q100). Při přelití této zděné hráze tak významným paprskem vody nelze garantovat její bezpečnost. Nepříznivým faktem jsou i dlouhodobě zvýšené vztlaky v oblasti základové spáry hráze při normálních provozních hladinách v nádrži zaznamenané při výkonu TBD.

Již při zpracování posudku bylo zřejmé, že problematika bezpečnosti tohoto historického vodního díla za povodní je velice složitá. Pro zajištění jeho bezpečnosti i při extrémních povodňových situací bude pravděpodobně nutné přistoupit ke dvěma typům opatření.

1) Bude potřeba zvýšit stabilitu hráze (snížením vztlaků) tak, aby bylo možno uvažovat s vyšší mezní bezpečnou hladinou (MBH).
2) Zvýšení kapacity vodního díla pro převádění povodňových průtoků.

Oba dva typy opatření mají několik reálných řešení, které je možné i vzájemně kombinovat.

V roce 2008 proto následovalo vypracování Studie opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla Harcov při povodních. Ta byla zpracována pro správce díla Povodí Labe, s.p., společností VODNÍ DÍLA – TBD a.s. Studie opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla Harcov při povodních byla zaměřena na prošetření možných variant, orientační vyčíslení nákladů na realizaci a efektu opatření. Vedle prvních technických návrhů byla ve studii uvedena i doporučení pro provedení dalších průzkumů a šetření.

Obrázek 3, 4: Pohled na model ze vzdušní strany, Převod vody

Na základě těchto doporučení zadal správce vodního díla Povodí Labe, státní podnik vypracování Hydrotechnického výzkumu VD Harcov a to na ČVUT v Praze, fakultě stavební, katedře hydrotechniky. Výzkum, pod vedením doc. Ing. L. Satrapy, CSc., který byl zaměřený na ověření kapacity bezpečnostního přelivu, skluzu a popis proudění vody v nádrži, ve skluzu, vývaru, odpadním korytě a ve vývaru od spodních výpustí, byl dokončen v listopadu 2010.

Následně bylo v roce 2012, správcem vodního díla zadáno firmě AZ Consult, spol. s r.o. vypracování inženýrsko-geologického průzkumu pro potřeby projektové dokumentace. Průzkum měl za úkol zpřesnit informace o vlastním stavu hráze, ověření geologických poměrů v podloží hráze, identifikaci kaveren a trhlin v hrázi i v horninovém prostředí. V rámci prací byly zhotoveny vrtné sondy, provedeny vodní tlakové zkoušky a presiometrická měření, povrchové geofyzikální měření, seismická tomografie a karotážní měření ve vrtech, čerpací zkoušky, kamerové zkoušky a termovizní snímání.

Po dokončení těchto průzkumů se na VD začaly po zimním období prokazatelně objevovat zvýšené průsaky a zamokření v oblasti střední části vzdušního líce a paty hráze u vzdušního líce. Tato skutečnost vedla správce vodního díla, v březnu 2014, k provedení termovizního snímkování vzdušního líce hráze včetně srovnání s předchozím měřením v rámci IGP.

Obrázek 5, 6: Celkový pohled na vzdušní líc, Průsaky na vzdušním líci

V roce 2015 zpracovala společnost VODNÍ DÍLA – TBD a.s. pro správce vodního díla „Návrh opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla při povodních“. Účelem bylo provést vyhodnocení a shrnutí provedených průzkumů z hlediska bezpečnosti hráze, doplnění možností převedení povodňových i extrémních povodňových průtoků dalšími zařízeními nebo úpravou stávajících, posouzení variant řešení technických opatření pro převedení extrémních průtoků Q_{10000} a výběr výsledného návrhu opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla Harcov za povodní. Dále byly vypočteny transformace PV s dobou opakování 100 a 10 000 let pro stávající uspořádání a vybranou variantu úpravy objektů, statické posouzení a navrženo členění stavebních objektů. Na základě zpracovaných podkladů připravuje správce díla v současné době významnou stavební akci „VD Harcov - zajištění bezpečnosti za povodní“.

5. OPATŘENÍ K ZAJIŠTĚNÍ BEZPEČNOSTI VD PŘI POVODNÍCH

Pro zajištění bezpečnosti vodního díla Harcov za povodní je potřeba zvýšit kapacitu vodního díla pro převádění povodňových průtoků a zvýšit stabilitu hráze (snížením vztlaků a její rekonstrukcí), tak aby bylo možno uvažovat s vyšší mezní bezpečnou hladinou.

Pro zvýšení kapacity bezpečnostních zařízení pro převádění vody za povodní je navrženo:

1) Snížit úroveň stávajícího korunového přelivu u všech polí o 0,4 m a provést úpravy kaskády pod přelivem.
2) Zvýšit kapacitu spodních výpustí jejich zásadní rekonstrukcí. Ta by spočívala prakticky ve výstavbě nových spodních výpustí v profilu stávajících. Pravá spodní výpust by byla nahrazena profilem DN 1000 levá pak profilem DN 1200. Na obou spodních výpustech byly nové uzávěry podle současných předpisů.
3) Zajistit převedení extrémních průtoků pomocí nouzového přelivu přepadem přímo přes korunu hráze. S nouzovým přepadem přes korunu hráze při opravdu extrémních povodních (např. PV_{10000} z jednodenní srážky) je možno uvažovat v případě současného zvýšení stability a bezpečnosti hráze.

Pro zvýšení stability a bezpečnosti hráze je zásadní zejména omezení účinků vztlaku na těleso hráze. Jako základní opatření ke snížení vztlaku pod hrází je navrženo utěsnění podloží pomocí injekční clony budované z injekční chodby u návodní paty hráze. Z této chodby budou provedeny i drenážní vrty, které rovněž napomohou ke snížení vztlaku pod hrází. Přístup do injekční chodby je navržen z pravého břehu, kde by navazovala na přístupovou šachtu. Ta by umožnovala přístup v běžném provozu i při extémních povodních.

Pro zřízení injekční chodby u návodní paty hráze bude nutné nejprve odtěžit předsyp. Při této příležitosti by byla zároveň obnovena těsnící funkce návodního líce. Materiál předsypu může být dočasně použit pro jímkování za stavby a nakonec by byl navezen zpět a obnoven v původních parametrech.

V rámci akce je navržena rekonstrukce koruny hráze, včetně přemostění bezpečnostního přelivu, zpevňující a výplňová injektáž zdiva a obnova spárování vzdušního líce. Dalšími souvisejícími stavebními objekty jsou doplnění zařízení TBD, odběrný objekt náhonu a stavební práce související se zvýšením kapacity pravé a levé spodní výpusti. Zde bude řešena i oprava vtokových štol procházejících předsypem, včetně vtokových objektů a česlí.

Navržená rekonstrukce obsahuje i čtyři provozní soubory. Dva zahrnují vlastní technologii spodních výpustí (tj. potrubí a uzávěry). V dalších provozních souborech je elektroinstalace a řídicí systém a automatický monitoring TBD a VDH.

6. ZÁVĚR

Na vodním díle Harcov se po více než 100-letém provozu postupně projevují různé podstatné závady, v systému běžné údržby prakticky neodstranitelné, které však mají zásadní vliv na urychlení procesu stárnutí, nebo mají přímou vazbu na hodnocení bezpečnosti díla. Vodní dílo navíc nesplňuje současné zvýšené požadavky na bezpečnost při povodních. Hlavním důvodem je nedostatečná kapacita bezpečnostních zařízení. Zděná hráz VD Harcov není nijak přizpůsobena na eventuelní přelití koruny a při jejím přelití významným paprskem vody nelze garantovat její bezpečnost. Nepříznivým faktem jsou i dlouhodobě zvýšené vztlaky na základové spáře hráze při normálních provozních hladinách v nádrži zaznamenané při výkonu TBD.

Správce vodního díla pro zajištění jeho bezpečnosti provozuschopnosti a dlouhodobé životnosti připravuje významnou komplexní rekonstrukci. Jsou navržena jak opatření pro zvýšení kapacity bezpečnostních zařízení pro převádění povodňových průtoků, tak i opatření pro zvýšení stability hráze a zlepšení technického stavu celého vodního díla.

Realizací navržených opatření se významně zvýší i retenční schopnost vodního díla (resp. jeho nádrže). Dílo tak bude schopno efektivněji plnit jeden z jeho hlavních účelů tj. zmírnění průchodu velkých vod a částečnou ochrana území ležícího pod nádrží a dalšího povodí Lužické Nisy před velkými vodami.

V úvahu byl brán i vliv navržených technických opatření na celkový historický ráz vodního díla, jeho okolí a životní prostředí. Zásadnější stavební úpravy budou architektonicky ztvárněny tak, aby odpovídaly původní architektonické koncepci historického vodního díla.

LITERATURA

[1] BROŽA V. a kol.: Přehrady Čech, Moravy a Slezska. Nakladatelství Knihy 555 2005 (1. vydání), ISBN: 80-86660-11-7, 2005.

[2] CHROUMAL J.: Posouzení bezpečnosti vodního díla při povodních, VODNÍ DÍLA – TBD a. s., červenec 2006

[3] INTZE O.: Nachtragsbericht zur Stauanlage im Harzdorfer Bach (Doplňující zpráva k přehradě na Harcovském potoce), 1902

[4] KAŠPÁREK, L.: Stanovení teoretické povodňové vlny s dobou opakování 10000 let pro vodní dílo Harcov na Harcovském potoce, VÚV – TGM v.v.i., 2008

[5] KLEMŠA T., RICHTR D.: VD Harcov - Studie opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla při povodních, VODNÍ DÍLA – TBD a. s., listopad 2008

[6] KLEMŠA T., RICHTR D.: VD Harcov - Návrh opatření k zajištění bezpečnosti vodního díla při povodních, VODNÍ DÍLA – TBD a. s., září 2015

[7] KŘIVKA P.: Vodní díla na Liberecku při povodni v srpnu 2010. In: Pramen, 2010, č. 3-4.

[8] Kolektiv autorů:100 let od kolaudace přehrady Harcov v Liberci – sborník příspěvků, 2004.

[9] TYL, R., BOHÁČ M.: Průběh teoretické povodňové vlny PV_{10000} určené deterministickým přístupem, ČHMÚ 2005.

[10] SATRAPA L.: Hydrotechnický výzkum vodního díla Harcov, katedra hydrotechniky, Fakulta stavební, ČVUT v Praze, 2010

Autor1: Ing. Pavel Křivka, PhD.

Pracoviště: Povodí Labe, státní podnik, odbor TPČ, Víta Nejedlého 951, 500 03 H. Králové

Kontakt: krivkap@vdtbd.cz

Autor2: Ing. David Richtr

Pracoviště: VODNÍ DÍLA – TBD a.s., Hybernská 40, 110 00 Praha 1

Kontakt: richtr@vdtbd.cz

ZDOBNICE, PĚČÍN, VÝSTAVBA PŘEHRADNÍ NÁDRŽE – STUDIE PROVEDITELNOSTI

Filip Kysnar, Marek Holinka

Sdružení společností Sweco Hydroprojekt a.s. a Vodohospodářský rozvoj a výstavba, a.s., Praha, Česká republika

Petr Martínek

Povodí Labe, státní podnik, Hradec Králové, Česká republika

ABSTRAKT: Předmětem projektu bylo zpracování studie proveditelnosti navrhující vodní dílo Pěčín na vodním toku Zdobnice v profilu daném Generelem území chráněných pro akumulaci povrchových vod (Praha, září 2011).

Lokalita Pěčín je jedním z dlouhodobě chráněných území vhodných pro rozvoj vodních zdrojů v České republice. Navrhované vodní dílo s potenciálním objemem až 26,7 mil. m^3 představuje jedno z významných opatření pro řešení dopadů klimatické změny v dlouhodobém horizontu (v příštích padesáti až sto letech) a zároveň představuje strategicky významný vodní zdroj pro zajištění zásobování Vodárenské soustavy východní Čechy pitnou vodou.

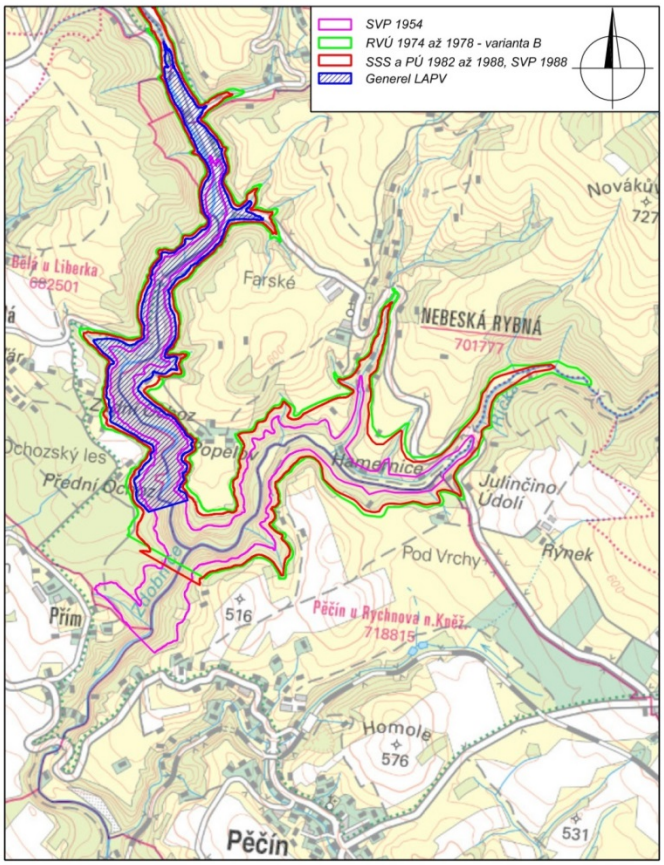
Cílem studie proveditelnosti byla příprava základních projekčních podkladů pro návrh a následnou realizaci vodního díla. Studie definuje aktuální požadavky na funkci a účel nádrže s vlivem předpokládaných dopadů klimatické změny ve východních Čechách, popisuje vliv stavby na současný charakter území, prognózu jakosti vody, variantní návrh technického řešení, socio-ekonomické dopady záměru a legislativní vazby budoucího projednávání vodního díla. V závěru studie byla zpracována finanční analýza a návrh harmonogramu přípravy a realizace stavby zohledňující veškeré zjištěné podmínky.

1. HISTORIE ZÁMĚRU VD PĚČÍN

Řeka Zdobnice a její profil v blízkosti soutoku s Říčkou jsou historicky sledovány již od počátku 20. století jako vhodná lokalita pro výstavbu vodárenské nádrže. První oficiální záznam o budoucí velké údolní nádrži na Zdobnici mezi obcí Pěčín a Slatinou nad Zdobnicí se poprvé objevuje již za Rakousko-Uherského mocnářství ve studii hydrografického oddělení bývalého Zemského úřadu v Praze z roku 1902. Od čtyřicátých let, kdy se začalo na problematiku vodohospodářského plánování nahlížet s komplexním a systémovým přístupem, byl profil uvažované nádrže Pěčín vždy předmětem zvýšeného zájmu pro svou všestrannou výhodnost. V roce 1947 byl Zemským národním výborem v Praze zpracováván „Projekt přehrady na Zdobnici u Pěčína“, jehož součástí bylo zaměření katastrální situace v měřítku 1:2880 a kóty maximálního vzdutí na úrovni 495,00 m n. m. Navrhovaná výstavba údolní nádrže Pěčín se na úrovni celostátního vodohospodářského plánování poprvé objevila spolu se vznikem Státního vodohospodářského plánu republiky Československé v roce 1954, v rámci něhož byly definovány hlavní funkce nádrže, mezi které patřil účel závlah, energetiky a ochrany před povodněmi.

V rámci Směrného vodohospodářského plánu z roku 1975 bylo stanoveno, že pro oblast východních Čech bude nutné pro splnění tehdejších prognóz regionálního rozvoje vybudovat nový centrální zdroj pitné vody. Pro posílení zásobení východočeské vodárenské soustavy, zejména hradecké a pardubické aglomerace, měl být vybudován centrální zdroj pitné vody nádrž Pěčín na řece Zdobnici pod soutokem s vodním tokem Říčka. Přípravná fáze realizace

VD Pěčín poté intenzivně probíhala celá osmdesátá léta. Navrhovaná stavba byla dovedena až do fáze územního řízení se stanoveným termínem zahájení výstavby v roce 1992. Změna politického vedení státu v roce 1989, doprovázená zavedením nových ekonomických stimulů majících vliv i na ceny vodného a stočného, způsobila prudkou racionalizaci konečné specifické spotřeby vody a měla za následek postupné zpochybnění plánované realizace vodního díla Pěčín v jeho tehdejších návrhových parametrech a jeho výstavba tak byla odložena.



Obrázek1: Situační zákres vývoje volby profilu VD Pěčín.

2. AKTUÁLNOST VD PĚČÍN V DNEŠNÍ DOBĚ

Nejen prognózy změn klimatu v ČR v dlouhodobém horizontu, ale i současné projevy počasí, čím dál více upozorňují na zvýšené riziko nepříznivé hydrologické bilance v letním období, a to jak z hlediska zajištění odběrů vody pro pokrytí potřeb populace, tak z hlediska ekologického stavu vodních útvarů.

Je prokazatelné, že nedostatek vody se začíná již nezpochybnitelně projevovat na některých povodích v ČR. Změny klimatu se projevují ponejvíce změnou časového rozložení bilance srážek, narůstající teplotou a stále častějším výskytem a střídáním extrémních projevů počasí. Důsledkem těchto změn jsou významné poklesy hladin spodních vod, zvýšený výpar povrchových vod, snížené průtoky a pokles jakosti a množství povrchových vod. Dochází k postupnému snižování kapacity a jakosti vodních zdrojů.

Jedním z návrhů opatření vedoucích ke zmírnění negativních dopadů změn klimatu je výstavba nových vodních nádrží, které by mohly navýšit množství a kvalitu stávajících vodních zdrojů a zajistit tak strategickou rezervu vody pro současné, ale i budoucí, deficitní

oblasti. Vodní dílo Pěčín je právě jednou z mála vodních nádrží, která může tato specifika naplnit. Studie proveditelnosti vodního díla Pěčín byla zadána státním podnikem Povodí Labe na podkladě záměru ministerstva zemědělství ČR prověřit proveditelnost a účely vybraných vodních nádrží.

3. STUDIE PROVEDITELNOSTI

Studie proveditelnosti stejně jako dokument Generel území chráněných pro akumulaci povrchových vod (dále LAPV) navazují na předchozí vodohospodářskou plánovací dokumentaci, v rámci které se dlouhodobě uvažovalo s realizací VD Pěčín jako s centrálním zdrojem vody pro Hradecko-pardubickou aglomeraci. Cílem studie proveditelnosti bylo navrhnout a posoudit v daném profilu vodní dílo v souladu se zásadami uvedenými v Generelu LAPV. Hlavním účelem bude vytvoření nebo doplnění stávajících zdrojů pro zásobování pitnou vodou a dále plnění dalších funkcí spjatých především s pozitivním ovlivněním odtokových poměrů.

Studie představuje pilotní přípravnou aktivitu, jejímž cílem je komplexní přístup zohledňující pohledy nejrůznějších specializací/vědních oborů ve věci návrhu vodního díla Pěčín na vodním toku Zdobnice nad soutokem s Říčkou. V rámci prověření „proveditelnosti“ daného záměru byl kromě detailní rešerše dostupných podkladů včetně inženýrské činnosti, zpracován také ideový technický návrh, byla provedena interakce na environmentální a sociální aspekty zájmového území a zejména pak byly definovány zcela klíčové aspekty pro následný proces implementace záměru.

3.1 VLIV VODNÍHO DÍLA NA SOUČASNÝ STAV ÚZEMÍ

Posouzení vlivu vodního díla na současný stav území bylo provedeno z celé řady hledisek. Jednalo se o geologické a hydrogeologické poměry v území ve vztahu k technickému návrhu přehrady a stabilitě břehů budoucí nádrže, dále byly hodnoceny potenciální dopady realizace vodního díla na současný stav ekosystémů a všech jeho složek, byly hodnoceny aktuální trendy změny klimatu s výhledem do budoucnosti v široké škále možných teoretických scénářů. Nezbytnou součástí hodnocení byly stávající hospodářské a kulturní poměry a to nejen v předpokládané zátopě vodního díla, ale v celém uvažovaném povodí nádrže. V neposlední řadě byla provedena podrobná analýza vodohospodářské infrastruktury v definovaném širším území vyplývajícím z hlavního účelu nádrže.

V rámci průzkumu potenciálně dotčené fauny a flóry v zájmové lokalitě byl potvrzen předvídaný střet záměru s prvky ochrany přírody, které jsou vymezeny platnou legislativou ČR. Záměr se dotýká prakticky všech úrovní ochrany přírody. Je tak zřejmé, že procesu výstavby VD Pěčín bude předcházet celospolečenská odborná diskuze s nutnou adekvátní legislativní podporou. Povolovací procesy výstavby se bezesporu neobejdou bez komplexu rozsáhlých opatření minimalizačního a kompenzačního charakteru na biologické složky přírody.

3.2 PROGNÓZA JAKOSTI VODY A SANAČNÍ OPATŘENÍ

V době přípravy studie proveditelnosti a následně i během jejího zpracování probíhal v uvažované zátopě vodní díla Pěčín odběr vzorků jakosti vod říčky Zdobnice, jejich následné analýzy a srovnání s historickými záznamy. Měřením bylo potvrzeno, že voda ve Zdobnici je stále velmi kvalitní a v některých parametrech došlo oproti posledním měřením z 80. let k výraznému zlepšení. Třída upravitelnosti vody byla u většiny parametrů vyhodnocena jako A1, u chemické spotřeby kyslíku manganistanem A2 a u huminových látek a bakterií A3. Z pohledu monitoringu jakosti vod je nutné v tomto dále pokračovat z důvodu potvrzení a zpřesnění stávajících výsledků. Nezbytné je též zaměřit se na případné potenciální zdroje znečištění a residuální historickou zátěž a doplnit stávající měření o monitoring sedimentů.

Z hlediska prognózy změn jakosti vody v nádrži je nutné se zaměřit v dalších fázích projektové přípravy na konkrétní sanační opatření v povodí, návrh dostatečné asanace budoucí zátopy a dále odpovídající návrh úpravy vody. Sanační opatření v povodí nádrže budou zahrnovat likvidaci odpadních vod odvedením maximálního množství mimo dané povodí a přechod konvenčního zemědělství na ekologické, přičemž současně bude vhodné věnovat zvýšenou pozornost vlivu chovu hospodářských zvířat. Uvedená opatření budou doplněna vymezením ochranných pásem vodního zdroje.

Z pohledu ichtyologie byla vyhodnocena případná realizace vodního díla jako přípustná bez nutnosti kompenzačních opatření za účelem migrační průchodnosti. Ve zbývajícím úseku Zdobnice a na celém toku Říčka zůstává vzhledem k podobnému charakteru toků dostatek prostoru, kde mohou všechny druhy ryb nalézt vhodná trdliště a útočiště mimo plochu budoucí nádrže. Přihlédneme-li k charakteru managementu vodní nádrže s výškou hráze více než 70 m a stejně tak k charakteru sevřeného údolního profilu Zdobnice, je jakákoliv alternativa migračního zprostupnění díla technicky velmi obtížně realizovatelná.

3.3 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Nedílnou součástí studie proveditelnosti bylo zpracování technického návrhu díla. Návrh byl proveden ve variantním řešení celkem 4 rozdílných hrázových objektů a souvisejících stavebních objektů vodního díla se zohledněním všech dostupných vstupních aspektů procesu návrhu.

Údolí Zdobnice v místě uvažovaného profilu vodního díla v ř. km 17,7–17,9 má tvar písmena „V“ s průměrnými sklony svahů údolí zhruba 25°–30° a šířkou údolní nivy 20,0–50,0 m. Svahy jsou prostoupeny výchozy skalních hornin, erosivními roklemi a vystupujícími ostrohy. Základové podmínky v zájmové lokalitě jsou stanoveny na základě rešerše IG podkladů. Geologické podloží lze charakterizovat střídáním fylitů a amfibolitů, tedy metamorfovaných hornin s různou pevností.

Při vodohospodářském řešení VD Pěčín se vycházelo z parametrů uváděných v Generelu území chráněných pro akumulaci povrchových vod a základních zásad využití území chráněného profilu. Uváděný potenciální maximální objem je 17,1 mil. m^3. Tomuto objemu v daném profilu odpovídá maximální hladina na úrovni 515,00 m n. m. Dále byla provedena analýza původně zvažovaných parametrů vodního díla z procesu tvorby Generelu LAPV. Výsledkem této analýzy je VH řešení, které definuje nádrž o objemu 26,71 mil. m^3. Tomuto objemu odpovídá v daném profilu maximální hladina na úrovni 525,00 m n. m.

Kromě primární vodárenské funkce, byla prověřena možnost retenční funkce transformací povodňových průtoků na ochranu zástavby podél Zdobnice v úseku Vamberk – Slatina nad Zdobnicí. V rámci VH řešení byl zohledněn i pozitivní efekt akumulační funkce a dílčí hydroenergetické využití daného potenciálu. Vodohospodářským řešením byl hledán optimální návrh velikostí a rozdělení jednotlivých objemů v nádrži a z nich maximální možné odběry pro vodárenské účely, optimální transformační účinek díla a ověření nalepšovacích možností vodního díla v obdobích sucha při dané maximální hladině.

Vlastní VH řešení bylo provedeno na podkladě hydrologických dat s promítnutím předpokládané klimatické změny, analýzou záplavového území pod plánovaným vodním dílem s následným odvozením hodnoty neškodného průtoku, předpokládaných odběrů včetně hodnot minimálního zůstatkového průtoku a v neposlední řadě se zohledněním morfologických podmínek a splaveninového režimu vodního toku.

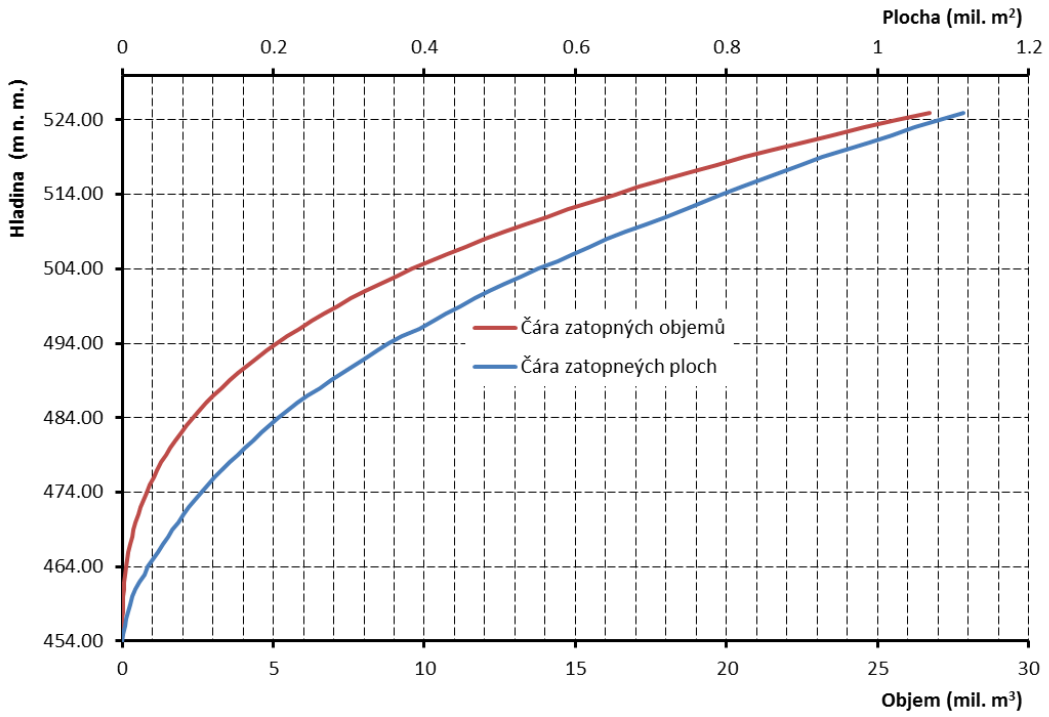
Na základě prověřeného spektra možných scénářů klimatické změny byl vybrán jakýsi průměr mezi optimistickým a pesimistickým scénářem. Z vybraného scénáře (rSCEN2) vychází v referenčním období 2071–2100 pokles průměrného ročního průtoku 19 % oproti období 1975–2010. Dále z něj pro stejné referenční období vychází pokles srážek převážně

v letních a podzimních měsících, které v souhrnném ročním průměru představují pokles o 5 %. V případě teploty je pro toto referenční období pozorován nárůst v průběhu celého roku, konkrétně v případě průměrné roční teploty činí nárůst 20 %.

Výsledkem VH řešení bylo stanovení níže uvedených parametrů průtokových poměrů, resp. rozdělení hladin v nádrži – viz Tabulka 1.

Tabulka 1: Parametry průtokových poměrů a rozdělení prostor nádrže

Maximální odběr vody pro vodárenské účely	O	0,42 m^3/s
Minimální zůstatkový průtok	Q_z (červen – únor)	0,208 m^3/s
	Q_z (březen - květen)	0,260 m^3/s
Neškodný odtok	$Q_{neš}$	11,8 m^3/s
Maximální hladina	M_{max}	515,00 m n. m.
Hladina ovladatelného retenčního prostoru	M_o	513,00 m n. m.
Hladina zásobního prostoru	M_z	510,60 m n. m.
Hladina stálého nadržení	M_s	471,00 m n. m.
Úroveň dna nádrže	M_{dno}	454,00 m n. m.



Graf 1: Čára zatopených ploch a objemů VD Pěčín.

Vlastní technické řešení hlavních stavebních objektů a provozních souborů bylo navrženo pro každý typ zvoleného hrázového tělesa, které bylo zpracováno ve 4 rozdílných variantách. Jedná se o hráz sypanou zemní, klenbovou betonovou, sypanou kamenitou a posledním typem je tížná betonová hráz.

Zemní těleso hráze výšky 70 m je navrženo jako přímá zemní sypaná hráz s návodním hlinitým těsněním (těsnícím jádrem) z materiálů z hornin např. ML, MI tedy z hlín s nízkou nebo střední plasticitou. Délka hráze v koruně je 326 m, šířka v patě hráze je 370 m. Základní sklon těsnícího jádra je uvažován ve sklonu 1:2. Stabilizační část hráze bude provedena

z materiálů GW, SW, GS, SP tedy dobře nebo špatně zrněných štěrků nebo písků. Uvažovaný sklon návodního líce hráze je 1:3, návodní líc bude opevněn kamenným záhozem. Uvažovaný sklon vzdušního líce hráze je 1:2, vzdušní líc bude dále rozdělen stabilizačními lavičkami.

Obrázek 2: Vizualizace varianty sypané zemní hráze.

Těleso betonové klenbové hráze výšky 79 m nad základovou spárou je navrženo podle italské školy, tedy se zakřivením návodního a vzdušního líce a rozšířenými základovými bloky. Základní zakřivení návodního líce má poloměr zhruba 110,0 m, vzdušního líce zhruba 186,0 m. Základní poloměr zakřivení osy hráze je 200,0 m. Délka hráze v koruně je 332 m.

Obrázek 3: Vizualizace varianty klenbové betonové hráze.

Kamenitá sypaná hráz výšky 70 m nad základovou spárou je navržena jako přímá hráz s návodním hlinitým těsněním (těsnícím jádrem) z materiálů z hornin ML, MI tedy z hlíny s nízkou nebo střední plasticitou. Základní sklon těsnícího jádra je uvažován ve sklonu 1:1 až 1:2. Stabilizační část hráze bude provedena z lomového kamene. Uvažovaný sklon návodního

líce hráze je 1:2. Uvažovaný sklon vzdušního líce hráze je 1:1,7 – 1:2. Vzdušní líc bude dále rozdělen stabilizačními lavičkami. Délka hráze v koruně je 326 m, šířka v patě je 315 m.

V případě posledního posuzovaného technického řešení hrázového objektu je těleso hráze navrženo jako betonová tížná hráz s přímou osou. Sklon návodního líce je navržen 10:1 a sklon vzdušního líce 1:0,75. Výška hráze nad základovou spárou je 74 m, délka hráze v koruně 326 m a šířka v patě hráze je 60 m. Těleso hráze bude provedeno z prostého betonu

Volba konstrukčního řešení typu hráze ovlivňuje návrh dalších souvisejících stavebních objektů, provozních souborů, návrh způsobu převádění vody během výstavby, vlivu stavby na krajinný ráz apod. Technické řešení je tak pro příslušnou variantu volby hrázového tělesa ve větší či menší míře modifikováno.

Koncepce technického řešení vodního díla dále uvažuje nutné doplnění VH infrastruktury, adekvátní náhradu silniční dopravní sítě pro zachování bezproblémové prostupnosti území, jakožto přeložky inženýrských sítí a doplnění infrastruktury obcí v ploše povodí vodního díla.

Nedílnou součástí návrhu technického řešení je i návrh environmentálních objektů, v rámci nichž je částečně kompenzován či sanován zásah do přírodního prostředí. K eliminaci některých negativních jevů na uvažovaném přehradním jezeře je doporučeno prošetřit výstavbu účinné předzdrže.

3.4 SOCIO-EKONOMICKÉ DOPADY

Povodí nádrže zasahuje do správních území celkem 5 obcí. (obce Říčky v Orlických horách, Zdobnice, Deštné v Orlických horách, Liberk a město Rokytnice v Orlických horách).

Zátopa nádrže neprochází žádnou obcí či městem. V údolí je situováno pouze několik osamocených bytových a rekreačních jednotek zejména na severním okraji lokality na konci předpokládaného vzdutí nádrže (osada patřící k místní části Souvlastní ve správním území obce Zdobnice). V ploše maximální zátopy bude dotčeno 25 objektů. Do vzdálenosti 100 m od maximální hladiny se nachází dalších 7 objektů pro bydlení / rekreaci.

Lze předpokládat, že realizace vodního díla Pěčín bude mít kromě konkrétních dopadů v podobě nutnosti odstranění několika objektů v zátopě i další vlivy, a to nejen na samotné území nádrže vodního díla. Jedná se především o vlivy na ekonomiku oblasti. Vzhledem k charakteru a funkcím nádrže a zvláště k aktuálnímu stavu projektové přípravy by však nebylo profesně korektní předjímat pouze přínosy záměru.

Příznivé socioekonomické dopady realizace vodního díla se mohou projevit už v rámci přípravy stavby zvýšením pracovních příležitostí pro firmy a fyzické osoby v dané oblasti. Samotná výstavba vodního díla může do zájmové oblasti přinést potřebnou veřejnou finanční podporu se zaměřením na dopravní infrastrukturu a technickou infrastrukturu v povodí nádrže. Z hlediska předpokládaných funkcí vodního díla jsou zde jasně definované přínosy z hlediska vodárenské funkce (zajištění podmínek pro zásobování pitnou a užitkovou vodou pro domácnosti a sektor průmyslu, zemědělství a ostatních služeb), z pohledu protipovodňové funkce (zvyšování bezpečnosti a ochrany majetku, snížení povodňových škod), z hlediska akumulační funkce (stabilizace vodohospodářských poměrů), z hlediska energetické funkce (energie pro blízké okolí). V neposlední řadě může dojít po realizaci vodního díla jako takového ke zvýšení atraktivity území z hlediska cestovního ruchu s přínosem pro všechny podnikatelské subjekty v okolí.

Na druhé straně je však nutné zmínit také možnosti negativních vlivů výstavby vodního díla. Kromě výše uvedené nutnosti odstranění osídlení v zátopě se jedná zejména o omezení způsobu využití a hospodaření na pozemcích v rámci ochranných pásem vodní nádrže, dále regulaci odběrů z toku Zdobnice, zřejmý zásah do chráněných přírodních útvarů a patří sem i omezení využití vodního díla pro rekreaci.

Pro realizaci plánované stavby včetně předběžného ochranného pásma I. stupně vodního zdroje bude nutný zábor území cca 275 ha pozemků (max. hladina 515,00 m n. m.), z čehož je přibližně 70 % ve vlastnictví státu.

Na základě vodohospodářského řešení byly prověřovány 2 varianty pro kótu maximální hladiny v nádrži a to na úrovni 515,00 m n. m. a 525,00 m n. m.

Při zvýšení úrovně maximální hladiny v nádrži z 515,00 m n. m. na 525,00 m n. m. (navýšení objemu o cca 9,6 mil m^3) dojde k navýšení zabraných pozemků celkem přibližně o 12 %.

Rozsah vlivu navýšení maximální hladiny v nádrži bude mít vliv na množství záborů, tedy pozemků, které bude nutno vykoupit pro realizaci díla. Dále také na množství budov, které bude nutno odstranit. V případě budov, které se nacházejí na území budoucí zátopy, je to nárůst z 25 na 28 objektů.

4. ZÁVĚREČNÉ VYHODNOCENÍ ZÁMĚRU

Závěrečné vyhodnocení „proveditelnosti“ daného záměru je nutné uvažovat ze dvou základních hledisek. Prvním je zhodnocení přínosu vodního díla pro zájmovou lokalitu, které lze v budoucí rozpravě postavit proti negativním dopadům realizace. Druhým pak definování hlavních parametrů úspěchu realizace záměru, tedy kroků, kterými je nezbytné se zabývat pro úspěšnou fázi implementace záměru v realitu.

Záměr vodního díla Pěčín, představuje jednoznačnou alternativu adaptačního opatření ve vztahu ke klimatické změně s jasně definovaným účelem a efektem.

Primárním přínosem je možnost zásobování pitnou vodou o max. kapacitě odběru 420 l/s. Toto obsahuje zajištění potřeby vody k doplnění/náhradě stávajících zdrojů v oblasti, zajištění potřeby vody jako alternativy zdrojů v případě sucha/havárie v oblasti a pokrytí deficitu kapacity vodních zdrojů v oblasti po roce 2050 na základě výpočtu s využitím klimatického scénáře rSCEN2 (2071–2100).

Sekundárním přínosem je nalepšování průtoků. Vhodnou manipulací lze v období sucha zajistit v toku Zdobnice vždy hodnotu minimálního zůstatkového průtoku v období od června do února Qz = 0,208 m^3/s, resp. od března do května Qz = 0,260 m^3/s.

V neposlední řadě je vodní dílo schopné zajistit transformaci povodňových průtoků. V zájmovém úseku Zdobnice od ř. km 0,000 až po profil VD Pěčín lze transformovat průtoky do velikosti Q_{20} na neškodný odtok, tj. $\leq$ 11,8 m^3/s. Při vyšších průtocích dochází k významnému snížení průtoků a tím i povodňových škod.

Přestože je zřejmé, že proces realizace záměru výstavby VD Pěčín bude podroben diskuzi jak odborné, tak laické části veřejnosti a bude nutno najít shodu v potenciálně názorově rozdílném vnímání technické části ve vazbě na environmentálně-sociální pojetí stávajícího území je prokazatelné, že výstavba vodárenské nádrže VD Pěčín může hrát nezastupitelnou roli v dlouhodobém rozvoji Královéhradeckého a Pardubického kraje.

Autor1: Ing. Filip Kysnar, Ph.D.
Pracoviště: Sweco Hydroprojekt a.s., Táborská 31, 140 16 Praha 4
Kontakt: filip.kysnar@sweco.cz

Autor2: Ing. Marek Holinka
Pracoviště: Vodohospodářský rozvoj a výstavba, a.s., Nábřežní 4, 150 56 Praha 5
Kontakt: holinka@vrv.cz

Autor3: Ing. Petr Martínek
Pracoviště: Povodí Labe, státní podnik, Víta Nejedlého 951, 500 03 Hradec Králové
Kontakt: martinekp@pla.cz

VODOHOSPODÁŘSKÉ ŘEŠENÍ ZÁSOBNÍ FUNKCE NÁDRŽE V PODMÍNKÁCH NEJISTOTAMI ZATÍŽENÝCH VSTUPNÍCH DAT

Daniel Marton, Miloš Starý, Stanislav Paseka, Pavel Menšík

Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodního hospodářství krajiny, Žižkova 17, 602 00 Brno

ABSTRAKT: Cílem příspěvku je představit možný způsob zavedení nejistot vstupních hydrologických a provozních dat do výpočtových modelů potřebných pro návrh a provoz nádrží. Aplikací nejistot na uvažovaná vstupní data je i vypočtený objem nádrže zatížen nejistotami. Stejně tak jsou zatíženy nejistotami i hodnoty odtoků vody z nádrže. K výpočtům byl použit simulační model chování nádrže, který umožní vyhodnotit výsledky řešení a tím přispět k redukci nebezpečí možného poddimenzování zásobního objemu vodohospodářské nádrže. Praktická aplikace je představena na návrhu zásobního objemu nádrže v hájeném profilu Hanušovice na řece Moravě resp. Krupé.

1. ÚVOD

Klimatické změny, přerozdělení srážkových úhrnů v průběhu roku, častější výskyt hydrologických extrémů v podobě povodní a sucha jsou fenomény, které mají velký vliv na hospodaření s vodními zdroji. Zrychlený odtok vody z krajiny vyvolává pokles hodnot dlouhodobých průměrných průtoků v říční síti. Vše dohromady pak pozvolně mění hydrologický režim v povodích. Zima roku 2013/2014, rok 2015 jen ukazují, že změna klimatu je opravdu závažné téma a jejím dopadům je nutné se podrobně věnovat. V těchto letech se naplno projevily důsledky dlouhodobě nízkých srážkových deficitů. Následkem byly pozorovány nízké stavy podzemních a povrchových vod a výrazné škody v zemědělství. To je jen základní výčet dopadů, které "suché" roky vyvolaly. Také správci povodí a provozovatele vodních nádrží museli na danou situaci reagovat a nádrže provozovat v režimu upravených manipulací.

Na nepříznivou situaci reagovala i vláda ČR schválením Strategie přizpůsobení se změně klimatu v podmínkách České republiky (MŽP 2015). V uvedeném dokumentu je počítáno s adaptačním opatřením ve formě optimalizace stávajících objemů nádrží a přepočty objemů vody v profilech chráněných pro akumulaci povrchových vod. Zde se otevírá prostor pro uplatnění modernizovaných metod výpočtů vodohospodářského řešení nádrží a to s přihlédnutím k nejistotě vstupních parametrů nutných pro návrh a provoz nádrží.

Nejistota je faktor, který může negativně ovlivnit provoz nádrží. Může také zkreslit přesnost návrhových výpočtů. Proto výzkumy směrující k zdokonalení návrhu a řízení, jakož i výpočty přerozdělení stávajících objemů nádrží, mají smysl. Vliv nejistot měření přítoků vody do nádrže na zásobní objem byl publikován v (Marton et al. 2011) a ukázal na možnost podhodnocení zásobního objemu související s nejistotou měření přítoku vody do nádrže. K parametrům potřebných pro návrh a provoz nádrží však nepatří jen informace o přítoku vody do nádrže. Patří sem i informace o batygrafii nádrže, o výparu vody z nádrže, průsaku tělesem hráze a podložím. Uplatnění nejistot vstupních parametrů do vodohospodářského řešení zásobní funkce nádrže včetně jejich efektů na výpočet objemů a zabezpečeností bylo publikováno v (Paseka a Marton 2015), (Marton et al. 2015) a (Marton et al. 2015). Detailní analýza zásobního objemu nádrže a jeho zabezpečenosti v podmínkách nejistot vstupních podkladů byla aplikována na nádrž Vír I. Výsledky publikované v uvedených publikacích

ukázaly, že nejistoty vstupních hydrologických podkladů mohou negativně ovlivnit (podhodnotit) velikost zásobního objemu nádrže. Reálně mohou způsobit i neočekávaný provozní výpadek nádrže a zapříčinit tak vysoké ekonomické škody.

Nejistoty mohou být chápány v mnoha podobách a směrech jako nejistota vznikající měřením veličin či nejistota jako pravděpodobnost výskytu neurčitého jevu vstupujícího do výpočtů. Prvním dokumentem, který položil základní definici nejistoty měření, bylo usnesení z jednání konference Western European Calibration Cooperation z roku 1990. Následovaly další dokumenty (ISO 1993) a (ISO GUM 2004). Jednou z prvních prací popisující nejistoty v hydrologických procesech představil (Beven a Binley 1992) a položil tak základ pro další práce spojené s danou problematikou.

Aplikací nejistot do obecných vodohospodářských výpočtů je mnoho a jsou uplatňovány po celém světě. Například Winter (1981) provedl průzkum možných nejistot vznikajících při bilanci objemu na jezeře Jarwa ve Spojených státech amerických. Jednou z novějších publikací zkoumající rizika a nejistoty na zásobní objem nádrže s využitím Monte Carlo simulace se zabývali např. (Campos et al. 2015). Globálním modelem zásobního objemu nádrže v podmínkách nejistot se dále zabývali také (Kuria a Vogel 2015).

Tento článek si klade za cíl představit koncept využití metody Monte Carlo k zavedení nejistot do vstupních hydrologických a provozních dat potřebných pro návrh zásobního objemu nádrže. Veličinami zatíženými nejistotami jsou přítok vody do nádrže, ztráty vody z nádrže výparem z vodní plochy, průsakem tělesem hráze nádrže, podložím a batygrafické křivky nádrže. Uvedené podklady jsou zapracovány do simulačního modelu zásobního objemu nádrže, který pomocí jednoprůchodové simulační metody stanoví zásobní objem nádrže. Tato metoda je základním podkladem pro řízení odtoku vody z nádrže. Využití metody Monte Carlo je následně opakovaným řešením stanovena náhodná velikost zásobního objemu nádrže, která je dále statisticky vyhodnocena a vhodně interpretována.

Praktická aplikace je představena na návrhu zásobního objemu nádrže Hanušovice navrhované v hájeném profilu na řece Morava, resp. Krupá. Profil je vybrán podnikem Povodí Moravy s.p. jako jeden z výhledových profilů pro možnou výstavbu vodní nádrže.

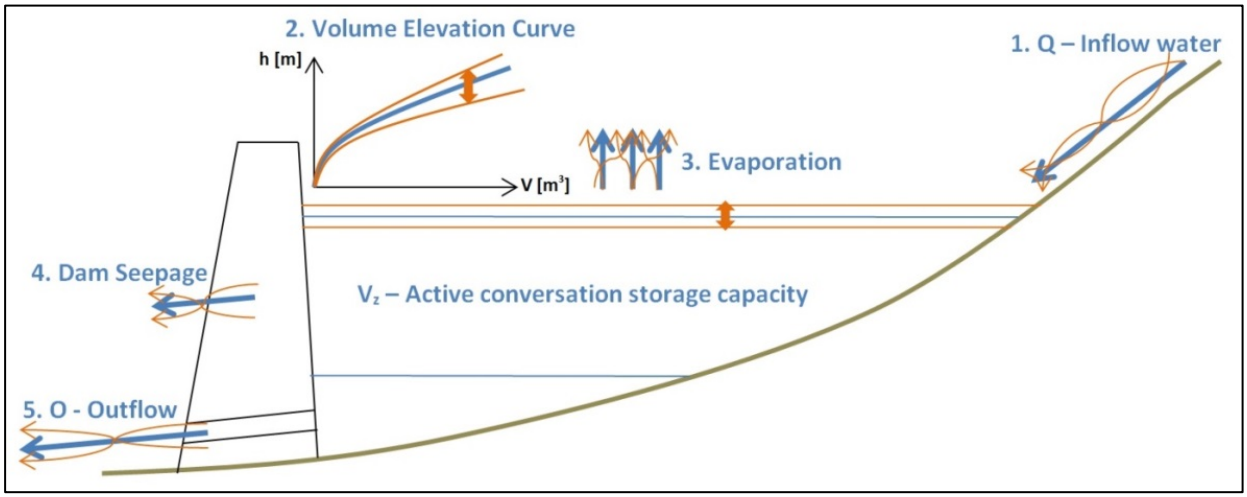
2. METODA

2.1 METODA MONTE CARLO

Obecný postup generování nejistotou zatížených vstupních hydrologických a provozních parametrů je následovný. Nejistoty vstupních veličin jsou do výpočtů zavedeny pomocí metody Monte Carlo, kdy pomocí distribuční křivky F(X) jsou k vstupní hodnotě X_i generovány náhodné polohy hodnot NX_i v intervalu zadané nejistoty. Veličina X_i je považována za náhodnou a nezávislou na hodnotě X_{i-1} a X_{i+1}. Tento předpoklad umožní zavedení normálního rozdělení $N(\mu(X),\sigma(X))$. Kdy obecná vstupní veličina X_i je považována za střední hodnotu $\mu(X)$ a velikost nejistoty je definována jako směrodatná odchylka $\sigma(X)$. Následně je ke každé střední hodnotě $\mu(Xi)$ vytvořena distribuční funkce $F_i(X)$ normálního normovaného rozdělení pravděpodobnosti. Generátor pseudonáhodných čísel generuje náhodné číslo z intervalu $\xi \in \langle 0,1 \rangle$, kterému je dopočítána hodnota náhodné veličiny NX_i.

Základní princip generování náhodných poloh bodů (NV_i,Nh_i) je shodný s teorii popsanou v předchozím odstavci. Odlišnost je dána sestrojením bodu, který vyžaduje sestavení dvou na sobě nezávislých Monte Carlo generátorů. Každý generátor sestrojí náhodnou polohu výšky vodní hladiny Nh_i a k ní náhodnou hodnotu objemu vody v nádrži NV_i. Společně pak tvoří náhodnou souřadnici bodu (NV_i,Nh_i) čáry zatopených objemů.

Jak bylo uvedeno za hydrologické a provozní vstupy pro výpočet jsou považovány přítok vody do nádrže, výpar z vodní hladiny, průsak tělesem hráze a čára zatopených objemů. Princip zavedení nejistot do výpočtu zásobního objemu nádrže je ukázán na obrázku 1.



Obrázek 1: Symbolické zavedení uvažovaných veličin zatížených nejistotami.

Vygenerované náhodné průběhy přítoků vody do nádrže, výparů vody z vodní hladiny, průsaků a náhodné křivky zatopených objemů jsou opakovaně načítány simulačním modelem nádrže. Simulační model provádí výpočty zásobního objemu nádrže jak bez uvažování ztrát, tak s uvažováním ztrát vody z nádrže. Výsledkem opakovaných výpočtů je spektrum zásobních objemů nádrže pro 100% zabezpečenost odtoku vody z nádrže a spektrum odtoků vody z nádrže.

2.2 SIMULAČNÍ MODEL NÁDRŽE

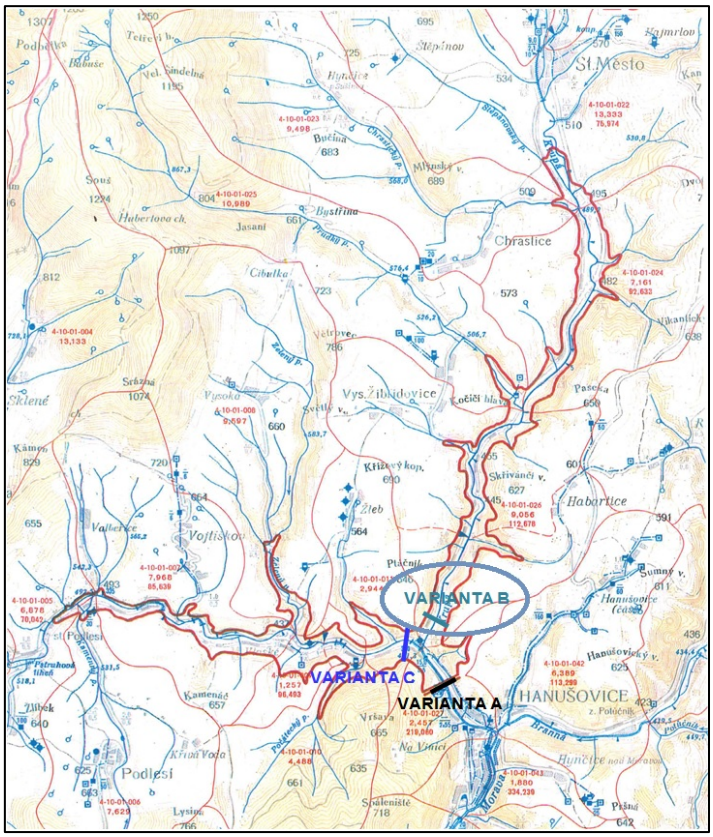
Základem simulačního modelu nádrže je upravená rovnice nádrže v součtovém tvaru převedená do následující nerovnosti (1) (Starý 2006),

$$0 \le \sum_{I=0}^{k} (O_i - Q_i)\Delta t + (O_{i+1} - Q_{i+1})\Delta t \qquad (1)$$

kde O_i je odtok vody z nádrže, Q_i přítok vody do nádrže pro i = 1, …, n, Δt je časový krok výpočtu (jeden měsíc). O_{i+1} je odtok vody z nádrže v následujícím časovém kroku, kdy v kroku i+1 je hodnota O_{i+1} nejdříve nahrazena hodnotou požadovaného nalepšeného odtoku O_p. Časový průběh vyčíslované sumy simuluje průběh prázdnění zásobního objemu nádrže po časových krocích i = 1, …, k. Pro i = 0 je třeba za hodnotu sumy zadat počáteční podmínku řešení. Nerovnost (1) je z leva omezená hodnotou 0, která představuje plný zásobní objem.

3. PRAKTICKÁ APLIKACE

Základ praktická aplikace vychází z požadavků na technicko - ekonomickou studii variant vodního díla Hanušovice. Podnikem Povodí Moravy s.p. byl zadán požadavek na vypracování tří variant vodohospodářského řešení nádrže Hanušovice pro profil C na řece Moravě, B na řece Krupé a profil A pod soutokem zmíněných řek. Prezentované výsledky výpočtů jsou provedeny pro variantu B, tedy pro umístění nádrže na toku Krupá. Umístění profilů nádrže je ukázáno na obrázku 2.



Obrázek 2: Profily vodního díla Hanušovice, včetně varianty B na řece Krupá.

Základní hydrologické údaje o povodí jsou následující. Nad výhledovým profilem na toku Krupá je provozován ČHMÚ vodoměrný profil Habartice. Plocha povodí je přibližně 109,35 km^2. Průměrný dlouhodobý průtok Q_a je 2,15 m^3 s^{-1}, ekologický průtok tvořící hranici sucha je dán hodnotou Q_{355} odpovídající průtoku 0,41 m^3 s^{-1}. Vstupní hodnoty pro výpočet tvořila jednak časová řada průměrných měsíčních průtoků v délce 65 let za období měření 1950 až 2014. Dále pak průměrná hodnota ročního výparu z vodní hladiny E_a = 700 mm. Tato hodnota byla stanovená pro odhadovanou průměrnou nadmořskou výšku plnění nádrže 459,25 m n. m. Průměrný roční výpar E_a byl následně rozpočítán na jednotlivé měsíční hodnoty výparu podle normy Vodohospodářské řešení nádrže (ČSN 75 2405 2004). Batygrafické křivky byly stanoveny pomocí GIS softwaru a digitálního modelu terénu.

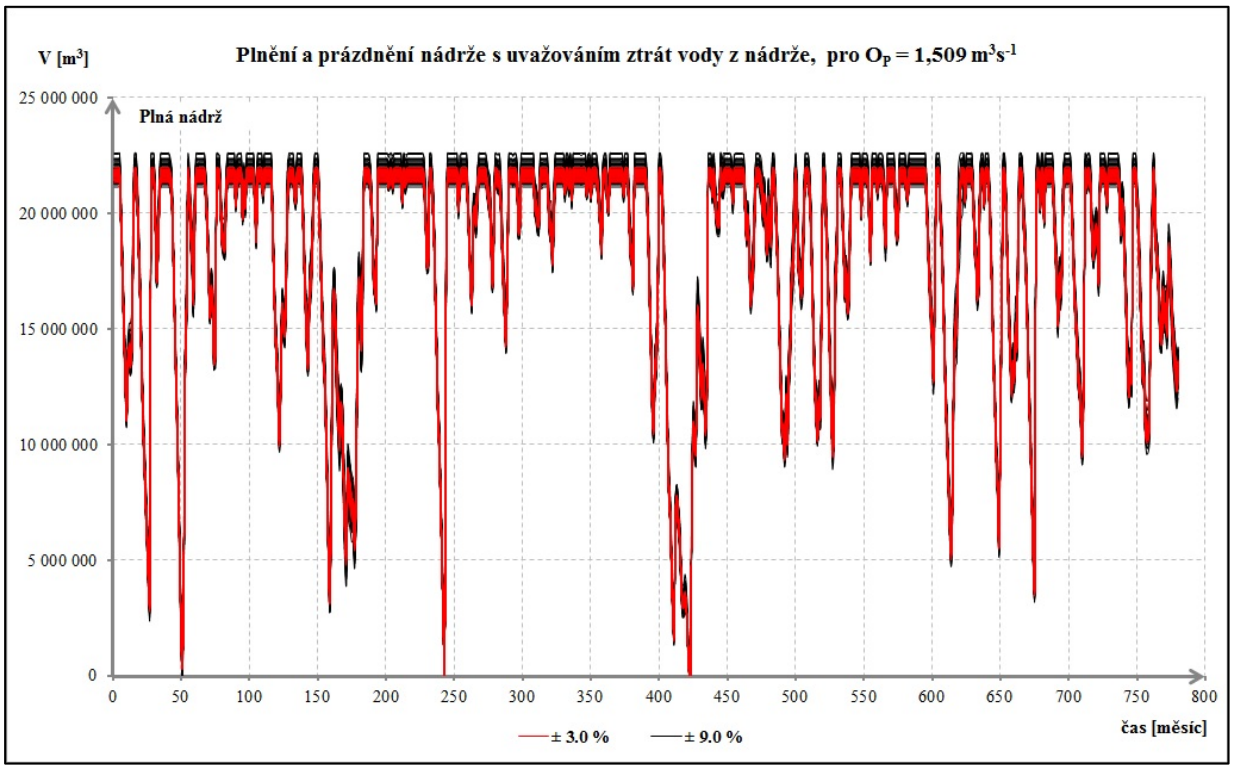
Úloha byla počítána s ohledem na výpočet zásobního objemu V_z pro 100% zabezpečenost odtoku vody z nádrže. Nalepšený odtok vody z nádrže O_p byl konstantní pro všechny měsíce v roce a pohyboval se v rozpětí 1,294 m^3 s^{-1} až 1,725 m^3 s^{-1}. Hodnota rozšířené nejistoty byla zadávána konstantně pro všechny vstupní parametry v rozmezí ±3 %, ±6 % a ±9 %. Počet opakování generace náhodných vstupních parametrů metodou Monte Carlo byl roven 300.

Výsledky byly získány v podobě náhodných zásobních objemů pro volenou nejistotu vstupních parametrů a nalepšený odtok vody z nádrže. Výpočty byly provedeny s a bez uvažování ztrát vody z nádrže.

4. SHRNUTÍ VÝSLEDKŮ A ZÁVĚR

Ukázka výsledků je prezentována na obrázku 3. Kde jsou zobrazeny náhodné průběhy prázdnění nádrže v řešeném období. Výpočet je proveden pro nalepšenou hodnotu odtoku vody z nádrže O_p = 1,509 m^3 s^{-1} a hodnotu nejistoty vstupních parametrů ±3 % a ±9 %.

Spektrum průběhu čar ukazuje citlivost náhodných průběhů prázdnění nádrže na zadanou velikost nejistoty vstupních dat a na výsledné spektrum zásobních objemů nádrže.



Obrázek 3: Průběh prázdnění a plnění zásobního objemu nádrže Hanušovice v podmínkách nejistot vstupních parametrů.

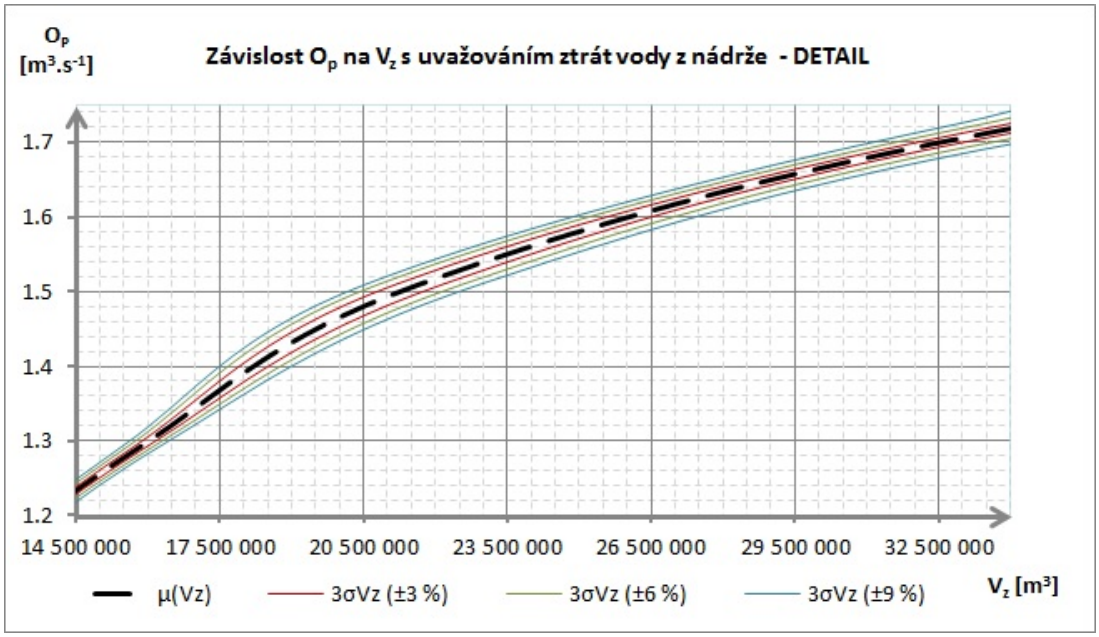
Tabulky 1 a 2 ukazují nejistoty zásobního objemu V_z pro nalepšený odtok O_p v intervalu 1,294 m^3 s^{-1} až 1,725 m^3 s^{-1} v závislosti na měnících se hodnotách nejistot vstupních dat. V tabulce je zobrazen průměrný zásobní objem $\mu(V_z)$ ze všech opakování simulací provozu nádrže a maximální odchylka (nejistota) od zásobního objemu $3\sigma(V_z)$. Výpočet je proveden bez uvažování a s uvažováním ztrát vody z nádrže. Obrázek 4 pak ukazuje grafické vyjádření provedených výpočtů.

Tabulka 1: Velikosti zásobního objemu nádrže V_z a jeho nejistoty bez uvažování ztrát.

Počáteční nejistota		±3 %		±6 %		±9 %	
α	O_P [$m^3.s^{-1}$]	$\mu(V_z)$ [m^3]	$3\sigma(V_z)$ [m^3]	$\mu(V_z)$ [m^3]	$3\sigma(V_z)$ [m^3]	$\mu(V_z)$ [m^3]	$3\sigma(V_z)$ [m^3]
0.6	1.294	*15 685 173*	*±136 281*	*15 683 948*	*±272 594*	*15 684 797*	*±400 799*
0.7	1.509	*21 015 834*	*±412 487*	*21 068 108*	*±718 562*	*21 135 526*	*±999 594*
0.8	1.725	*33 473 344*	*±483 191*	*33 469 528*	*±966 486*	*33 469 696*	*±1 454 790*

Tabulka 2: Velikosti zásobního objemu nádrže V_z a jeho nejistoty s uvažováním ztrát.

Počáteční nejistota		±3 %		±6 %		±9 %	
α	O_P [$m^3.s^{-1}$]	$\mu(V_z)$ [m^3]	$3\sigma(V_z)$ [m^3]	$\mu(V_z)$ [m^3]	$3\sigma(V_z)$ [m^3]	$\mu(V_z)$ [m^3]	$3\sigma(V_z)$ [m^3]
0.6	1.294	*15 877 601*	*±136 885*	*15 877 352*	*±269 794*	*15 883 911*	*±394 527*
0.7	1.509	*21 653 918*	*±487 466*	*21 676 206*	*±874 343*	*21 725 266*	*±1 194 090*
0.8	1.725	*34 538 616*	*±551 613*	*34 604 240*	*±1 148 951*	*34 673 572*	*±1 753 410*



Obrázek 4: Závislost nalepšeného odtoku vody z nádrže O_p a zásobního objemu V_z s uvažováním nejistot vstupních parametrů a ztrát vody z nádrže.

Z výsledků je patrné, že nejistoty vstupních dat mohou výsledky zásobního objemu nádrže podhodnotit. Například zásobní objem V_z vypočítaný pro O_p = 1,509 m^3 s^{-1} s uvažováním ztrát se pohybuje pro ±3 % velikosti nejistoty vstupních parametrů v rozmezí ±2,25 %. Zásobní objem může nabývat hodnot $V_z \in \langle 21\ 166\ 452\ m^3; 22\ 141\ 384\ m^3 \rangle$. Pro ± 6 % vstupní nejistoty je rozmezí V_z přibližně ±4 % a pohybuje se v intervalu $V_z \in \langle 20\ 801\ 863\ m^3; 22\ 550\ 549\ m^3 \rangle$. Pro ±9 % se pohybuje zásobní objem v rozmezí ±5,5 % v intervalu $V_z \in \langle 20\ 531\ 176\ m^3; 22\ 919\ 356\ m^3 \rangle$. Je jisté, že se vzrůstající nejistotou bude narůstat i interval zásobního objemu nádrže V_z. Podle dosažených výsledků je možné, že hodnota zásobního objemu určeného bez uvažování nejistot vstupních dat může být výrazně podhodnocena. Negativních vlivů na nádrž tak může být mnoho. Může jít o nepřesnosti plynoucí z návrhu nádrže, ale také problémy s budoucím provozem nádrže. Může jít například o špatný výpočet výšky hráze nádrže. Konkrétně u nádrže Hanušovice varianta B byl odhadnut rozdíl výšek až 1,5 m. Dále také z budoucího zatřídění nádrže do třídy významnosti

a také z hrozících provozních výpadků zásobního objemu. Možným řešením uvedených problémů je navýšení výsledné hodnoty zásobního objemu nádrže o hodnotu rozšířené nejistoty a tím návrh přiklonit na stranu bezpečnou.

Výsledky ukazují, že nejistoty mohou negativně ovlivnit návrh i provoz nádrže. V budoucnu by bylo dobré rozšířit výpočty na nádrži Hanušovice i o zabezpečenosti podle trvání, opakování a množství nedodané vody. Bylo by dobré provést hlubší analýzu vlivu jednotlivých nejistot vstupních parametrů na objem a zabezpečenosti a definovat významnost nejistoty jednotlivých hydrologických a provozních parametrů. Jako například přesnost stanovení batygrafických křivek z digitálního modelu terénu. Přesnost digitálního modelu se liší jednak aktuální verzí modelu, ale také členitostí terénu, kde má být budoucí hráz situována.

5. PODĚKOVÁNÍ

Tento článek vznikl za finanční podpory projektu Specifického výzkumu “FAST-S-15-2694 Propagace nejistot v hydrologických a vodohospodářských aplikacích pro zmírnění dopadů sucha na vodní nádrže”.

LITERATURA

[1] Strategie přizpůsobení se změně klimatu v podmínkách ČR. Ministerstvo životního prostředí [online]. 2015 [cit. 2015-11-13].

[2] MARTON, D., STARÝ, M., MENŠÍK, P., The Influence of Uncertainties in the Calculation of Mean Monthly Discharges On Reservoir Storage, Journal of Hydrology and Hydromechanics. Volume 59, Issue 4, Pages 228–237, ISSN (Print) 0042-790X, DOI: 10.2478/v10098-011-0019-3, November 2011.

[3] PASEKA, S.; MARTON, D. Analýza vlivu nejistot vstupních dat na vodohospodářské řešení zásobního objemu nádrže. In Vodohospodářská konference Vodní nádrže 2015. Brno: Povodí Moravy, s.p., Dřevařská 11, 602 00 Brno, 2015. s. 149-152. ISBN: 978-80-260-8726- 7.

[4] MARTON, D.; STARÝ, M.; MENŠÍK, P.; PASEKA, S. Hydrological Reliability Assessment of Water Management Solution of Reservoir Storage Capacity in Conditions of Uncertainty. In Drought: Research and Science- Policy Interfacing. 1. Leiden, Netherlands: CRC Press Taylor & Francis Group, 2015. s. 377-382. ISBN: 978-1-138-02779- 4.

[5] MARTON, D.; STARÝ, M.; MENŠÍK, P. Analysis of the influence of input data uncertainties on determining the reliability of reservoir storage capacity. Journal of Hydrology and Hydromechanic, 2015, roč. 63, č. 4, s. 287-294. ISSN: 0042- 790X.

[6] ISO, Guide to Expression of Uncertainty in Measurement (International Organisation for Standardization), Geneva, Switzerland, 1993.

[7] ISO GUM Suppl. 1 (DGUIDE 99998) Guide to the expression of uncertainty in measurement (GUM) — Supplement 1: Numerical methods for the propagation of distributions, ISO 2004.

[8] BEVEN, K. and BINLEY, A. (1992), The future of distributed models: Model calibration and uncertainty prediction. Hydrol. Process., 6: 279–298.

[9] Winter, T. C. (1981), UNCERTAINTIES IN ESTIMATING THE WATER BALANCE OF LAKES. JAWRA Journal of the American Water Resources Association, 17: 82–115. doi: 10.1111/j.1752-1688.1981.tb02593.x.

[10] CAMPOS, J.N.B., SOUZA FILHO, F.A., and LIMA, H.V.C., 2014. Risks and uncertainties in reservoir yield in highly variable intermittent rivers: case of the Castanhão Reservoir in semi-arid Brazil. Hydrological Sciences Journal, 59 (6), 1184–1195.

[11] Kuria, F.W. and R.M. Vogel, A Global Reservoir Water Supply Yield Model With Uncertainty, Environmental Research Letters, 9 095006 doi:10.1088/1748-9326/9/9/095006, 2014.

[12] STARÝ, M, Nádrže a vodohospodářské soustavy, Studijní opory, Brno Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Brno 2006.

[13] Česká technická norma ČSN 75 2405 Vodohospodářské řešení vodních nádrží, ICS 93.160; 13.060.10, Český normalizační institute, Praha 2004.

Autor1: Ing. Daniel Marton, Ph.D.
Pracoviště: Ústav vodního hospodářství krajiny, VUT v Brně, Fakulta stavební, Brno
Kontakt: marton.d@fce.vutbr.cz

Autor2: prof. Ing. Miloš Starý, CSc.
Pracoviště: Ústav vodního hospodářství krajiny, VUT v Brně, Fakulta stavební, Brno
Kontakt: stary.m@fce.vutbr.cz

Autor3: Ing. Stanislav Paseka
Pracoviště: Ústav vodního hospodářství krajiny, VUT v Brně, Fakulta stavební, Brno
Kontakt: pasekas@study.fce.vutbr.cz

Autor4: Ing. Pavel Menšík, Ph.D.
Pracoviště: Ústav vodního hospodářství krajiny, VUT v Brně, Fakulta stavební, Brno
Kontakt: mensik.p@fce.vutbr.cz

HODNOCENÍ BEZPEČNOSTI URČENÝCH VODNÍCH DĚL METODOU DÍLČÍCH SOUČINITELŮ

Jaromír Říha, Miroslav Špano
Vysoké učení technické v Brně, Brno, Česká Republika

ABSTRAKT: Určená vodní díla, zejména přehrady, patří k nejvýznamnějším inženýrským dílům. Tradičně se hodnocení jejich bezpečnosti provádí podle stupně bezpečnosti. V poslední době se se zaváděním Eurokódů přechází na metodu dílčích součinitelů, jejíž aplikace je doporučena v ČSN EN 1990, ČSN EN 1991, ČSN EN 1992 a ČSN EN 1997. Ustanovení formulovaná v těchto normách jsou obecného charakteru a konkrétní doporučení se zaměřují zejména na aplikaci v pozemním a mostním stavitelství. V případě posuzování bezpečnosti vodních děl metodou dílčích součinitelů problém spočívá především nedostatku relevantních údajů a vysoké míře nejistot vyplývajících z jejich povahy (např. hydrologické, geologické a geotechnické poměry). Základní přístupy a aplikace metody dílčích součinitelů jsou v článku demonstrovány na příkladu posouzení celkové bezpečnosti betonové tížné hráze. Pro vybraný způsob porušení jsou formulovány podmínky mezního stavu a diskutovány hodnoty dílčích součinitelů spolehlivosti.

1. ÚVOD

Bezpečnost určených vodních děl se v přehradním inženýrství tradičně hodnotí pomocí stupně bezpečnosti (*SF*). Jeho hodnota indikuje celkovou rezervu spolehlivosti díla s cílem kompenzovat nejistoty vstupující do posouzení stability. Zdrojem nejistot jsou fyzikální a statistická variabilita vstupních údajů, nahodilost přírodních jevů a také nedostatek poznání. Hlavní nevýhodou tohoto přístupu je nejasná vazba mezi minimální hodnotou *SF* požadovanou technickými předpisy a nejistotami ve vstupních údajích, konkrétně v zatížení, materiálových vlastnostech a tvaru konstrukce, které se obecně mohou v čase měnit.

Aktuálně platné technické normy (ČSN ISO 2394) pro účely návrhu a posouzení spolehlivosti staveb doporučují využití konceptu mezních stavů (MS) v kombinaci s pravděpodobnostním vyhodnocením jejich dosažení. Soustava Eurokódů pak detailně popisuje aplikaci metody dílčích součinitelů (MDS), někdy též nazývanou metodou podle mezních stavů, která bývá označována za pravděpodobnostní metodu nultého řádu. MDS je relativně snadno aplikovatelná a umožňuje rozlišovat nejistoty jednotlivých vstupních údajů. Ty jsou popsány svojí charakteristickou hodnotou a příslušné nejistoty a kombinace zatížení jsou vyjádřeny pomocí součinitelů spolehlivosti a kombinace. Obecně se předpokládá, že při splnění podmínky mezní rovnováhy je pravděpodobnost poruchy společensky akceptovatelná. Ačkoli je MDS začleněna do systému evropských norem, stále není při komplexním hodnocení bezpečnosti určených vodních děl (UVD) systematicky používána. V posledních letech lze nicméně zaznamenat snahy o aplikace ustanovení Eurokódů při posuzování stability tížných hrází, např. (Ruggeri 2004), (Peyras et al., 2006), (Peyras et al. 2008), (Royet a Peyras 2013).

V tomto článku je uveden obecný postup při hodnocení bezpečnosti vodních děl metodou dílčích součinitelů, který je demonstrován na praktickém příkladu posouzení stability betonové tížné hráze. V příspěvku je provedena identifikace možných způsobů porušení hráze a odpovídajících mezních stavů. Podrobněji je rozpracováno porušení usmýknutím vzdouvací konstrukce, pro které je uvedena podmínka mezního stavu, doporučené hodnoty dílčích

součinitelů spolehlivosti a výsledky posouzení metodou podle stupně bezpečnosti ve srovnání s metodou dílčích součinitelů.

2. OBECNÝ POSTUP HODNOCENÍ BEZPEČNOSTI MDS

Obecné zásady a limity aplikace metody dílčích součinitelů jsou uvedeny v ČSN EN 1990. Při hodnocení bezpečnosti UVD metodou dílčích součinitelů je třeba zohlednit cíle posouzení ve vazbě na návrhovou situaci, posuzovaný mezní stav a různé etapy života díla. Typickými úlohami při ověřování bezpečnosti určených vodních děl je posuzování jejich konstrukcí:

- v období přípravy (resp. při návrhu),
- v období výstavby,
- v období provozu.

Postup při posuzování bezpečnosti určených vodních děl MDS sestává z následujících kroků:

- **definice návrhové situace** s ohledem na zadání, účel díla a požadavky předpisů (např. výstavba, průchod návrhové, popř. kontrolní povodňové vlny, atp.),
- **shromáždění vstupních dat, jejich verifikace a doplnění**, tj. zajištění dostupných informací o díle (rozměry, použité materiály, postup výstavby, skladba podloží, atd.),
- **definice typů porušení** zahrnuje stanovení předpokládaných způsobů porušení (lokální nebo globální porucha) ve vztahu k mezním stavům,
- **sestavení podmínky mezní rovnováhy**, tj. vyjádření účinků zatížení a odolnosti s ohledem na definovaný typ porušení,
- **identifikace působících zatížení a jejich kombinací**, tj. sestavení kombinací zatížení s ohledem na návrhovou situaci a hledané účinky zatížení tak, aby byly vystiženy dominantní vlivy a zároveň respektováno logické spolupůsobení,
- **vyčíslení hodnot zatížení pomocí modelů zatížení**, tj. obecně transformace informací o působení prostředí do okrajových podmínek modelu konstrukce s ohledem na kombinace, nejistoty a význam díla zavedením souborů dílčích součinitelů,
- **stanovení účinků zatížení pomocí modelu konstrukce** (obvykle s využitím modelů napjatosti a přetvoření, modelů proudění vody, apod.),
- **vyčíslení odolnosti** se zahrnutím vlivu nejistot materiálových vlastností a modelů odolnosti, resp. definice kritéria použitelnosti,
- **ověření podmínky mezní rovnováhy**.

3. IDENTIFIKACE MEZNÍCH STAVŮ NA ZÁKLADĚ MECHANISMU PORUŠENÍ

Mezní stavy je účelné odvozovat z mechanismu porušení vodního díla. Identifikace možných poruch vychází jak z historických zkušeností a údajů o poruchách vodních děl (Saxena, Sharma 2005), tak ze stávajících předpisů. Přehled mezních stavů podle typů očekávaných poruch UVD je uveden v tabulce 1. Pro každý uvedený mezní stav může být vyjádřena podmínka mezní rovnováhy více způsoby v závislosti na konkrétním návrhovém přístupu a použitém modelu odolnosti. Podmínka mezní rovnováhy musí respektovat konkrétní situaci (kombinaci zatížení), pokud možno i ve vztahu k veličinám měřeným v rámci TBD.

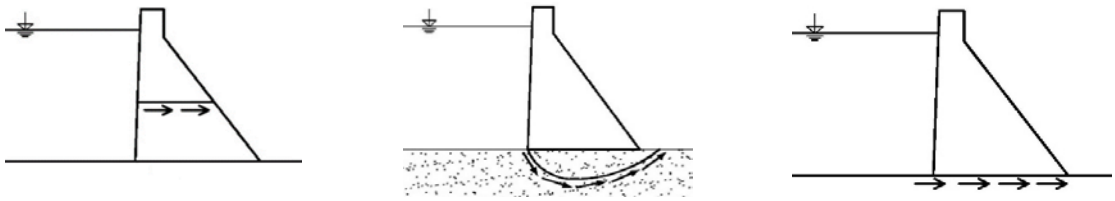
Každý typ poruchy uvedený v tabulce 1 vyžaduje podrobnější rozbor obsahující stanovení zatížení, sestavení podmínky mezní rovnováhy a odvození dílčích součinitelů spolehlivosti. V následujících kapitolách se proto z důvodu omezeného rozsahu článek zaměřuje pouze na mezní stav usmýknutí aplikovaném na betonové tížné hráze.

Tabulka 1. Přehled mezních stavů únosnosti vodních děl a jejich částí

Typ poruchy *)		Detail typu poruchy	Následek
Usmýknutí	G	Souvislá smyková plocha tělesem hráze, po základové spáře hráze, podložím hráze,	Vytvoření smykové plochy a posun nezanedbatelné části vodního díla.
		Usmýknutí břehu nádrže.	Sesuv, přelití hráze
Překlopení	G	Překlopení vzdouvací konstrukce či části.	Ztráta stability.
Nadzvednutí	G	Nadzvednutí konstrukce.	Usmýknutí konstrukce.
Prolomení	G/L	Prolomení nadložní vrstvy (desky) v důsledku vztlaku.	Vnitřní eroze, překlopení.
Filtrační deformace (vnitřní eroze)	G	Souvislá privilegovaná průsaková cesta.	Propad konstrukce, ztráta stability.
	L	Sufoze/ztekucení, eroze.	Lokální výrony, výnos materiálu.
Povrchová eroze (přelití, srážky, vymílání)	G	Dlouhodobé přelévání, překročení odolnosti.	Úplná destrukce, eroze zavázání.
	L	Krátkodobé přelévání nízké intenzity.	Místní porušení svahu, koruny, zavázání.
Překročení pevnosti materiálu	L	Překročení pevnosti materiálu hráze/podloží.	Vznik trhlin.
*) G – globální, L – lokální			

4. PORUŠENÍ USMÝKNUTÍM

Usmýknutí patří dle ČSN EN 1990 k MS únosnosti typu STR a GEO. Někteří autoři (Aryal 2006) vyjadřují MS usmýknutí jako rovnováhu sil (EQU). Jde o ztrátu stability konstrukce, kdy smyková plocha může procházet vlastní konstrukcí, jejím podložím nebo po základové spáře. Ačkoli jde o prostorové porušení, často se aproximuje dvojrozměrným modelem při vhodně zvoleném tvaru smykové plochy (přímková, válcová, složená, apod.). Usmýknutí může vést k úplnému kolapsu konstrukce. Příklady vedení smykové plochy jsou uvedeny na obrázku 1.



a) smyková plocha ve vlastní konstrukci

b) smyková plocha v podloží

c) smyková plocha podél základové spáry

Obrázek 1: Usmýknutí podél rovinné a obecné smykové plochy.

Podmínky mezní rovnováhy pro usmýknutí za předpokladu typu MS STR (1) a EQU (2) jsou:

$$\gamma_1\left(\sum_{i=1}^{m}\gamma_{Q,par,i}\psi_i F_{k,par,i}^{Q}+\sum_{i=1}^{n}\gamma_{G,par,i}F_{k,par,i}^{G}\right)\leq\frac{1}{\gamma_R}\sum_{j=1}^{o}\left(\frac{f_{k,j}}{\gamma_{m,f}}\left(\sum_{i=1}^{n}\gamma_{G,perp,i}F_{k,perp,i}^{G}+\right.\right.$$
$$\left.\left.+\sum_{i=1}^{m}\gamma_{Q,perp,i}\psi_i F_{k,perp,i}^{Q}\right)+\frac{c_{k,j}}{\gamma_{m,c}}A_j\right), \qquad (1)$$

$$\gamma_1\left(\sum_{i=1}^{m}\gamma_{Q,par,i}\psi_i F_{k,par,i}^{Q}+\sum_{j=1}^{o}\frac{f_{k,j}}{\gamma_{M,f}}\sum_{i=1}^{m}\gamma_{Q,perp,i}\psi_i F_{k,perp,i}^{Q}\right)\leq\sum_{i=1}^{n}\gamma_{G,par,i}F_{k,par,i}^{G}+$$
$$+\sum_{j=1}^{o}\left[\frac{f_{k,j}}{\gamma_{M,f}}\left(\sum_{i=1}^{n}\gamma_{G,perp,i}F_{k,perp,i}^{G}\right)+\frac{c_{k,j}}{\gamma_{M,c}}A_j\right],\quad(2)$$

kde m a n je počet proměnných a stálých zatížení v dané kombinaci zatížení, o je počet segmentů smykové plochy se specifickými parametry (pevnost, tlak vody v pórech, atd.), $F^{Q}_{k,par,i}$ a $F^{Q}_{k,perp,i}$ jsou charakteristické hodnoty proměnného zatížení působícího rovnoběžně a kolmo na smykovou plochu, $F^{G}_{k,par,i}$ a $F^{G}_{k,perp,i}$ jsou charakteristické hodnoty stálého zatížení působícího rovnoběžně a kolmo na smykovou plochu, $f_{k,j}$ a $c_{k,j}$ jsou součinitel tření a soudržnost podél smykové plochy, A_j je plocha segmentu smykové plochy, γ_1 je součinitel významu, γ_R je dílčí součinitel modelu odolnosti, γ_Q a γ_G jsou dílčí součinitelé proměnného a stálého zatížení (zahrnující nejistoty modelů zatížení), ψ_i je součinitel kombinace aplikovaný na proměnná zatížení, $\gamma_{m,f}$ a $\gamma_{m,c}$ jsou dílčí součinitele parametrů pevnosti a $\gamma_{M,f}$ a $\gamma_{M,c}$ jsou dílčí součinitele parametrů pevnosti zahrnující nejistoty modelu odolnosti.

Na levé straně podmínky (1) představuje zatížení působící rovnoběžně se smykovou plochou destabilizující účinek, pravá strana představuje pevnost ve smyku. V podmínce (2) je na levé straně součet všech proměnných destabilizujících zatížení a na pravé straně stálé stabilizační zatížení. Hodnota každého členu ve vztahu (1) a (2) může být buď kladná, nebo záporná dle směru silového působení. Stanovení odolnosti vůči usmýknutí uvažuje ČSN EN 1997-1 ve smyslu Mohr-Coulombovy pevnosti. Pak lze koeficient tření vyjádřit pomocí úhlu vnitřního tření (Royet a Peyras 2013):

$$f_k = \mathrm{tg}\varphi_k \quad (3)$$

Charakteristické hodnoty součinitele tření a soudržnosti v závislosti na kvalitě podložní horniny dle doporučení v (Tančev 2005) a (Kratochvil 1961) jsou uvedeny v tabulce 2. Za předpokladu, že smyková plocha prochází betonem, doporučuje Kratochvil (1961) charakteristickou hodnotu součinitele tření f_k = 0,75 a soudržnosti c_k jako 25 % charakteristické pevnosti betonu v tahu.

Tabulka 2. Doporučené hodnoty f_k a c_k dle (Tančev 2005) a (Kratochvil 1961)

Typ materiálu podloží	**Styk beton-skála**		**Styk beton – skalní masiv s puklinami vyplněnými částicemi o velikosti**					
			0,5 mm		**2 až 20 mm**		**> 20 mm**	
	f	***c* [kPa]**	***f***	***c* [kPa]**	***f***	***c* [kPa]**	***f***	***c* [kPa]**
Skalní masiv v celistvých blocích, vrstevnaté a deskové typy hornin s pevností v tlaku $\sigma_{c,k}$ > 40 MPa.	0,95	400	0,80	150	0,70	100	0,55	50
Obdobné vlastnosti jako v předchozím řádku, materiály mírně rozpukané a s mírnou náchylností k erozi.	0,85	300	0,80	150	0,70	100	0,55	50
Hodně rozpukané skalní s $\sigma_{c,k} \approx$ 40 MPa, resp. poloskalní málo rozrušené horniny s $\sigma_{c,k}$ = 20 až 40 MPa	0,75	200	0,70	100	0,65	60	0,45	20
Poloskalní horniny s lavicovitou vrstevnatostí, středně až vysoce rozpukané s $\sigma_{c,k}$ = 2,5 až 20 MPa	0,70	100	0,65	50	0,50	30	0,45	20
Nezpevněné horniny	- písek, štěrky *f* = 0,35 až 0,50; *c* = 0 - hlíny, jíly *f* = 0,20 až 0,30; *c* = 0							

5. DÍLČÍ SOUČINITELÉ SPOLEHLIVOSTI A KOMBINACE ZATÍŽENÍ

Stanovení hodnot dílčích součinitelů spolehlivosti je nejobtížnějším krokem při posouzení bezpečnosti UVD, a to vzhledem k nedostatku relevantních dat a nejistotě v hydrologických a geotechnických podkladech. V podmínkách (1) a (2) jde o tyto součinitele:

- součinitel významu (tabulka 3),
- dílčí součinitelé zatížení a kombinace zatížení (tabulka 4),
- dílčí součinitelé materiálových vlastností (tabulka 5),
- dílčí součinitelé nejistoty modelů (odolnosti a zatížení), (tabulka 6).

Dílčí součinitel významu ČSN 75 0250 a ČSN EN 1990 váže na tři třídy následků havárie díla. U určených vodních děl je účelné vázat součinitel významu na kategorii díla, která je třídou následků při poruše díla (Říha et al. 2016), viz tabulka 3.

Tabulka 3. Součinitel významu ve vazbě na kategorii určeného VD dle (Říha et al. 2016)

Kategorie UVD	**I**	**II**	**III**	**IV**
γ_1	1,25	1,20	1,10	1,00

Součinitele kombinace zatížení ψ dělí ČSN EN 1990 dle doby působení zatížení vzhledem k životnosti díla na kombinační (ψ_0), častou (ψ_1) a kvazi-stálou (ψ_2), viz tabulka 4.

Dílčí součinitele materiálových vlastností doporučené ČSN EN 1992 a ČSN EN 1997-1 uvádí tabulky 4 a 5. Při jejich stanovení je třeba přihlédnout ke způsobu a nejistotě při jejich stanovení.

Dílčí součinitelé modelových nejistot se obvykle aplikují jak na zatížení, resp. účinky zatížení, tak na odolnost. Dle (ČSN EN 1990) je lze vyjádřit buď samostatně, nebo jako agregované v dílčích součinitelích zatížení a odolnosti ve smyslu vztahu (4).

$$\gamma_A = \gamma_S \gamma_a, \quad \text{resp.} \quad \gamma_M = \gamma_R \gamma_m, \tag{4}$$

kde γ_A a γ_M jsou dílčí součinitelé zatížení a materiálových vlastností zahrnující modelové nejistoty, γ_a a γ_m jsou dílčí součinitelé zatížení a materiálových vlastností (tabulky 4 a 5) a γ_S a γ_R jsou součinitelé modelu zatížení a účinků zatížení a modelu odolnosti (tabulka 6).

Tabulka 4. Hodnoty dílčích součinitelů zatížení (ČSN EN 1990, ČSN EN 1997-1)

Zatížení	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ_a	γ_A
Stálá zatížení - destabilizující Stálá zatížení – stabilizující					1,1 až 1,35 0,9
Proměnná zatížení - destabilizující Proměnná zatížení – stabilizující					1,5 0,0
Hydrostatický tlak	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Hydrodynamický tlak – měřený Hydrodynamický tlak - vypočtený	1,0	1,0	1,0	1,1 1,2	
Pórový tlak v betonu	1,0	1,0	1,0	1,0	
Pórový tlak v zeminách a horninách	1,0	1,0	1,0	1,1 až 1,2	
Zemní tlak	1,0	1,0	1,0	1,0 až 1,2	
Geotechnická zatížení (stálá i proměnná)	1,0	1,0	1,0	1,0	
Led	1,0	0,5	0,0	1,1	

Tabulka 5. Hodnoty součinitelů materiálových vlastností (ČSN EN 1992, ČSN EN 1997-1)

Materiálová charakteristika	γ_m	γ_M
Pevnost betonu – běžná situace Pevnost betonu – mimořádná situace		1,5 1,2
Objemová hmotnost		1,0
Úhel vnitřního tření - efektivní Úhel vnitřního tření - totální	1,25 1,40	
Soudržnost - efektivní Soudržnost - totální	1,25 1,40	

Tabulka 6. Hodnoty dílčích součinitelů nejistoty modelů (zatížení a odolnosti) dle (ČSN EN 1990), (ČSN EN 1997-1) a (ČSN 75 0250)

Popis	**Hodnota**
Model zatížení a účinků zatížení γ_S	1,0 až 1,15*
Model odolnosti γ_R	1,0 až 1,4
* má být uvažováno dle specifické situace, (ČSN EN 1990) doporučuje 1,05 až 1,15	

6. MODELOVÝ PŘÍKLAD

Na příkladu tížné hráze (obrázek 2) bylo provedeno porovnání výsledků posouzení metodou dílčích součinitelů s přístupem podle stupně bezpečnosti. Stupeň bezpečnosti je definován:

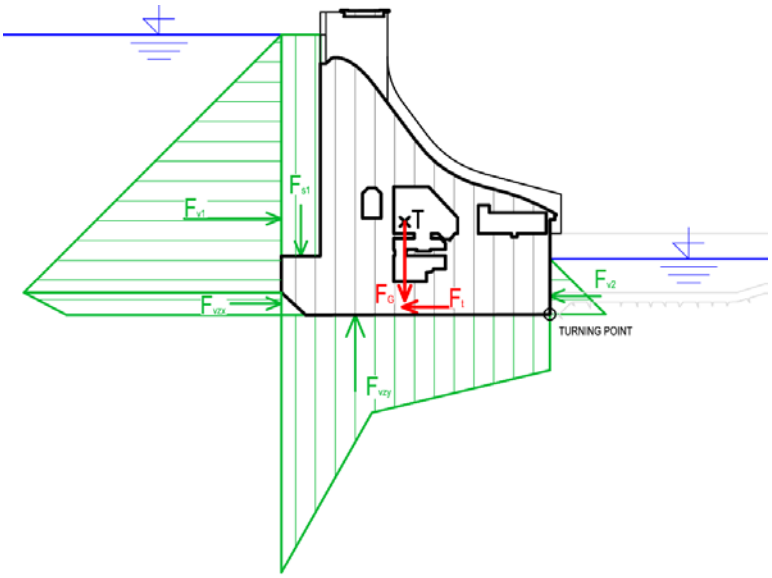
$$SF = \frac{E_{k,stb}}{E_{k,dst}}, (5)$$

kde $E_{k,dst}$ je charakteristická hodnota účinků destabilizujících zatížení a $E_{k,stb}$ je charakteristická hodnota účinků stabilizujících zatížení.

V tomto případě byla uvažována kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace. Soupis uvažovaných zatížení je uveden v tabulce 7, materiálových vlastností v tabulce 8. Součinitel významu byl uvažován hodnotou γ_1 = 1,2, součinitelé modelových nejistot pak $\gamma_R = \gamma_S$ = 1,0. Výsledky srovnání jsou uvedeny v tabulce 9, kde jsou výsledky posouzení stanovené metodou dílčích součinitelů vyjádřeny jako poměr *OF* mezi pravou a levou stranou podmínek (1) a (2). Tento poměr bývá nazýván *mírou předimenzování* (overdesign factor). Nesplnění podmínky mezní rovnováhy ještě nutně neznamená poruchu díla, pouze vyjadřuje, že pravděpodobnost poruchy je vyšší než „společensky akceptovatelná.“

Tabulka 7. Zatížení

Zatížení			F_k	ψ_0	γ_f	F_d
			MN	**-**	**-**	**MN**
Kolmé	Vlastní tíha hráze	F_G	21,4	1,0	0,9	19,3
	Tlak vody v pórech	F_{vzy}	9,7	1,0	1,1	10,7
	Voda v nádrži	F_{s1}	2,3	1,0	1,0	2,3
Rovnoběžné	Voda v nádrži	F_{v1}	8,9	1,0	1,0	8,9
	Voda ve vývaru	F_{v2}	0,9	1,0	1,0	0,9
	Tlak vody v pórech	F_{vzx}	1,4	1,0	1,1	1,5



Obrázek 2: Zatěžovací schéma typické tížní betonové hráze.

Tabulka 8. Materiálové vlastnosti

	charakteristická hodnota	γ_m	**návrhová hodnota**	γ_R	**návrhová hodnota včetně modelu odolnosti**
tgφ	0,875	1,25	0,7	1,0	0,7
c_A	5,4 MN	1,25	4,3 MN	1,0	4,3 MN

Tabulka 9. Porovnání výsledků posouzení stability MDS a podle stupně bezpečnosti

MS	***OF***	***SF***
Usmýknutí	1,04 - STR – podmínka (4) - vyhovuje 0,96 - EQU – podmínka (5) – nevyhovuje	1,87

7. ZÁVĚR

V článku je prezentován postup posouzení stability gravitační betonové hráze na MS usmýknutí metodou dílčích součinitelů. Z výsledků vyplývá, že typ mezního stavu (STR nebo EQU) ovlivňuje způsob sestavení podmínky mezní rovnováhy ve smyslu identifikace stabilizujícího a destabilizujícího zatížení a také výsledek posouzení (tabulka 9). Ten je rovněž významně ovlivněn hodnotami dílčích součinitelů spolehlivosti, které vystihují míru nejistoty v hodnotách veličin vstupujících do podmínky mezní rovnováhy. V praxi se mohou vyskytnout případy, kdy nejsou bližší informace o nejistotách v zatížení a materiálových vlastnostech k dispozici a hodnoty dílčích součinitelů musí být odhadnuty. Jedním z možných postupů odhadu je sestavení podmínky mezní rovnováhy z normových požadavků a jejich následná kalibrace pravděpodobnostní metodou vyššího řádu (Mingues et al. 2006). I v případech, kdy jsou hodnoty dílčích součinitelů doporučeny v příslušných předpisech, je třeba brát v úvahu jejich fyzikální meze (např. u pórových tlaků, kdy je známa jejich teoretická maximální hodnota).

Při porovnání s přístupem podle *SF* je přístup podle mezních stavů obecně přísnější, vyžaduje se vyšší spolehlivost konstrukcí. To je třeba brát v úvahu v případě posuzování existujících konstrukcí, kdy je třeba přistupovat individuálně (ČSN ISO 13822) a přihlédnout k dosavadnímu chování díla. Výhodou MDS oproti *SF* je informace o míře nejistoty každého vstupního údaje (zatížení, materiálových vlastností, modelů a významu konstrukce). Návrh,

resp. posouzení pak může být upraveno snížením nejistot konkrétního vstupu (např. doplňujícím měřením), které povede k úpravě hodnot dílčích součinitelů.

8. PODĚKOVÁNÍ

Tato práce vznikla za podpory projektů *Využití spolehlivostních metod při technickobezpečnostním dohledu nad vodními díly s ohledem na jejich bezpečnost v období globálních klimatických změn*. (TA04020670) a AdMaS UP (LO1408).

LITERATURA

[1] Aryal, K., P. (2006). Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods. Doctoral Thesis at NTNU 2006:66, ISBN 82-471-7882-6, 146 p.

[2] ČSN 75 0250 Zásady navrhování a zatížení konstrukcí vodohospodářských staveb, 2012.

[3] ČSN EN 1990: Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí ed. 2, 2015.

[4] ČSN EN 1991: Eurokód 1: Zatížení konstrukcí, 2004 až 2015.

[5] ČSN EN 1992: Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí, 2006.

[6] ČSN EN 1997-1: Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí - Část 1: Obecná pravidla, 2006.

[7] ČSN ISO 2394 General principles on reliability for structures, 2015.

[8] ČSN ISO 13822 Bases for design of structures - Assessment of existing structures, 2010.

[9] Kratochvil, S. (1961) Vodní nádrže a přehrady. Nakladatelství ČSAV, Praha, 956 s.

[10] Peyras, L., Kovarik, J.B., Royet, P. (2006). Vers l'adaptation aux Eurocodes de la justification des barrages-poids. Revue Européenne de Génie Civil, Vol. 10, n°1/2006, pp. 83-109.

[11] Peyras, L., Royet, P., Deroo, L., Albert, R., Becue, J. P., Aigouy, S., Bourdarot, E., Loudiere, D., Kovarik, J.B. (2008). French recommendations for limit-state analytical review of gravity dam stability. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Volume 12, Issue 9-10, 2008.

[12] Royet, P., Peyras, L. (2013). French guidelines for structural safety of gravity dams in a semi-probabilistic format. In: Proceedings of the 9th ICOLD European Club Symposium, Venice, Italy, 10–12 April 2013 (pp. 1-8). European Club of ICOLD.

[13] Ruggeri, G. coord. (2004). Sliding Safety of Existing Gravity Dams. Final Report. Working Group of ECOLD, 113 p.

[14] Říha, J., Špano, M. a kol. (2016) Hodnocení bezpečnosti určených vodních děl metodou mezních stavů. Vysoké učení technické v Brně, 2016, ISBN 978-80-214-5326-5, 154 s.

[15] Saxena, K. R., Sharma, V. M. (2005). Dams. Incidents and Accidents. A.A. Balůkema Publishers, London, 2005, 228 p.A

[16] Tančev, L. 2005. Dams and appurtenant hydraulic structures. Leiden: A. A. Balkema Publishers, the Netherlands, a member of Taylor and Francis Group plc.

Autor1: prof. Ing. Jaromír Říha, CSc.

Pracoviště: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Veveří 95, 602 00 Brno

Kontakt: riha.j@fce.vutbr.cz

Autor2: Ing. Miroslav Špano, Ph.D.

Pracoviště: Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Veveří 95, 602 00 Brno

Kontakt: spano.m@fce.vutbr.cz

VYUŽITÍ CFD METOD PŘI NAVRHOVÁNÍ HYDROTECHNICKÝCH OBJEKTŮ PŘEHRAD

Eva Škařupová, Petr Nowak

ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra hydrotechniky, Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Na významných vodních dílech jsou často navržena a provozována unikátní technická řešení. V poslední době jsou prováděny rekonstrukce pro zvýšení bezpečnosti, prodloužení životnosti, zvýšení spolehlivosti a užitné hodnoty vodního díla. Návrh těchto nákladných konstrukcí je většinou ověřován a optimalizován pomocí fyzikálních a matematických modelů.

Nárůst výpočetního výkonu počítačů, zvýšená přehlednost programů CFD a dobré dlouhodobé zkušenosti s výsledky matematických modelů umožňují široké nasazení matematických modelů proudění pro praxi. Příspěvek se věnuje aplikačním oblastem, ve kterých je metoda CFD přínosná a efektivní.

Velmi dobré výsledky přináší matematické modelování při posuzování funkce bezpečnostních přelivů přehrad. Model dvoufázového proudění s volnou hladinou obvykle zahrnuje stavební část včetně případných ocelových konstrukcí uzávěrů, zavzdušnění, skluzů apod. Model umožňuje ověření kapacity přelivu a zjištění případných slabých míst, která kapacitu snižují. K tomuto účelu jsou velmi užitečná zobrazení rychlostních polí a proudnic. Dále mohou být spočteny úplné konzumpční křivky přelivů i pro různé polohy hladin a uzávěrů za účelem zajištění podkladů pro manipulační řády. Jako příklad využití CFD v této oblasti bude představen model bezpečnostního přelivu vybraných vodních děl.

Oblasti předpolí spodních výpustí, vtokových objektů, uzávěrů apod. jsou zpravidla modelovány jako jednofázové proudění v tlakovém režimu. Výsledky výpočtů mohou složit ke zjištění hltnosti spodní výpusti, místních hydraulických ztrát na armaturách, ke zjištění charakteru proudění ve složitějších včetně silových účinků.

Průběh hydrodynamických tlaků získaný při analýze proudění lze přenést jako zatížení pro napjatostní analýzu samotné konstrukce, zejména na ocelové konstrukce uzávěrů. Jednoduše lze získat výsledné hydrodynamické síly a momenty na konstrukce. Průběhy tlaků a rychlostí jsou využitelné i pro posouzení kavitace.

1. NUMERICKÁ SIMULACE PROUDĚNÍ JAKO NÁSTROJ PRO NAVRHOVÁNÍ A POSUZOVÁNÍ KONSTRUKCÍ PŘEHRAD

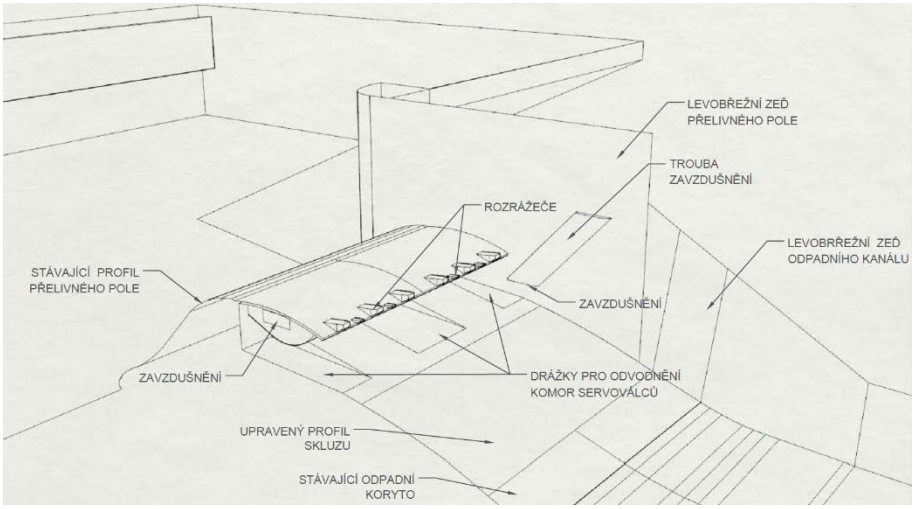
Na katedře hydrotechniky byla v minulých letech zpracována celá řada projektů zabývajících se posouzením stávajících a navrhovaných objektů vodních děl. Cílem tohoto příspěvku je shrnout a na konkrétních projektech prezentovat aktuální možnosti matematického modelování v této oblasti.

2. POSOUZENÍ FUNKCE BEZPEČNOSTNÍCH PŘELIVŮ PŘEHRAD

2.1 PODROBNOST A ROZSAH MODELU

Narůstající výpočetní výkon a efektivnější metody tvorby výpočetní sítě umožňují detailně postihnout zájmovou geometrii v dostatečné podrobnosti. Do modelu je možno zahrnout i drobné konstrukční prvky, které mohou mít výrazný vliv na vlastnosti přelivného paprsku a tím i na celkovou kapacitu objektu.

Jako příklad uveďme výpočet proudění přes klapkový uzávěr (návrh rekonstrukce, krajní přelivné pole VD Nechranice). Podrobný popis konstrukčních detailů (rozrážeče, drážky pro odvodnění komor servoválců) a zavzdušnění nám umožňuje simulovat míru zavzdušnění přepadového paprsku při různých provozních stavech. Právě zavzdušnění má výrazný vliv nejen na kapacitu pole s vyhrazeným uzávěrem, ale také na velikost silových účinků proudu na konstrukce.



Obrázek 6: Příklad podrobného modelu uzávěru bezpečnostního přelivu včetně rozrážečů a zavzdušnění

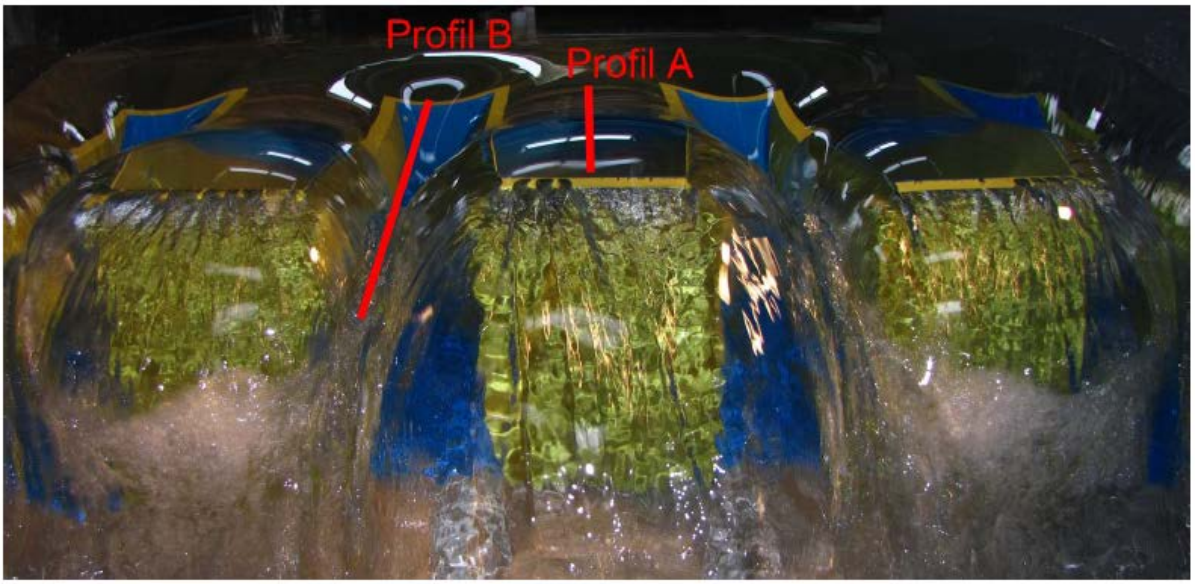
Výhodou je rozsah modelu, ve kterém je zahrnuta i značná část předpolí a odpadní skluzy. To umožňuje ověřit vliv okolních konstrukcí na rychlostní pole v předpolí a s tím spojené kontrakce proudu při nesymetrickém natékání, stejně jako charakter proudění v odpadních skluzech. Matematický model potvrzuje např. i vznik příčných vln včetně jejich odrazů a superpozice.

2.2 ZJIŠTĚNÍ SOUČINITELE PŘEPADU A KAPACITY OBJEKTU

Zjištění kapacity objektu a stanovení součinitele přepadu pro různé výšky přelivného paprsku a různé polohy uzávěrů je jednou ze základních úloh, se kterými se při posuzování objektů přehrad setkáváme.

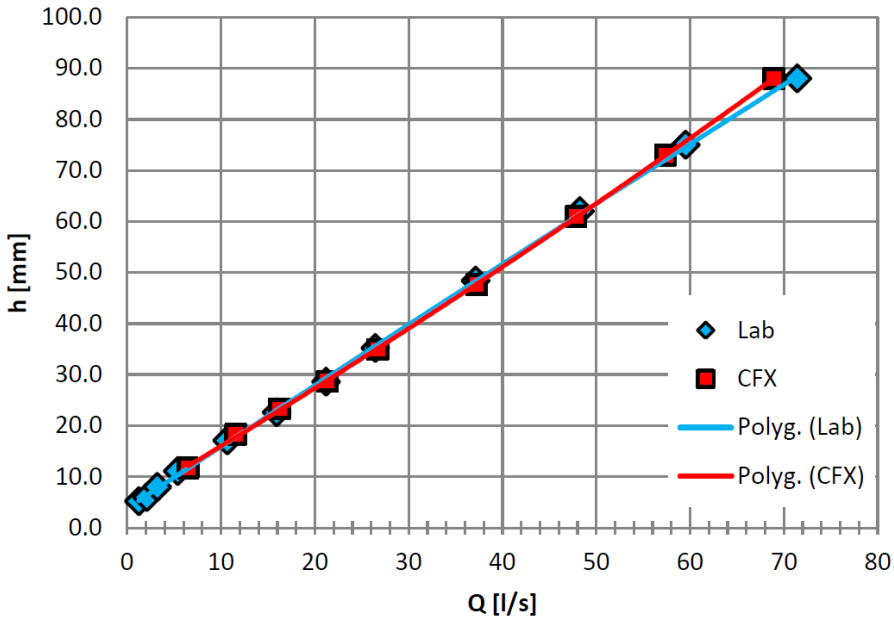
Na katedře hydrotechniky byla sestavena řada matematických modelů přelivů, které byly verifikovány ve spolupráci s vodohospodářskou laboratoří nebo podle dat dostupných z provozu vodních děl. Řešené úlohy se pohybovaly od těch nejjednodušších (ostrohranný přeliv) až po složité hydraulické úlohy. Ve všech testovaných případech bylo dosaženo velmi dobré shody výstupů z modelu ve smyslu kapacity přelivného objektu.

Příkladem náročnější úlohy může být posouzení labyrintového bezpečnostního přelivu. Pravoúhle lomená přelivná hrana má výrazně delší celkovou délku, než je šířka hrazeného profilu. Díky tomu je součinitel přepadu výrazně vyšší než u běžných přelivných hran a při nižších průtocích dokonce překračuje hodnotu 1. Proudění v těchto přelivech je především za vyšších průtoků poměrně složité, v rozsáhlých částech objektu dochází k intenzivnímu mísení vody a vzduchu.



Obrázek 7: Fyzikální model piánového bezpečnostního přelivu při maximálním posuzovaném průtoku [1]

I přes tyto okolnosti, které ztěžují konvergenci výpočtu a kladou vyšší nároky na výpočetní síť, bylo dosaženo velmi dobré shody s výsledky z fyzikálního modelu, a to jak v oblasti průběhu hladin v jednotlivých profilech, tak v samotné kapacitě objektu. To je patrné i na konsumpční křivce uvedené níže.



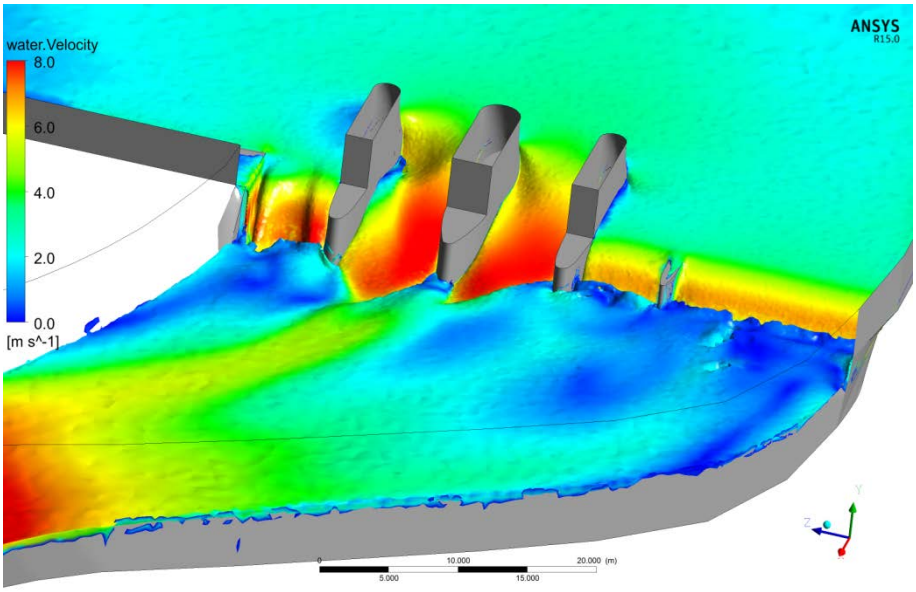
Obrázek 8: Porovnání konsumpční křivky piánového přelivu získané měřením v laboratoři a numerickým výpočtem [1]

2.3 RYCHLOSTNÍ POLE A TVAR HLADINY

Při zvyšování kapacity bezpečnostních přelivů se na původních, hydraulicky vhodných objektech mohou projevit nežádoucí hydraulické jevy, jako např. odtrhávání proudnice,

kavitace, zvýšení boční kontrakce. Omezením pro navýšené kapacity se mohou stát objekty, které v původním zatížení zcela vyhovovaly – např. příliš mělké předpolí bezpečnostních přelivů, vlnolamy, mostní konstrukce, zavzdušňovací prvky.

Na základě výsledných průběhů hladin, proudnic a rychlostí je možné doporučit tvarové změny obtékaných objektů (např. navýšení bočních zdí skluzů, dobetonování ploch pro omezení podtlaků), popř. stanovit provozní omezení.



Obrázek 9: Vizualizace rychlostního pole a tvaru hladiny s boční kontrakcí proudu při nesymetrickém natékání přelivných polí

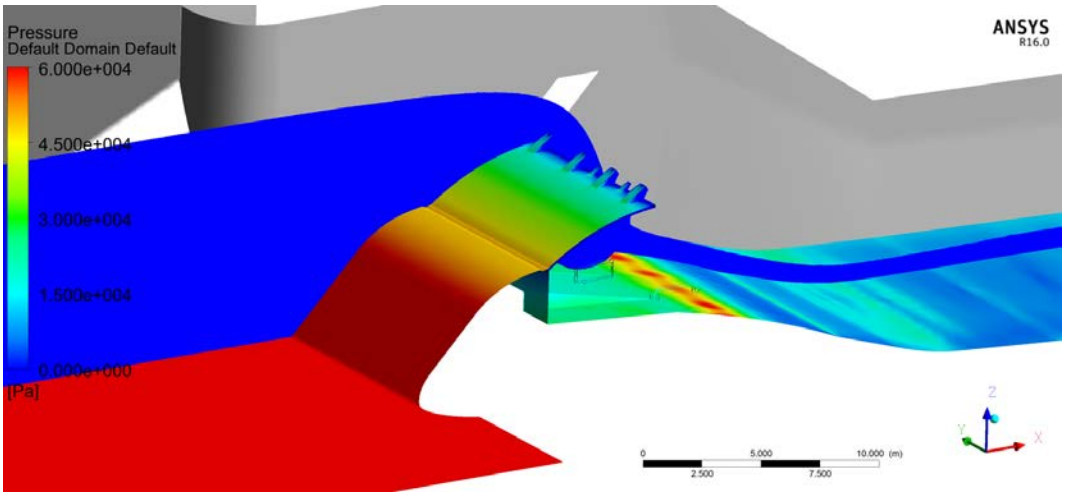
3. TLAKOVÉ PROUDĚNÍ

Obecně lze tvrdit, že modely jednofázového proudění jsou z hlediska výpočetní náročnosti jednodušší, protože model nemusí dopočítávat průběh hladiny. Metody CFD byly úspěšně využity např. při zjišťování místních hydraulických ztrát tvarově složitějších objektů, při modelování rychlostního pole v trubních rozvodech spodních výpustí a vzájemného ovlivňování více armatur. Velkou pomoc poskytuje matematické modelování při zjišťování namáhání konstrukcí uzávěrů, zejména složitějších typů jako např. rozstřikovacích, stanovení jejich průtokových charakteristik apod.

4. ZATÍŽENÍ KONSTRUKCÍ A JEJICH POSOUZENÍ

4.1 ZJIŠTĚNÍ PRŮBĚHU HYDRODYNAMICKÝCH TLAKŮ

Výsledky komplexního CFD modelu mimo jiné obsahují koncentrace kapaliny a z nich vyplývající průběhy hladin, bodové rychlosti a tlaky včetně tlaků na plochy okrajových podmínek modelu, které tvoří obtékanou konstrukci. Integrací tlaků na dílčí objekty lze stanovit jejich zatížení hydrodynamickou silou a vyhodnotit změnu zatížení oproti původnímu stavu. Dále lze dopočítat celkové zatěžovací síly integrací tlaku na zájmovou konstrukci v daných směrech včetně souvisejících momentů k osám otáčení a tím i ověřit předpokládané sklopné momenty pro zjištění namáhání pohybovacích mechanismů.

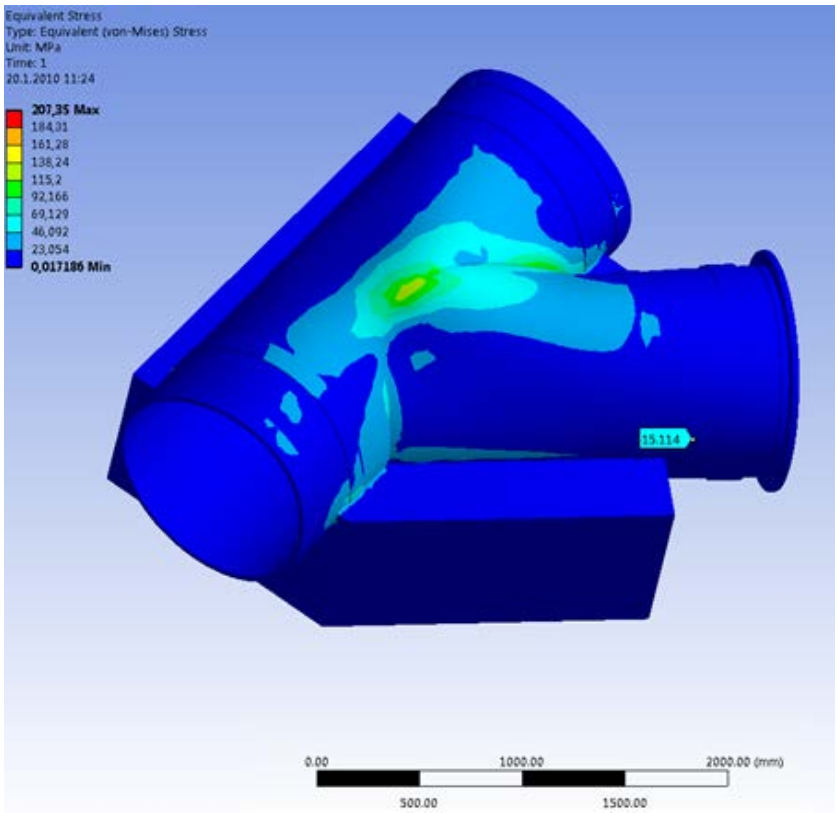


Obrázek 10: Zatížení betonových konstrukcí přelivného objektu a klapkového uzávěru

4.2 NAPJATOSTNÍ ANALÝZA KONSTRUKCÍ

Výše popsané zatížení hydrostatickým a hydrodynamickým tlakem je možno přímo přenést do strukturálního výpočtu FEM. Díky tomu můžeme stanovit průběh mechanického napětí v konstrukcích, identifikovat místa s vysokým namáháním a odhalit případné nevhodné konstrukční detaily.

I poměrně tvarově jednoduché konstrukce, jako např. odbočovací potrubní kusy mohou být z hlediska namáhání složité zejména v případě spolupůsobení pláště potrubí s betonovým blokem.



Obrázek 11: Napětí ve stěně potrubní odbočky

5. ZÁVĚR

Matematické modely proudění jsou stále častěji využívány jako podklad pro návrh objektů přehrad a jejich následné posouzení. Umožňují názorně popsat vliv jednotlivých konstrukcí na celkovou kapacitu bezpečnostních přelivů a spodních výpustí, určit zatížení dynamicky namáhaných konstrukcí a následně posoudit jejich spolehlivost. Získané hydrodynamické zatížení z modelu CFD poskytuje vstupní data pro případné navazující napjatostní výpočty ocelových konstrukcí.

6. PODĚKOVÁNÍ

Autoři textu by rádi poděkovali Mikuláši Exnerovi a celému týmu vodohospodářské laboratoře Fakulty stavební ČVUT v Praze za spolupráci a poskytnutí dat pro verifikaci modelů.

LITERATURA

[1] EXNER, M.; Matematický výzkum proudění vody na přelivech hydrotechnických staveb; Diplomová práce, ČVUT Praha, 2013.

Autor1: Ing. Eva Škařupová

Pracoviště: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra hydrotechniky

Kontakt: eva.skarupova@fsv.cvut.cz

Autor2: Dr. Ing. Petr Nowak

Pracoviště: ČVUT v Praze, Fakulta stavební, Katedra hydrotechniky

Kontakt: nowak@fsv.cvut.cz

VD AMERIKA - STUDIE PROVEDITELNOSTI

Jiří Štětka, Jiří Stratílek
Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika
Filip Kysnar
Sweco Hydroprojekt a.s., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Obce ležící na toku Klabavy pod bývalým Vojenským újezdem Brdy jsou ohrožovány častými povodněmi. V rámci hledání způsobů protipovodňové ochrany byl ze 16 posuzovaných nových retenčních prostorů pro umístění stavby pro ochranu před povodněmi vyhodnocen jako nejúčinnější profil u samoty s názvem Amerika nad obcí Strašice. V úrovni studie, jejímž těžištěm bylo vodohospodářské řešení, byla navržena suchá nádrž na Klabavě pod soutokem Klabavy a Třítrubeckého potoka. Základním požadavkem byla transformace stoleté povodně na neškodný odtok, z toho byl určen potřebný retenční prostor, na jehož základě bylo navrženo možné technické řešení hráze vodního díla včetně výpustního objektu a bezpečnostního přelivu. Byly specifikovány vyvolané investice a konfliktní problémy a byly vyčísleny finanční náklady stavby. Dále byly zpracovány záplavové čáry pod profilem navržené suché nádrže za současného stavu a po výstavbě nádrže, ze kterých byl vyčíslen rozdíl povodňových škod a ten byl porovnán s vyčísleným předpokládaným nákladem vodního díla.

1. ÚVOD

Obce, ležící na toku Klabavy (povodí Berounky) pod bývalým Vojenským újezdem Brdy (Strašice, Dobřív, Hrádek, Kamenný Újezd), jsou ohrožovány častými povodněmi. Na území obcí vznikají škody na majetku fyzických i právnických osob a vzhledem k rychlému nástupu povodní jsou ohrožovány i lidské životy. V nedávné minulosti vznikly škody při povodních v letech 2002, 2006, 2013.

Státní podnik Povodí Vltavy dlouhodobě prověřuje možnosti, jak zvýšit protipovodňovou ochranu území podél Klabavy a jejich přítoků. Již v roce 2007 byla zpracována Studie odtokových poměrů v povodí Klabavy, jejíž součástí byl i návrh možných protipovodňových staveb. Studie posoudila protipovodňové možnosti stávajících nádrží a navrhla a posoudila 16 nových retenčních prostorů a jejich kombinací se závěrem, že rozhodující a nejúčinnější stavbou pro ochranu před povodněmi je nádrž umístěná nad obcí Strašice u samoty s názvem Amerika přibližně v říčním kilometru 37,5 Klabavy, cca 1,5 km pod soutokem Klabavy a Třítrubeckého potoka. Lokalita hráze i nádrže leží na území bývalého Vojenského újezdu Brdy, dnes CHKO Brdy.

Záměr výstavby vodního díla v lokalitě Amerika není nový, již v roce 1974 byla pro tuto stavbu zpracována dokumentace. V té době měla nádrž sloužit zejména jako vodní zdroj s doplňkovou funkcí ochrany před povodněmi a nadlepšování průtoků v Klabavě. Lokalita vodního díla je od té doby dlouhodobě chráněna pro možné umístění hráze a nádrže. V současnosti je uvedena v Generelu území chráněných pro akumulaci povrchových vod z roku 2011, což je společný dokument Ministerstva zemědělství a Ministerstva životního prostředí sloužící jako podklad pro návrh politiky územního rozvoje a pro územně plánovací dokumentace.

K záměru výstavby nádrže v uvedené lokalitě se sice resort obrany v minulých letech opakovaně negativně vyjadřoval, avšak v souvislosti se zrušením vojenského újezdu Brdy k 31. 12. 2015 byl předpokládán určitý posun ve stanovisku resortu obrany k tomuto záměru.

Uvedené důvody vedly státní podnik Povodí Vltavy k zadání studie proveditelnosti vodního díla Amerika a to jako suché nádrže s jediným účelem protipovodňové ochrany. Toto jednoúčelové využití vodního díla bude asi předmětem diskuse, vede však k nejmenšímu zásahu do krajiny a do zájmů dotčených subjektů.

2. NÁPLŇ STUDIE

Cílem studie bylo zejména vyřešení velikosti potřebného retenčního prostoru pro transformaci stoleté povodňové vlny na neškodný odtok včetně určení tohoto neškodného odtoku, návrh hlavních objektů vodního díla, záborový elaborát, odhad nákladů, vyčíslení rozdílu povodňových škod za současného stavu a po výstavbě vodního díla, vyčíslení ekonomické efektivnosti protipovodňového opatření, zhodnocení případného vlivu na povodňové průtoky v Berounce pod soutokem s Klabavou a rovněž specifikace konfliktních problémů. Těžiště studie spočívalo ve vodohospodářském řešení nádrže a účinků na zmírnění povodňových škod. Detailní technické řešení hráze a objektů nebylo požadováno.

Zpracovatelem studie byla společnost Sweco Hydroprojekt a.s., analýzu povodňových škod, rizik a ekonomické efektivnosti zpracoval subdodavatel ČVUT v Praze, Fakulta stavební Katedra hydrotechniky. Studie byla odevzdána v srpnu 2015.

3. URČENÍ TECHNICKÝCH PARAMETRŮ

3.1 ZÁKLADNÍ HYDROLOGICKÁ DATA

Plocha povodí k uvažovanému přehradnímu profilu činí 69,52 km^2. Kulminace povodně nastává do 10-ti hodin od začátku povodně. N-leté průtoky jsou znázorněny v tabulce „Tabulka 1: N-leté průtoky“.

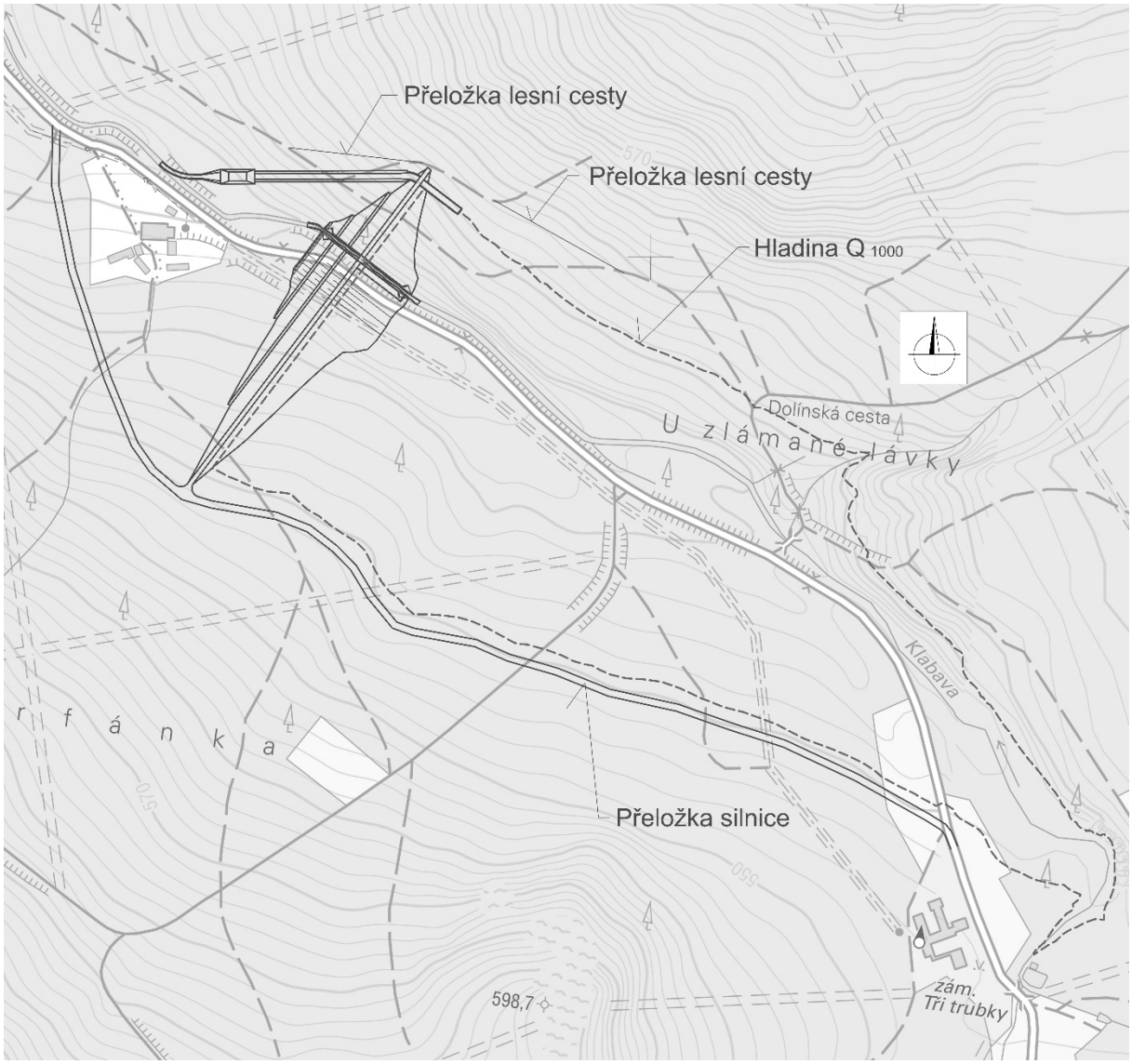
Tabulka 1: N-leté průtoky

Průtok	Q_1	Q_2	$Q_{NEŠ}$	Q_5	Q_{10}	Q_{20}	Q_{50}	Q_{100}	$Q_{1\,000}$	$Q_{10\,000}$
m^3/s	8,54	13,5	19,4	22,1	30,2	39,5	53,8	66,7	118,7	192,1

3.2 VÝSLEDNÉ TECHNICKÉ PARAMETRY

- Suchá nádrž na Klabavě v ř. km 37,6 nad lokalitou Amerika je navržena tak, aby transformovala stoletou povodeň s kulminačním průtokem Q_{100} = 66,7 m^3/s v profilu hráze na neškodný odtok 19,4 m^3/s, což je průtok menší než Q_5 = 22,1 m^3/s v profilu hráze. Tento neškodný odtok byl stanoven po vyhodnocení stavu koryta zejména v obcích pod hrází a vyhodnocením záplavových čar a průběhu předchozích povodní.
- Na základě požadavku AOPK nemá nádrž žádné stálé nadržení.
- Potřebný objem retenčního prostoru pro transformaci teoretické povodňové vlny TPV100 na neškodný odtok je cca 1,75 mil. m^3, hladina při průtoku Q_{100} = 66,7 m^3/s leží na kotě 539,39 m n. m.
- Vzhledem k tomu, že je navrženo zařadit vodní dílo z hlediska TBD do kategorie II, byl návrhový průtok pro vodní dílo stanoven v hodnotě $Q_{1\,000}$ = 118,7 m^3/s a vodní dílo ověřeno pro kontrolní průtok $Q_{10\,000}$ = 192,1 m^3/s.
- Hladina při návrhovém průtoku $Q_{1\,000}$ = 118,7 m^3/s leží na kotě 540,44 m n. m., nádrž má objem cca 2 mil. m^3. Zatopená plocha cca 29 ha.
- Hladina při průtoku $Q_{10\,000}$ = 192,1 m^3/s leží na kotě 540,90 m n. m.
- Délka vzdutí pro návrhový průtok je cca 1,1 km.
- Koruna bočního bezpečnostního přelivu je navržena na kotě 539,40 m n. m., tj. prakticky na kotě hladiny při průtoku Q_{100} = 66,7 m^3/s.

- Hráz je ideově navržena jako zemní homogenní s korunou na kotě 542,40 m n. m.
- Maximální výška hráze cca 21,85 m.
- Sklon návodního líce 1 : 3,3, sklon vzdušného líce 1 : 2 se dvěma stabilizačními lavicemi.
- Délka hráze v koruně 439 m.
- Šířka hráze v koruně 5 m.
- Šířka hráze v patě cca 122 m.
- Objem hráze 365 tis. m^3.

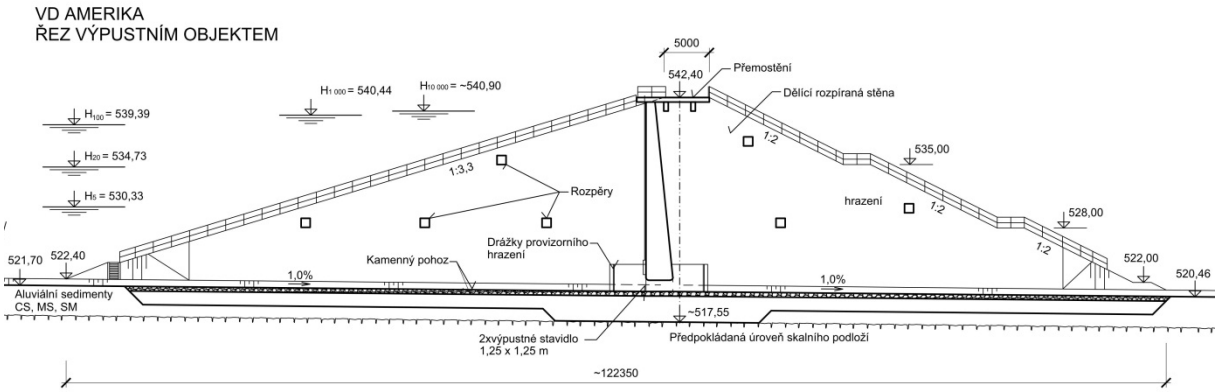


Obrázek 1: Situace VD Amerika s vyznačením zátopy pro Q_{100} a $Q_{1\,000}$.

Obrázek 2: Vizualizace prázdné nádrže (běžný stav).

Obrázek 3: Vizualizace plné nádrže při průchodu návrhového průtoku $Q_{1\,000}$.

Obrázek 4: Vizualizace pohledu na návodní svah hráze s vyznačením úrovní hladin (ideové řešení - zemní homogenní hráz).



Obrázek 5: Příčný řez výpustním objektem.

3.3 NÁKLADY A EFEKT

Stavební náklad na vodní dílo a vyvolané investice byl vyčíslen v úrovni studie a jejich podkladů na částku 546 mil. Kč bez DPH.

Z analýzy povodňových škod a rizik vyplývá, že realizací vodního díla dojde k redukci kapitalizovaného rizika o 619 mil. Kč, což je současně hodnota limitního nákladu na realizaci vodního díla, které ještě zaručuje ekonomickou efektivnost protipovodňového opatření. Zároveň dojde k ochraně 1 340 osob.

Jednoznačně pozitivní vliv má vodní dílo Amerika pro úsek Klabavy ř. km 18,5 až 36,5, tj. od Rokycan po Strašice – s uvažováním realizace protipovodňových opatření v Rokycanech, omezený pozitivní vliv se projeví v ř. km 10,2 až 11,5. tj. od Dýšiny do Kyšic. Vliv na Berounku je prakticky nulový.

4. ZÁVĚR

Začátkem roku 2016 se uskutečnilo jednání státního podniku Povodí Vltavy s Velením Armády České republiky za účelem představení závěrů zpracované studie proveditelnosti, na základě kterého vydal rezort Ministerstva obrany České republiky stanovisko, které se za předpokladu splnění řady podmínek dá považovat za souhlasné. Dále bylo vydáno stanovisko AOPK, která pokládá záměr nádrže v dané lokalitě za kolizní se zájmy ochrany přírody, avšak podmíněně přijatelný taktéž za splnění řady podmínek.

Výsledky studie potvrzují účelnost vodního díla Amerika z hlediska protipovodňové ochrany a v úrovni podkladů studie i ekonomickou efektivitu. Z tohoto důvodu a také zejména díky posunu v jednání s rezortem obrany byly zahájeny přípravné práce na zhodnocení reálných možností výstavby a konkretizaci technického řešení vodního díla. Dále bylo zahájeno pořizování potřebných průzkumů, jednání o zařazení záměru stavby vodního díla do územního plánu a řešení otázek spojených s ochranou přírody a krajiny, to vše za účelem zpracování dokumentace pro územní řízení.

Autor1: Ing. Jiří Štětka
Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5
Kontakt: jiri.stetka@pvl.cz

Autor2: Ing. Jiří Stratílek
Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5
Kontakt: jiri.stratilek@pvl.cz

Autor3: Ing. Filip Kysnar, Ph.D.
Pracoviště: Sweco Hydroprojekt a.s., ústředí Praha, Táborská 31, 140 16 Praha 4
Kontakt: filip.kysnar@sweco.cz

VD KLEŠTĚNICE - STUDIE PROVEDITELNOSTI

Jiří Štětka, Jiří Stratílek

Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika

Filip Kysnar

Sweco Hydroprojekt a.s., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: V rámci prověřování možností, jak zvýšit protipovodňovou ochranu území v povodí Litavky a podél dolního úseku Berounky bylo posouzeno 8 lokalit pro umístění nových nádrží s protipovodňovou funkcí a rovněž posouzeny možnosti 3 stávajících nádrží v povodí Litavky z hlediska jejich schopnosti snížit kulminační průtok stoleté povodně. Po vyhodnocení výsledků byla určena jako nadějná lokalita pro umístění retenční nádrže u obce Kleštěnice na Jalovém potoce, který se vlévá do Červeného potoka a ten následně do Litavky. V úrovni studie, jejímž těžištěm bylo vodohospodářské řešení, byla ověřována výstavba retenční nádrže s 5 % objemu stálého nadržení. Základním předpokladem byla transformace stoleté povodně na neškodný odtok, z toho byl určen potřebný retenční prostor, na jehož základě bylo navrženo možné technické řešení hráze vodního díla včetně výpustního objektu a bezpečnostních přelivů. Byly specifikovány vyvolané investice a konfliktní problémy a byly vyčísleny finanční náklady výše uvedeného, jako předpokládaný náklad vodního díla. Dále byly zpracovány záplavové čáry pod profilem navržené retenční nádrže za současného stavu a po výstavbě nádrže, ze kterých byl vyčíslen rozdíl povodňových škod a ten byl porovnán s vyčísleným předpokládaným nákladem vodního díla.

1. ÚVOD

V rámci prověřování možností, jak zvýšit protipovodňovou ochranu území v povodí Litavky a podél dolního úseku Berounky byla na základě požadavku státního podniku Povodí Vltavy zpracována v roce 2014 firmou Sweco Hydroprojekt a.s. „Studie možných retenčních opatření v povodí Litavky – návrh reálných technických opatření protipovodňové ochrany“. Studie nalezla 8 lokalit pro umístění nových nádrží s protipovodňovou funkcí a rovněž posoudila možnosti 3 stávajících nádrží v povodí Litavky - Záskalská, Dráteník a Suchomasty z hlediska jejich schopnosti snížit kulminační průtok stoleté povodně. Po vyhodnocení výsledků studie se jako nadějná lokalita pro umístění funkční retenční nádrže jevila lokalita u obce Kleštěnice na Jalovém potoce, který se vlévá do Červeného potoka a ten následně do Litavky. U této lokality bylo rozhodnuto o jejím podrobnějším ověření.

Lokalita Kleštěnice na Jalovém potoce je vedena v Generelu území chráněných pro akumulaci povrchových vod pro umístění nádrže pro posílení vodárenských zdrojů s tím, že její víceúčelové využití by umožnilo lokální protipovodňovou ochranu sídel v povodí Červeného potoka.

Státní podnik Povodí Vltavy si tedy nechal zpracovat studii proveditelnosti vodního díla Kleštěnice na Jalovém potoce s jednoúčelovou funkcí retenční nádrže s vyčíslením ekonomického efektu tohoto vodního díla.

2. NÁPLŇ STUDIE

Cílem studie bylo zejména vyřešení velikosti potřebného retenčního prostoru pro transformaci stoleté povodňové vlny na neškodný odtok včetně určení tohoto neškodného odtoku, návrh hlavních objektů vodního díla, záborový elaborát, odhad nákladů, vyčíslení rozdílu povodňových škod za současného stavu a po výstavbě vodního díla, vyčíslení ekonomické efektivnosti protipovodňového opatření, zhodnocení vlivu na povodňové průtoky v Červeném potoce, Litavce a případně i Berounce. Součástí studie byla rovněž specifikace konfliktních problémů. Těžiště studie spočívalo ve vodohospodářském řešení nádrže a účinků na zmírnění povodňových škod. Detailní technické řešení hráze a objektů nebylo požadováno.

Zpracovatelem studie byla společnost Sweco Hydroprojekt a.s., analýzu povodňových škod, rizik a ekonomické efektivnosti zpracoval subdodavatel ČVUT v Praze, Fakulta stavební Katedra hydrotechniky. Studie byla odevzdána v srpnu 2015.

3. URČENÍ TECHNICKÝCH PARAMETRŮ

3.1 ZÁKLADNÍ HYDROLOGICKÁ DATA

Plocha povodí k uvažovanému přehradnímu profilu činí 32,37 km^2. Kulminace povodně nastává do 14-ti hodin od začátku povodně. N-leté průtoky jsou znázorněny v tabulce „Tabulka 1: N-leté průtoky“.

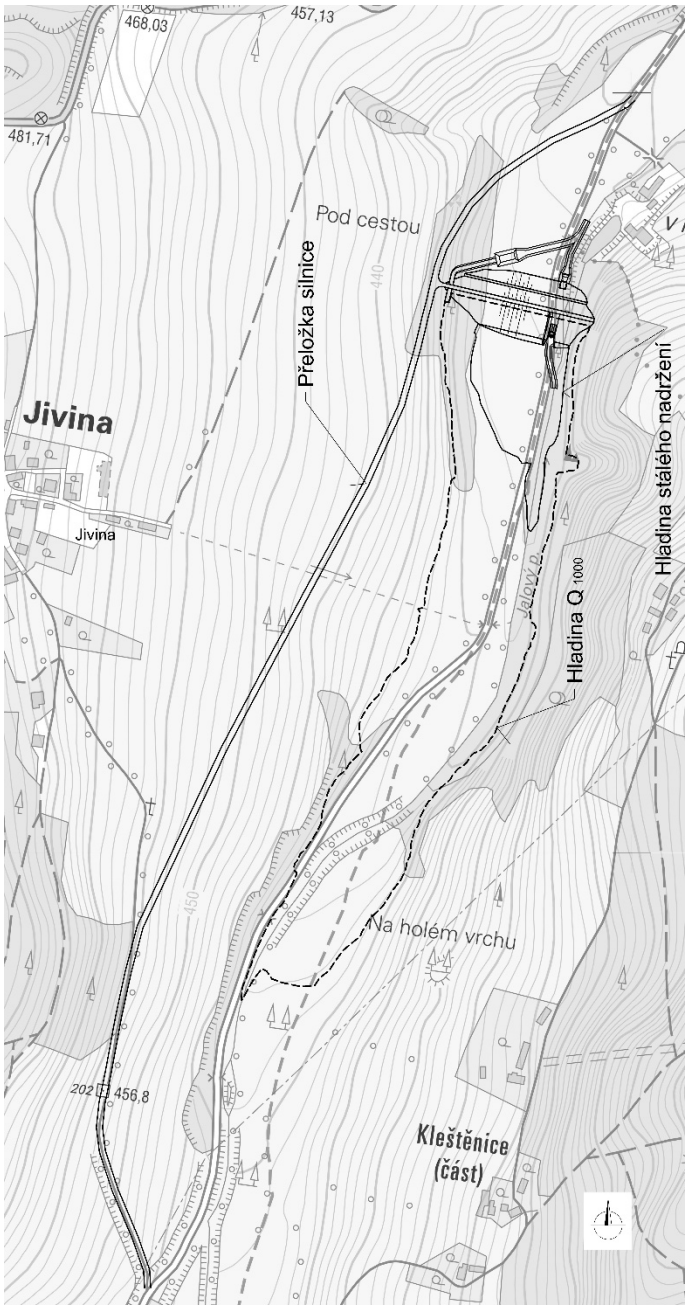
Tabulka 1: N-leté průtoky

Průtok	Q_1	Q_2	$Q_{NEŠ}$	Q_5	Q_{10}	Q_{20}	Q_{50}	Q_{100}	$Q_{1\,000}$	$Q_{10\,000}$
m^3/s	3,5	6,1	10,9	10,9	15,7	21,7	31,2	40,1	80,7	143,8

3.2 VÝSLEDNÉ TECHNICKÉ PARAMETRY

- Vodní dílo na Jalovém potoce v ř. km 1,41 v lokalitě Kleštěnice je navrženo jako retenční nádrž s 5 % objemu stálého nadržení a to tak, aby retenční prostor transformoval stoletou povodeň s kulminačním průtokem Q_{100} = 40,1 m^3/s v profilu hráze na neškodný odtok Q_5 = 10,9 m^3/s v profilu hráze. Tento neškodný odtok byl stanoven po vyhodnocení stavu koryt Jalového potoka, Červeného potoka a Litavky zejména v obcích, vyhodnocením záplavových čar a průběhu předchozích povodní.
- Objem stálého nadržení činí 37,6 tis. m^3, hladina stálého nadržení leží na kotě 416,07 m n. m.
- Potřebný objem retenčního prostoru pro transformaci teoretické povodňové vlny TPV100 na neškodný odtok je cca 670 tis. m^3, objem včetně stálého nadržení je cca 708 tis. m^3, hladina při průtoku Q_{100} = 40,1 m^3/s leží na kotě 425,44 m n. m.
- Vzhledem k tomu, že je navrženo zařadit vodní dílo z hlediska TBD do kategorie II, byl návrhový průtok pro vodní dílo stanoven v hodnotě $Q_{1\,000}$ = 80,7 m^3/s a vodní dílo ověřeno pro kontrolní průtok $Q_{10\,000}$ = 143,8 m^3/s.
- Hladina při návrhovém průtoku $Q_{1\,000}$ = 80,7 m^3/s leží na kotě 426,45 m n. m., nádrž po tuto kótu má objem cca 842 tis. m^3.
- Hladina při průtoku $Q_{10\,000}$ = 143,8 m^3/s leží na kotě 426,85 m n. m.
- Délka vzdutí pro návrhový průtok je cca 1 km.
- Bezpečnostní přeliv je součástí sdruženého objektu, má 2 pole po 12 m délky, koruna přelivu leží na kotě 425,45 m n. m.
- Koruna pomocného bočního bezpečnostního přelivu pro převedení návrhové, resp. kontrolní povodně $Q_{10\,000}$ je navržena na kotě 425,45 m n. m., délka přelivné hrany je 19 m, přeliv je umístěn u levého břehu.

- Hráz je ideově navržena jako zemní homogenní s korunou na kotě 428,45 m n. m.
- Maximální výška hráze 17,8 m.
- Sklon návodního líce 1 : 3, sklon vzdušného líce 1 : 2 s jednou stabilizační lavicí.
- Délka hráze v koruně 203,5 m.
- Šířka hráze v koruně 5 m.
- Šířka hráze v patě 93 m.
- Objem hráze 140 tis. m^3.

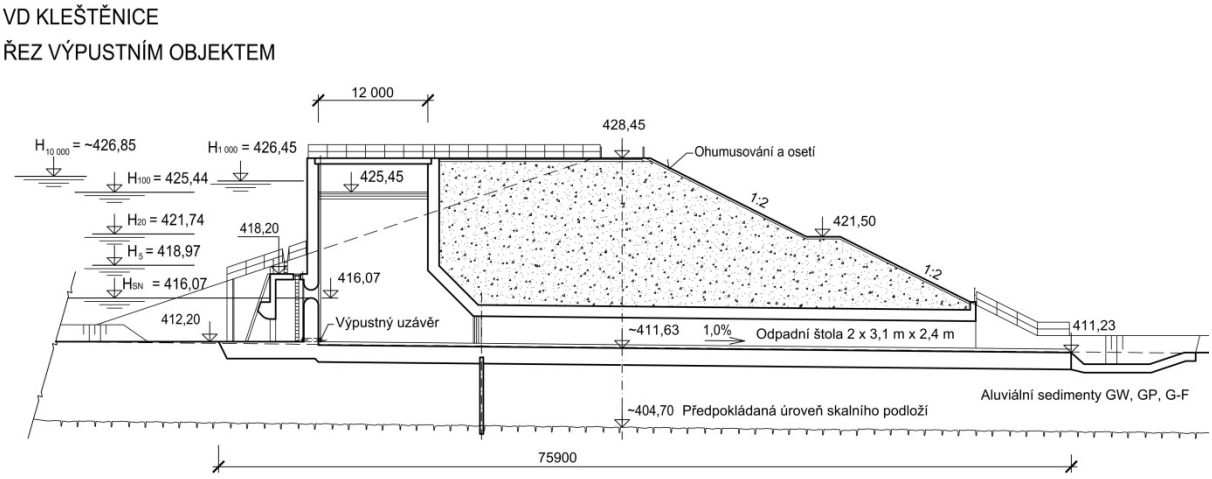


Obrázek 1: Situace VD Kleštěnice s vyznačením zátopy stálého nadržení a dále pro Q_{100} a $Q_{1\,000}$.

Obrázek 2: Vizualizace nádrže se stálým nadržením (běžný stav).

Obrázek 3: Vizualizace plné nádrže při průchodu návrhového průtoku $Q_{1\,000}$.

Obrázek 4: Vizualizace pohledu na návodní svah hráze s vyznačením úrovní hladin (ideové řešení - zemní homogenní hráz).



Obrázek 5: Příčný řez výpustním objektem.

3.3 NÁKLADY A EFEKT

Stavební náklad na vodní dílo a vyvolané investice byl vyčíslen v úrovni studie a jejich podkladů na částku 214 mil. Kč bez DPH.

Z analýzy povodňových škod a rizik vyplývá, že realizací vodního díla dojde k redukci kapitalizovaného rizika o 184 mil. Kč, což je současně hodnota limitního nákladu na realizaci vodního díla, které ještě zaručuje ekonomickou efektivnost protipovodňového opatření. Zároveň dojde k ochraně 415 osob.

Jednoznačně pozitivní vliv má vodní dílo Kleštěnice pro Jalový potok a úsek Červeného potoka ř. km 5,0 až 17,47, tj. od Komárova po Bavoryni, omezený pozitivní vliv se projeví v ř. km 0,0 až 5,0. tj. od Bavoryně do Zdic. V místě křížení Červeného potoka s dálnicí nad soutokem s Litavkou vliv vodního díla zcela vymizí.

4. ZÁVĚR

Ze zpracované studie vyplývá, že uvažované vodní dílo Kleštěnice v této podobě nedosahuje potřebné výše ukazatele ekonomické efektivnosti. Dalšími problémy jsou velký rozsah trvalého záboru pozemků ve vlastnictví značného počtu fyzických osob a rovněž stanovisko AOPK, která pokládá záměr nádrže v dané lokalitě za kolizní se zájmy ochrany přírody, avšak podmíněně přijatelný za splnění řady podmínek.

Ve stanovisku AOPK je nicméně uvedena jedna podmínka, tentokrát příznivá pro investora, a to omezení nebo úplné vypuštění stálého nadržení, což povede ke zjednodušení výpustného objektu a k mírné redukci celkového objemu nádrže.

V dalším postupu by bylo tedy nutné ověřit, zda nelze úpravami technického řešení ve vazbě na eliminaci stálého nadržení zmenšit rozsah prací a tím snížit cenu stavby a následně rozhodnout o dalším postupu.

Autor1: Ing. Jiří Štětka
Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5
Kontakt: jiri.stetka@pvl.cz

Autor2: Ing. Jiří Stratílek
Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5
Kontakt: jiri.stratilek@pvl.cz

Autor3: Ing. Filip Kysnar, Ph.D.
Pracoviště: Sweco Hydroprojekt a.s., ústředí Praha, Táborská 31, 140 16 Praha 4
Kontakt: filip.kysnar@sweco.cz

PPO DOLNÍ BEROUNKY (VD KŘIVOKLÁT) - STUDIE RETENČNÍ NÁDRŽE

Jiří Štětka, Jiří Stratílek, Petr Vicenda
Povodí Vltavy, státní podnik, Praha, Česká republika
Filip Kysnar
Sweco Hydroprojekt a.s., Praha, Česká republika

ABSTRAKT: Obce na dolním toku Berounky jsou opakovaně postihovány povodněmi, které působí značné povodňové škody. V rámci hledání způsobů protipovodňové ochrany dolní Berounky byla ověřována výstavba suché nádrže na Berounce v prostoru Křivoklátu. V úrovni studie byla řešena velikost nutného retenčního prostoru pro transformaci stoleté povodně na neškodný odtok, bylo navrženo možné technické řešení hráze vodního díla včetně vypouštěcích otvorů a bezpečnostního přelivu, specifikovány vyvolané investice a konfliktní problémy. Umístění hráze bylo navrženo ve 4 profilech a 4 konstrukčních řešeních. Na základě zpracovaných záplavových čar byl vyčíslen rozdíl povodňových škod pod profilem navržené suché nádrže za současného stavu a po výstavbě nádrže a porovnán s vyčísleným předpokládaným nákladem vodního díla.

1. ÚVOD

Na základě platné legislativy má státní podnik Povodí Vltavy povinnost zpracovávat návrhy na organizační a technická zlepšení ochrany před povodněmi. V rámci této činnosti je již dlouhodobě řešena ochrana území v okolí Berounky, a to zejména její dolní tok, úsek přibližně od obce Roztoky u Křivoklátu až po ústí Berounky do Vltavy, kde opakovaně dochází ke značným povodňovým škodám. V rámci prověřování možností na snížení povodňových průtoků v tomto úseku bylo prověřováno mnoho variant výstavby menších retenčních nádrží na přítocích, a prověřována případná změna způsobu hospodaření na stávajících vodních dílech. Žádná z uvedených variant ale neměla na povodňové průtoky v tomto úseku výraznější vliv. Z tohoto důvodu Povodí Vltavy, státní podnik zadalo zpracování studie proveditelnosti na výstavbu vodního díla přímo na řece Berounce, která by měla jedinou funkci, a to protipovodňovou. Jedná se tedy o suchou nádrž.

2. MOŽNOSTI ZACHYCENÍ POVODNÍ NA PŘÍTOCÍCH BEROUNKY

V povodí Berounky je v současné době 5 vodních děl s nezanedbatelným ovladatelným retenčním prostorem. Jedná se o vodní dílo Lučina, Hracholusky, Nýrsko, Žlutice a Klíčava. Celkový objem ovladatelné retence všech těchto nádrží činí 9,3 mil. m^3, avšak celkový objem povodňové vlny na Berounce v profilu Roztoky u Křivoklátu činí 291 mil. m^3. Ze současné situace je zřejmé, že tato vodní díla nejsou schopna dostatečně snížit povodňové průtoky v Berounce a jejich vliv je lokální s největším významem těsně pod hrázemi. Povodí Vltavy, státní podnik tedy v rámci zvyšování protipovodňové ochrany nechal zpracovat několik studií, které prověřovaly možnosti zachycení povodňových průtoků již na přítocích Berounky. Jednalo se o Studii odtokových poměrů v povodí Klabavy, ve které bylo posuzováno 16 nových retenčních prostorů pro výstavbu nových retenčních nádrží, Studii možných retenčních opatření v povodí Litavky - návrh reálných technických opatření protipovodňové ochrany, kde byly posouzeny 3 stávající nádrže (Záskalská, Dráteník, Suchomasty) za účelem zlepšení retence a 13 nových retenčních prostorů. Zpracované studie určily dva profily, kde

by retenční nádrže vzhledem ke stávajícím podmínkám bylo možné vybudovat, a kde by měly z hlediska protipovodňové ochrany význam. Jednalo se o profil v lokalitě Amerika na Klabavě v bývalém vojenském újezdu Brdy a profil u obce Kleštěnice na Jalovém potoce. Proto bylo dále zadáno zpracování studií proveditelnosti na vodní dílo Amerika a Kleštěnice, které ale prokázaly, že ani výstavba těchto děl by neměla na povodňové průtoky v Berounce téměř žádný vliv. Výše uvedená zjištění vedla Povodí Vltavy, státní podnik k jediné další možné variantě, a to zadání zpracování studie proveditelnosti vodního díla s protipovodňovou funkcí přímo na toku řeky Berounky.

3. PROTIPOVODŇOVÁ OCHRANA DOLNÍ BEROUNKY - STUDIE RETENČNÍ NÁDRŽE

Studie proveditelnosti byla zadána za účelem prověření technických a ekonomických parametrů suché nádrže spolu s posouzením environmentálních a sociálních aspektů, která by měla ochránit oblasti podél dolního toku řeky Berounky. Jedná se tedy o suchou nádrž, pouze s protipovodňovou funkcí. Studie byla zpracována společností Sweco Hydroprojekt a. s. a předána v listopadu 2015.

3.1 VÝBĚR PROFILU A VSTUPNÍ PODKLADY

Pro výstavbu hráze byly vybrány 4 profily v ř. km 63,35 - 71,10, pro které byla zpracována 4 variantní konstrukční řešení, a to pouze z důvodu možnosti jednotlivá konstrukční řešení finančně porovnat. Pro umístění hráze byly tedy určeny profily, s tím, že konstrukční řešení jsou pouze ideová, vzájemně kombinovatelná:

Profil A - Roztoky (ř. km 63,35) - kamenitá sypaná hráz se středním asfaltobetonovým těsněním

Profil B - Branov (ř. km 65,05) - zemní sypaná hráz

Profil C - Nezabudice (ř. km 68,35) - betonová tížná hráz s kamenitými přísypy

Profil D - Čertova skála (ř. km 71,10) - betonová tížná hráz

Základním požadavkem pro návrh vodního díla byla jeho schopnost transformovat teoretickou povodňovou vlnu s četností opakování 100 let na neškodný odtok, který byl na základě analýzy území pod profilem stanovený na Q_2. N-leté průtoky v profilu Berounka, ř. km 64,7 jsou znázorněny v tabulce „Tabulka 1: N-leté průtoky“.

Tabulka 1: N-leté průtoky

Průtok	Q_a	Q_1	$Q_{2=NEŠ}$	Q_5	Q_{10}	Q_{20}	Q_{50}	Q_{100}	$Q_{1\,000}$	$Q_{10\,000}$
$m^3.s^{-1}$	≈31	250	369	554	715	812	1 150	1 370	2 222	3 362

Plocha povodí k profilu hráze činí 7 050 km^2, což je přibližně 79 % celkové plochy povodí Berounky a objem teoretické povodňové vlny při kulminačním průtoku Q_{100} je 291 mil. m^3. Výsledný retenční objem, který je potřeba pro transformaci Q_{100} na Q_2 je 125,1 mil. m^3 a s touto hodnotou bylo dále uvažováno při návrhu vodního díla.

Z hlediska technicko-bezpečnostního dohledu bylo vodní dílo zařazeno do I. kategorie, tudíž návrhový průtok byl stanoven na $Q_{1\,000}$ a kontrolní průtok na $Q_{10\,000}$.

3.2 ZÁKLADNÍ PARAMETRY NÁDRŽE A HLAVNÍCH OBJEKTŮ

Veškeré údaje uvedené v tabulce „Tabulka 2: Základní parametry nádrže“ byly určeny pro 4 různé profily A, B, C a D, čímž je dán rozptyl jejich hodnot. Jednotlivé parametry jsou uváděny jak pro transformaci teoretické stoleté povodňové vlny (TPV 100), tak pro transformaci teoretické tisícileté povodňové vlny (TPV 1 000).

Tabulka 2: Základní parametry nádrže

Parametr	Jednotka	TPV 100	TPV 1 000
Objem zátopy	mil. m^3	125,1	139,6 - 140,2
Plocha zátopy	ha	979 - 1 006	1 038 - 1 067
Délka vzdutí	km	34,8 - 36,9	37,5 - 38,3

Výška samotné hráze je dle jednotlivých variant 38 - 46 m s délkou v koruně 221 – 290 m (rozptyl hodnot je dán opět jejich zpracováním pro 4 různé varianty).

Pro převádění běžných průtoků až do hodnoty neškodného průtoku profilem hráze, je navržen sdružený objekt. V jeho spodní části v úrovni dna řeky se nacházejí 4 výpustné otvory, každý o rozměrech 10,60 m na šířku a 4,45 m na výšku, otvory jsou odděleny pilíři šířky 3 m. Na povodní straně každého otvoru je osazen provozní uzávěr v podobě zdvižného segmentu. Segmenty jsou při stoupající hladině vody v nádrži postupně uzavírány, a tím je udržován neškodný odtok z nádrže po celou dobu trvání teoretické stoleté povodňové vlny. Na koruně sdruženého objektu je uvažován bezpečnostní přeliv o 4 polích a šířce každého pole 10,60 m, tedy stejně, jako je šířka otvorů ve spodní části. Kapacita přelivu je dostatečná pro převedení návrhového průtoku, ale pro převedení i kontrolního průtoku je v profilu hráze navržen ještě pomocný bezpečnostní přeliv. Ten je navřen jako průleh v koruně hráze o délce 95 m. Vzhledem k velmi rané fázi úvah o konstrukčním řešení sdruženého objektu a pomocného bezpečnostního přelivu je nutné dodat, že oba objekty pravděpodobně doznají v případných dalších stupních projekčních prací mnoha změn.

3.3 ZHODNOCENÍ VÝSTAVBY VODNÍHO DÍLA

Výstavba suché nádrže s sebou nese velké množství konfliktních problémů. Jedná se zejména o obyvatele a nemovitosti v oblasti plánované zátopy, kde je podle jednotlivých variant dotčeno 77 - 133 obyvatel a 985 stavebních objektů, obsahujících například 6 malých vodních elektráren, čistírnu odpadních vod, zemědělský podnik nebo objekty významné z historického pohledu. Dalším problémem, kterým je třeba se dále zabývat, je umístění stavby v CHKO Křivoklátsko. Z hlediska životního prostředí se určitě jedná o nezanedbatelný zásah. Výstavba samotné hráze má nicméně pouze lokální dopad a v případě vhodně zvolené varianty typu hráze se dá hovořit o přírodě blízkém řešení. Dopad na životní prostření v prostoru zátopy nelze na základě současně dostupných podkladů relevantně stanovit. Za tímto účelem by musely být provedeny doplňující podrobné průzkumy, a to zejména biologický (detailní zmapování výskytu rostlin a živočichů v průběhu celého roku) a inženýrsko-geologický, jejichž výsledky by byly porovnány s předpokládaným provozem nádrže.

I přes výše uvedené skutečnosti, které budou jistě předmětem dalších diskusí, se z vodohospodářského a ekonomického hlediska jeví výstavba vodního díla jako vysoce efektivní. Celkové stavební náklady vč. výkupu nemovitostí v zátopě byly v úrovni zpracované studie stanoveny na 4,5 - 5,0 mld. Kč. Efekt, který stavba přináší pro úsek toku od profilu hráze po soutok s Vltavou, byl vyčíslen podle pravidel dotačního programu Podpora prevence před povodněmi. Rozdíl kapitalizovaných rizik v tomto případě, kdy dochází k transformaci teoretické stoleté povodňové vlny na neškodný odtok o hodnotě Q_2 činí 29,4 mld. Kč a současně dochází k ochraně 3 326 obyvatel. Částka 29,4 mld. Kč je tedy zároveň limitním nákladem vodního díla a poměr ekonomické efektivnosti vychází 5,84, což při porovnání s většinou ostatních staveb zajišťujících protipovodňovou ochranu, je více než dobrý výsledek. Navíc v této částce není započítán vliv na průtoky ve Vltavě, kdy toto vodní dílo snižuje průtoky pod soutokem při stoleté povodni o cca 1 000 $m^3.s^{-1}$ a dochází tedy k dalšímu navýšení ekonomické efektivnosti, i když rozdíl kapitalizovaných rizik v úseku

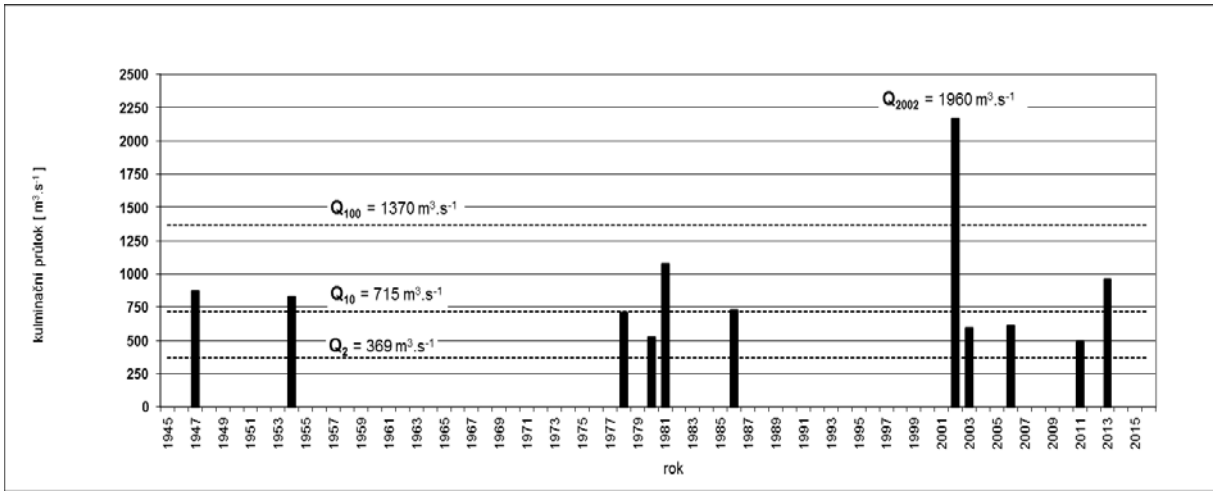
Vltavy od soutoku s Berounkou po soutok s Labem nebyl z důvodu velkého množství proměnných vyčíslen.

Za účelem prověření, zda nelze snížit rozsah území dotčených výstavbou vodního díla bylo provedeno i variantní řešení, při kterém by byla teoretická stoletá povodňová vlna transformována ne na Q_2, ale pouze na Q_5. Toto řešení zmenšuje velikost nádrže, snižuje výšku hráze, ale také snižuje protipovodňovou ochranu území pod hrází. Náklad stavby se v tomto případě téměř nemění, jelikož i přes snížení výšky hráze je nutné zvýšit objem betonových konstrukcí v souvislosti s výpustnými otvory, které musí být schopny převést průtok Q_5, a to včetně uzávěrů a dalších technologií. Efekt stavby se ale v tomto případě prudce snižuje. Rozdíl kapitalizovaných rizik se snižuje z 29,6 mld. Kč na 6,2 mld. Kč, ochráněno je „pouze“ 2 568 obyvatel, což je o 758 méně než v předchozím případě. Z uvedených důvodů bylo od této varianty upuštěno.

4. PROVOZ NÁDRŽE NA NAMĚŘENÝCH DATECH

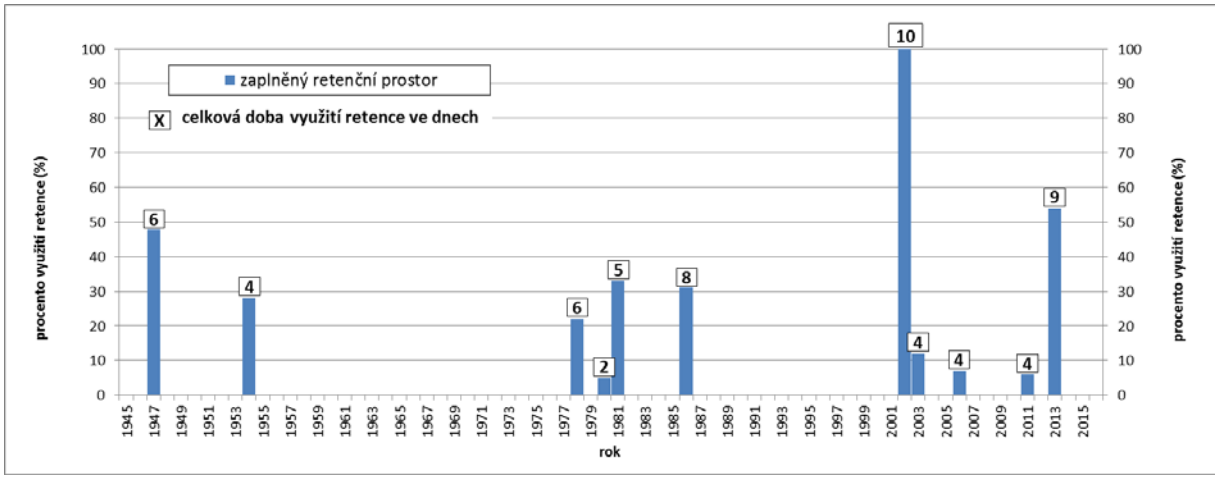
Vzhledem k charakteru nádrže, která je uvažována jako suchá se předpokládá, že běžné průtoky až do hodnoty Q_2 budou tělesem hráze procházet bez významnějšího vzdutí. To znamená, že až do hodnoty průtoku Q_2 bude na toku Berounky vše, jako tomu bylo dosud. Po překročení tohoto průtoku bude docházet ke vzdouvání vody v nádrži a se stoupající hladinou budou postupně uzavírány segmenty na výpustních otvorech a pod hráz bude vypouštěn stále pouze neškodný odtok o hodnotě Q_2. V případě, že objem povodňové vlny nepřesáhne objem 125,1 mil. m^3, bude celá povodňová vlna transformována v nádrži. Pokud dojde k překročení uvedeného objemu povodňové vlny, bude průtok převáděn i bezpečnostními přelivy a vodní dílo tak poslouží alespoň určitým zdržením či snížením kulminačního průtoku. Při transformaci teoretické stoleté povodňové vlny dochází k plnění nádrže po dobu 3 dnů a dalších 6 dní se nádrž prázdní.

Pomineme-li statistické údaje, ze kterých je možné jednoduše zjistit, jak často by nádrž přicházela do funkce, lze využití nádrže demonstrovat i na historicky naměřených datech. Na základě těchto dat je zřejmé, že za posledních 70 let (od r. 1945 do r. 2015), tedy za období, pro které máme dostupná dostatečně podrobná měření v blízkosti profilu hráze, by nádrž přišla do funkce celkem 11x. Tolikrát průtok přesáhl hodnotu Q_2, což je znázorněno v následujícím grafu.



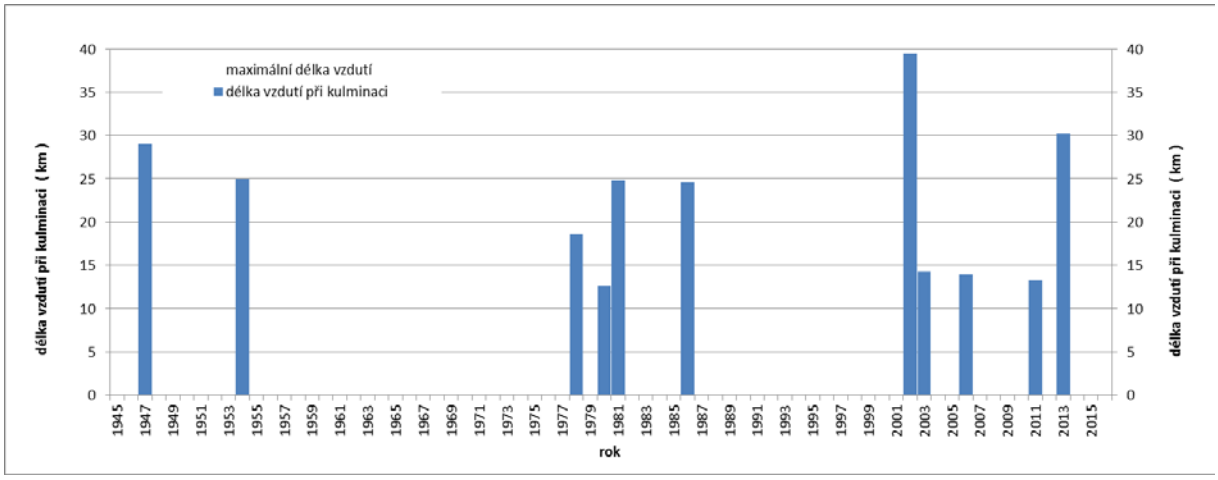
Graf 1: Přehled všech povodní na dolní Berounce za období 1945 - 2015 s kulminačním průtokem větším než Q_2.

Následující graf ukazuje, že za posledních 70 let by nádrž byla ve funkci v součtu pouhých 62 dní čistého času. Doba funkce nádrže při jednotlivých povodních se pohybuje od 2 do 10 dnů.



Graf 2: Rozsah a četnost využití retence nádrže v letech 1945 - 2015.

V dalším grafu jsou uvedeny maximální délky vzdutí při maximální hladině vody v nádrži. Je třeba si uvědomit, že uvedená délka vzdutí je pouze dočasnou záležitostí a většinu času zabírá stoupání hladiny při plnění nádrže resp. klesání hladiny při prázdnění nádrže.



Graf 3: Délka vzdutí při kulminaci povodně v letech 1945 - 2015.

Jak již bylo uvedeno výše, vliv vodního díla na Berounce má nezanedbatelný vliv také na Vltavu. Tento vliv nebyl z důvodu komplikovanosti řešení dosud konkrétně stanoven, nicméně obecně lze říci, že snížení povodňových průtoků Vltavy v Praze by dosáhlo cca 15 - 25 % oproti současnému stavu. V tabulce „Tabulka 3: Podíl Berounky na kulminaci Vltavy v Praze“ je uveden procentuální podíl Berounky na kulminačním průtoku v Praze.

Tabulka 3: Podíl Berounky na kulminaci Vltavy v Praze

Datum	Podíl na kulminaci Vltavy
4. 6. 2013	33 %
14. 8. 2002	43 %
21. 7. 1981	63 %
září 1890	39 %
26. 5. 1872	90 %

5. ZÁVĚR

V minulosti byly oblasti ležící na dolním toku Berounky často postihovány povodněmi, což vedlo k diskusím ohledně zvýšení protipovodňové ochrany tohoto území. Vzhledem k tomu, že nebyl k dispozici žádný relevantní materiál, který by sloužil jako podklad, nebylo ani možné dospět k relevantním závěrům. Povodí Vltavy, státní podnik se v rámci své činnosti začal tímto tématem v minulosti zabývat a od možností zachytit vodu na přítocích, které se ukázaly jako neefektivní, dospěl až k variantě výstavby retenční nádrže přímo na toku řeky Berounky. Zpracovaná studie na vodní dílo Křivoklát je prvním konkrétním podkladem pro zahájení celospolečenské diskuse. Dává k dispozici informace o základních parametrech vodního díla, které je z možností poskytujících takovou úroveň protipovodňové ochrany jedno z nejcitlivějších k životnímu prostředí.

Z ukázky provozu nádrže na reálných naměřených datech vyplývá, že ačkoli bude údolí Berounky v lokální míře pozměněno výstavbou hráze, v prostoru zátopy by nemuselo dojít z pohledu životního prostředí k výraznějším změnám.

Závěry studie bude nutné důkladně prodiskutovat, zejména ze strany starostů s občany a s politickou reprezentací. Na jedné straně leží zachování současného stavu údolí Berounky, na straně druhé protipovodňová ochrana území podél Berounky od hráze až po ústí do Vltavy včetně snížení povodňových rizik na Vltavě. Podoba území nad hrází se v tomto případě nemusí od současného stavu výrazně lišit.

Autor1: Ing. Jiří Štětka
Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5
Kontakt: jiri.stetka@pvl.cz

Autor2: Ing. Jiří Stratílek
Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, Holečkova 8, 150 24 Praha 5
Kontakt: jiri.stratilek@pvl.cz

Autor3: Ing. Petr Vicenda
Pracoviště: Povodí Vltavy, státní podnik, závod Berounka, Denisovo nábřeží 14, 301 00 Plzeň
Kontakt: petr.vicenda@pvl.cz

Autor4: Ing. Filip Kysnar, Ph.D.
Pracoviště: Sweco Hydroprojekt a.s., ústředí Praha, Táborská 31, 140 16 Praha 4
Kontakt: filip.kysnar@sweco.cz

Poznámky: