

VD HNĚVKOVICE ZABEZPEČENÍ VD PŘED ÚČINKY VELKÝCH VOD

STUPEŇ PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE:

Studie proveditelnosti

DATUM:

09/2015



POVODÍ VLTAVY, STÁTNÍ PODNIK



SWECO 

Sweco Hydroprojekt a.s.

Ústředí Praha
Táborská 31, Praha 4
www.sweco.cz

ČÍSLO ZAKÁZKY: 11 4289 01 01 00
ARCHIVNÍ ČÍSLO: 005520/15/1

VD Hněvkovice zabezpečení VD před účinky velkých vod	A Technická zpráva
	FS

A TECHNICKÁ ZPRÁVA

ÚPLNÝ NÁZEV AKCE (PROJEKTU): VD Hněvkovice zabezpečení VD před účinky velkých vod		DATUM: 09/2015
PODNÁZEV:		STUPEŇ PROJEKTOVÉ DOKUMENTACE: Studie proveditelnosti
OBJEDNATEL: Povodí Vltavy, státní podnik		ADRESA: Holečkova 8/106, 150 24 Praha 5
ZHOTOVITEL: Sweco Hydroprojekt a.s.	ADRESA: Táborská 31, 140 16 Praha 4	GENERÁLNÍ ŘEDITEL: Ing. Miroslav Kos, CSc., MBA
HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU: Ing. Filip Kysnar, Ph.D.	ŘEDITEL DIVIZE: Ing. Milan Moravec, Ph.D.	TECHNICKÁ KONTROLA: Ing. Petr Kaňkovský

Společnost **Sweco Hydroprojekt a.s.** je certifikovaná dle norem **ČSN EN ISO 9001:2009**, **ČSN EN ISO 14001:2005** a **ČSN OHSAS 18001:2008**.

© Sweco Hydroprojekt a.s.

Tato dokumentace včetně všech příloh (s výjimkou dat poskytnutých objednatelem) je duševním vlastnictvím akciové společnosti Sweco Hydroprojekt a.s. Objednatel této dokumentace je oprávněn ji využít k účelům vyplývajícím z uzavřené smlouvy bez jakéhokoliv omezení. Jiné osoby (jak fyzické, tak právnické) nejsou bez předchozího výslovného souhlasu objednatele oprávněny tuto dokumentaci ani její části jakkoli využívat, kopírovat (ani jiným způsobem rozmnožovat) nebo zpřístupnit dalším osobám.

Poznámka: Podpisy zpracovatelů jsou připojeny pouze k výtisku číslo 01 nebo originálu přílohy (matrici).

OBSAH / SEZNAM PŘÍLOH

	strana
1 Úvod	6
1.1 Preambule	6
1.2 Identifikační údaje akce, investora a zhotovitele	6
2 Seznam zkratek.....	8
3 Použité podklady	9
3.1 Zhodnocení vybraných vstupních podkladů.....	9
4 Historie vodního díla.....	13
4.1 Historie realizace vodního díla	13
4.2 Historie zaznamenaných povodní na vodním díle.....	13
4.3 Historie havárií a oprav vodního díla	14
5 Popis stávajícího stavu	15
5.1 Základní charakteristika díla.....	15
5.1.1 Účel vodního díla	15
5.1.2 Klasifikace vodního díla	15
5.1.3 Hlavní technické parametry vodního díla	15
5.1.3.1 Hráz vodního díla.....	16
5.1.3.2 Bezpečnostní přeliv.....	16
5.1.3.3 Spodní výpust.....	17
5.1.3.4 Plavební komora.....	17
5.1.3.5 Vodní elektrárna	17
5.1.3.6 Aerační výpusti	17
5.1.3.7 Čerpací stanice Hněvkovice.....	17
5.1.4 Rozdělení prostorů nádrže	18
5.1.5 Hydrologické poměry	18
5.2 Stavební úpravy vodního díla	19
5.3 Vliv rozvoje plavby na návrh technických opatření zabezpečení VD Hněvkovice	19
5.4 Manipulace s vodou za povodní	20
6 Předpokládané investice v dané lokalitě	21
7 Technický popis navrhovaných variant.....	22
7.1 Návrh variant řešení ve formě snížení úrovně KMH pod současnou MBH.....	25
7.1.1 Varianta 1 – Zkapacitnění současných přelivů.....	25
7.1.1.1 Návrh technického řešení.....	25
7.1.1.2 Hydraulicko – technické posouzení	26
7.1.1.3 Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	29
7.1.1.4 Provádění stavby	29
7.1.1.5 Zhodnocení navrhované varianty	29
7.1.2 Varianta 2 – Dodatečná výstavba šachtového přelivu.....	30
7.1.2.1 Návrh technického řešení.....	30
7.1.2.2 Hydraulicko – technické posouzení	30
7.1.2.3 Zhodnocení navrhované varianty	31
7.1.3 Varianta 3 – Nový hrazený bezpečnostní přeliv na levém břehu	31
7.1.3.1 Návrh technického řešení.....	31

7.1.3.2	Hydraulicko – technické posouzení	31
7.1.3.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	33
7.1.3.4	Provádění stavby	33
7.1.3.5	Zhodnocení navrhované varianty	34
7.1.4	Varianta 4 – Nový nehrazený bezpečnostní přeliv na pravém břehu	34
7.1.4.1	Návrh technického řešení.....	34
7.1.4.2	Hydraulicko – technické posouzení	35
7.1.4.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	38
7.1.4.4	Provádění stavby	39
7.1.4.5	Zhodnocení navrhované varianty	39
7.1.5	Varianta 5 – Nový hrazený bezpečnostní přeliv na pravém břehu	40
7.1.5.1	Návrh technického řešení.....	40
7.1.5.2	Hydraulicko – technické posouzení	40
7.1.5.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	42
7.1.5.4	Provádění stavby	43
7.1.5.5	Zhodnocení navrhované varianty	43
7.1.6	Varianta 6 – Úprava konstrukce plavební komory formou předsazeného uzávěru.....	44
7.1.6.1	Návrh technického řešení.....	44
7.1.6.2	Hydraulicko – technické posouzení	44
7.1.6.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	46
7.1.6.4	Provádění stavby	46
7.1.6.5	Zhodnocení navrhované varianty	47
7.1.7	Varianta 7 – Úprava konstrukce plavební komory a výměna dolních vrat	47
7.1.7.1	Návrh technického řešení.....	47
7.1.7.2	Hydraulicko – technické posouzení	48
7.1.7.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	49
7.1.7.4	Provádění stavby	50
7.1.7.5	Zhodnocení navrhované varianty	50
7.1.8	Varianta 8 – Zvýšení kapacity objektu plavební komory.....	51
7.1.8.1	Návrh technického řešení.....	51
7.1.8.2	Hydraulicko – technické posouzení	51
7.1.8.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	52
7.1.8.4	Provádění stavby	52
7.1.8.5	Zhodnocení navrhované varianty	52
7.2	Návrh variant řešení pomocí zvýšení úrovně MBH nad současnou KMH	53
7.2.1	Varianta A – Kotvení hrázových bloků do podloží	56
7.2.1.1	Návrh technického řešení.....	56
7.2.1.2	Posouzení stability dilatačních bloků VD Hněvkovice	56
7.2.1.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	59
7.2.1.4	Provádění stavby	59
7.2.1.5	Zhodnocení navrhované varianty	60
7.2.2	Varianta B – Přetížení tělesa hráze	60
7.2.2.1	Návrh technického řešení.....	61
7.2.2.2	Posouzení stability hrázových bloků.....	61
7.2.2.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	62
7.2.2.4	Provádění stavby	62
7.2.2.5	Zhodnocení navrhované varianty	63
7.2.3	Varianta C – Zamezení vztlaků na základovou spáru tělesa hráze.....	63
7.2.3.1	Návrh technického řešení.....	63
7.2.3.2	Posouzení stability hrázových bloků.....	65
7.2.3.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	66
7.2.3.4	Provádění stavby	67
7.2.3.5	Zhodnocení navrhované varianty	67

7.3	Návrh variant kombinovaného řešení ve formě snížení úrovně KMH a současně zvýšení MBH.....	67
7.3.1	Varianta I – Převádění povodňových průtoků přes plavební komoru s doprovodným kotvením	68
7.3.1.1	Návrh technického řešení.....	68
7.3.1.2	Hydraulicko – technické posouzení	69
7.3.1.3	Posouzení stability hrázových bloků.....	69
7.3.1.4	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	70
7.3.1.5	Provádění stavby	70
7.3.1.6	Zhodnocení navrhované varianty	71
7.3.2	Varianta II – Převádění povodňových průtoků přes plavební komoru a zvýšení kapacity bezpečnostního přelivu.....	71
7.3.2.1	Návrh technického řešení.....	71
7.3.2.2	Hydraulicko – technické posouzení	72
7.3.2.3	Doprovodné investice návrhovou úpravou.....	72
7.3.2.4	Provádění stavby	73
7.3.2.5	Zhodnocení navrhované varianty	74
8	Výpočet transformace kontrolní povodňové vlny	75
9	Ekonomické zhodnocení navrhovaných variant	77
10	Návrh návazných fází přípravy projektu	78
11	Závěr.....	79

1 ÚVOD

1.1 PREAMBULE

Tato dokumentace byla zpracována na základě smlouvy o dílo č. objednatele 14/2015 resp. č. zhotovitele 11-4289-0100 z dne 23. 1. 2015, resp. dodatku č. 1 ze dne 22. 7. 2015 uzavřené mezi Povodím Vltavy, státní podnik (dále PVL) a společností Sweco Hydroprojekt a. s (dále SHDP).

Cílem předkládané studie je navrhnout taková technická opatření, kterými bude zabezpečeno bezpečné převedení kontrolní povodně přes VD Hněvkovice. Vlastní návrh jednotlivých opatření je pak nutno posoudit pro dva zatěžovací stavy a to:

1. Zajistit převedení $Q_{10,000}$ při splnění podmínky, že úroveň mezní bezpečné hladiny je vyšší než úroveň kontrolní maximální hladiny
2. Zároveň je nutno navrhovaná technická opatření posoudit při průchodu $Q_{1,000}$ a to při nepřekročení hladiny odpovídající dolnímu okraji zdvižených segmentů, tj. nepřekročení hladiny 371,60 m n.m.

Navrhovaná opatření lze docílit dvojím způsobem a to:

- a) Snížením úrovně kontrolní maximální hladiny (dále KMH) pod současnou mezní bezpečnou hladinu (dále MBH), tj. zkapacitněním zařízení pro převádění povodňových průtoků nebo
- b) Zvýšením úrovně MBH nad současnou KMH, tj. zajištěním stability tělesa hráze.

V rámci navrhovaných opatření jsou současně řešeny takové úpravy stávající konstrukce, které zamezí vnikání vody do tělesa hráze a VE při jejím levém boku a do průjezdu hrází na pravém břehu.

Všechny výše uvedené varianty technických opatření vedoucí k zabezpečení VD Hněvkovice jsou následně indikativně ekonomicky ohodnoceny.

Předpokládá se, že na základě kritického zhodnocení jednotlivých variant řešení budou doporučena technicko-ekonomicky optimální varianta, případně soubor několika variant, který bude dále rozpracován do větší podrobnosti ať už v detailnější studii, či dalších navazujících stupňů projektové dokumentace.

1.2 IDENTIFIKAČNÍ ÚDAJE AKCE, INVESTORA A ZHOTOVITELE

Název akce:	VD Hněvkovice – zabezpečení VD před účinky velkých vod: Studie proveditelnosti
Místo:	VD Hněvkovice – ř. km 210,390
Kraj	Jihočeský
Stupeň dokumentace:	Studie proveditelnosti
Objednatel:	Povodí Vltavy, státní podnik Holečkova 8 150 24 Praha 5 Ing. Ondřej Hrazdira – oprávněn technicky jednat

Zpracovatel dokumentace: Sweco Hydroprojekt a.s.,
Táborská 940/31, 140 16 Praha 4
IČ:26475081
Ing. Milan Moravec, Ph.D. – ředitel divize hydrotechniky,
ekologie a odpadového hospodářství
Ing. Filip Kysnar, Ph.D. – (HIP) oprávněn technicky jednat

Na projektu dále spolupracovali: Jan Metelka, DiS.
Ing. Jiří Tremčinský
Ing. Lucie Klocová
Bc. Pavel Janouš
Doc. Ing. Vladimír Havlík, CSc.
Ing. Petr Kaňkovský – technická kontrola

Externí kooperace Ing. Ota Dubský
Ing. Pavel Hačecký
Ing. Jan Kareis, Ph.D.

Termín zpracování dokumentace: 09/2015

2 SEZNAM ZKRATEK

Pro lepší orientaci v předkládaném textu je níže uveden seznam použitých zkratk:

BP	Bezpečnostní přeliv
CHMU	Český hydrometeorologický ústav
ČS	čerpací stanice (Jaderné elektrárny Temelín)
DOP	Dolní okrajová podmínka matematického modelu
DV	Dolní voda
HDP	Sweco Hydroprojekt a.s. (dříve Hydroprojekt CZ a.s.)
HOP	Horní okrajová podmínka matematického modelu
HV	Horní voda
IC	Injekční clona
IG	Inženýrsko geologický
JE (JETE)	Jaderná elektrárna (Jaderná elektrárna Temelín)
KMH	Kontrolní maximální hladina
LB	Levý břeh
MBH	Mezní bezpečná hladina
MŘ	Manipulační řád vodního díla
PB	Pravý břeh
PK	Plavební komora (y)
PPO	Protipovodňová ochrana
PŘ	Provozní řád vodního díla
PVL	Povodí Vltavy, státní podnik
ŘVC	ŘVC ČR (Ředitelství vodních cest České republiky)
SHDP	Sweco Hydroprojekt a.s. (dříve Hydroprojekt CZ a.s.)
SoD	Smlouva o dílo
SPS	Státní plavební správa
SŘTP	Systém řízení technologie provozu
SUS	Správa a údržba silnic Jihočeského kraje
TBD	Vodní díla-TBD a.s.
VD	Vodní dílo
VE	Vodní elektrárna
VRV	Vodohospodářský rozvoj a výstavba, a.s.
VUV	Výzkumný ústav vodohospodářský T.G. Masaryka veřejná výzkumná instituce
VTZ	Vodní tlaková zkouška

3 POUŽITÉ PODKLADY

V rámci zpracování předkládané studie proveditelnosti byly použity níže uvedené vstupní podklady:

- [1] Šourek, M. a kol.: Vodní dílo Hněvkovice – Kořensko, Prováděcí projekt, Hydroprojekt, Praha, 08/1986
- [2] Jirout, J. a kol.: Vodní dílo Hněvkovice-Kořensko, Ministerstvo lesního a vodního hospodářství a dřevozpracujícího průmyslu ČSR, Praha, 1988
- [3] Dolejší, Z.; Endlicher, J.: Manipulační řád pro vodní díla Hněvkovice (ř.km 210,390) Kořensko (ř.km 200,405) na Vltavě, VD TBD a.s. & Povodí Vltavy, s.p., České Budějovice, 03/2014
- [4] Kocourková, H.; Polcar, P.: Hydrologická studie pro vodní dílo Hněvkovice – Průběhy teoretických povodňových vln s kulminačním průtokem s pravděpodobností překročení $p_Q=0,0001$ a s podmíněnými pravděpodobnostmi překročení objemu, ČHMÚ, České Budějovice, 10/2010
- [5] Boháč, M.; Kulasová, B.: Hydrologická studie – Odvození průběhu teoretických povodňových vln s pravděpodobností kulminačního průtoku $p_Q=0.001$ VD Hněvkovice-Vltava, ČHMÚ, Praha-Komořany, 03/2015
- [6] Motl, O.; Šepelák, J.: VD Hněvkovice – Ověření konzumních křivek na fyzikálním modelu, VÚV TGM v.v.i., Praha, 10/2013
- [7] Chroumal, J.: VD Hněvkovice – Posudek stability hráze, Vodní díla-TBD a.s., Praha, 03/2012
- [8] Chroumal, J.: VD Hněvkovice – Posudek bezpečnosti vodního díla při povodních – aktualizace 2014, Vodní díla-TBD a.s., Praha, 05/2014
- [9] Wittke, W.; Schröder, D.: Upgrading the stability of the Eder Masonry Dam with prestressed vertical anchors, Aachen/ Hannover, Německo
- [10] Dietz, K. a kol.: Eder Dam, stabilisation by permanent rock anchors- Monitoring and long term performance, 69. ICOLD, Drážďany, Německo, 09/2001
- [11] Broža, V. a kol.: Přehrady Čech, Moravy a Slezska, Knihy 555, Liberec, 2009
- [12] Prohlídka lokality ze dne 29. 5. 2015
- [13] Fotodokumentace lokality pořízená během inspekční cesty na lokalitu, 29. 5. 2015
- [14] Digitální model reliéfu České republiky 5. generace (DMR 5G), ČÚZK

Ostatní zdroje:

- Informace získané korespondencí a osobním setkáním s hrázným VD Hněvkovice (pan Radek Zídek)
- Informace získané z dispečinku PVL (Ing. Karel Březina)
- Informace získané z ŘVC (Ing. Jan Bukovský, Ph.D.)
- Informace získané korespondencí se zástupcem provozovatele VE Hněvkovice-Kořensko (pan Martin Dolanský)
- www.cuzk.cz
- www.pvl.cz

3.1 ZHODNOCENÍ VYBRANÝCH VSTUPNÍCH PODKLADŮ

Archivní podklady zhotovitele, případně poskytnuté objednatelem

Prvotním podkladem, se kterým se řešitelský tým předkládané studie opětovně seznámil, je archivní dokumentace vodního díla, která byla zpracována naší společností ještě za původního jména společnosti Hydroprojekt, státní podnik. Z archivních podkladů původní projektové dokumentace byly jednak využity výkresové přílohy a to jak v místě vlastního hrázového profilu, tak u konstrukcí plavební komory, návrh jímkování a navrhovaná injekční clona na obou stranách zavázání hráze. V neposlední řadě byly využity informace o geologických podmínkách v dané lokalitě uvedené v projektech a to zejména z důvodu návrhů variant dodatečně zvyšující MBH. Nedocentitelným pozitivem byla možnost konzultace s naším

bývalým kolegou a současně hlavním projektantem VD Hněvkovice z 80-tých let minulého století.

Manipulační řád vodní díla Hněvkovice

Ve vztahu k podkladům poskytnutým ze strany objednatele se jedná o klíčový dokument. Jedná se o hlavní stěžejní dokument pro pochopení koncepce a funkce VD Hněvkovice. Současně byla nezastupitelným vstupním podkladem možnost opakované konzultace s jednotlivými pracovníky PVL, zejména však s hrázným p. Radkem Zídkem, za což mu patří obrovský dík.

Přesto ve vazbě na informace získané po seznámení s textovou a přílohovou částí MŘ jsou místy matoucí údaje. Jedná se zejména o rozdílné údaje maximální kapacity bezpečnostního přelivu při maximální provozní hladině. V rámci dostupných podkladů se vyskytují celkem rozdílné hodnoty (uvedené hodnoty oscilují od 960 – konzumní křivky bezpečnostního přelivu, 1010 – kap. A.6.2 až po 1060 m³/s-kap. C.2.3.3). Vzhledem k důležitosti této informace při posuzování „průtočnosti“ VD při převádění povodňových průtoků by bylo vhodné tyto informace sjednotit.

Ve snaze sjednotit uvedené hodnoty byla provedena vzájemná analýza výstupů používaných při manipulaci na VD (výpočetní postupy a z nich odvozené konzumní křivky) a výstupů fyzikálního modelu. Ze strany objednatele byl předán tabelární zápis výpočetního postupu stanovení kapacity BP. Tento tabelární zápis je zpracován precizně. Matematicky odvozené výstupy hydrauliky přepadu vykazují na základě dlouholeté praxe dle sdělení obsluhy VD velmi dobrou shodu s realitou na VD při povodňových situacích. Nicméně je nutno konstatovat, že i přes poskytnutí postupu výpočtu se nepodařilo nalézt přesnou analogii výpočetního postupu v klasických odborných zdrojích (odborné knihy tuzemské, i zahraniční). V rámci předpokládaných navazujících prací na fyzikálním modelu je doporučitelné zvážit použití údajů obsluhy jako referenčního zdroje informací.

Ve vztahu k potenciální úpravě znění MŘ z důvodu doprovodných opatření pro zvýšení bezpečnosti vodního díla při převádění povodňových průtoků se současně jeví doporučitelné využít možnosti měření na fyzikálním modelu a prodloužit konzumní křivky jednotlivých zařízení až do úrovně koruny hráze, tedy na úroveň 372,60 m n.m.

Nad rámec informací uvedených v MŘ bylo v průběhu zpracování předkládané studie získáno mnoho dalších užitečných informací. Jedním z mnoha příkladů může být informace o technickém stavu stávající injekční clony a dobré vazby tlakových poměrů před a za injekční clonou ve vztahu k hladinovým poměrům před a za vodním dílem

Podklady pro studii zpracované a.s. Vodní díla – TBD

I v případě aktualizovaného posudku bezpečnosti vodního díla při povodních zpracovaným pracovníky akciové společnosti Vodní díla – TBD se jedná o jeden z hlavních podkladů, který byl využit při zpracování předkládané studie proveditelnosti.

Jedním z hlavních výstupů uvedeného podkladu bylo stanovení MBH. Tato hodnota, resp. akceptace hodnoty 372,60 se však ve vlastním dokumentu jeví v rozporu, resp. uvedené zdůvodnění v textové části je v rozporu s výstupy uvedenými v příloze dokumentu. Z hlediska vstupních parametrů je nutno uvést nedefinovatelnost odvození dolní hladiny pro následné stabilitní posouzení vybraných dilatačních bloků bezpečnostního přelivu. Pro účely stanovení dolní hladiny byly použity údaje dolní hladiny převzaté z fyzikálního modelu, resp. z konzumní křivky dolní vody VD Hněvkovice. S ohledem na předpokládané provzdušnění vodního proudu, které bylo stanoveno hodnotou 10 %, byla následně redukována původní úroveň dolní vody (364,08) na výslednou hodnotu 362,58 m n.m. I přes různé hodnoty úrovně dna koryta v dolní vodě získané z různých zdrojů však nelze ověřit takto odvozenou hladinu a proto pro vlastní stabilitní posouzení v rámci předkládané studie byla tato hodnota převzata.

Do stabilitního posouzení vybraných dilatačních bloků nebyly zahrnuty parametry vystihující kontakt betonové konstrukce a skalního podloží, do kterého byly bez jakékoliv mezilehlé vrstvy betonu přímo prováděny. Lze se tedy domnívat, že případným dodatečným IG průzkumem by bylo možno doplnit důležité informace o fyzikálně-chemických parametrech styku beton-skála. Lze se oprávněně domnívat, že po jejich zapracování do stabilitního

posouzení bude možno upravit případné závěry z hlediska stanovení MBH, resp. stability posuzovaných dilatačních bloků. Ve vztahu k doplňkovému IG průzkumu je nutno uvést i případný požadavek na provedení čerpací zkoušky a stanovení koef. hydraulické vodivosti případně filtrační koeficient skalního prostředí.

Ve vazbě na provedení výpočet stabilitního posouzení je dále nutno upozornit, že ve výpočtech byla betonová ostruha na návodní straně interpretována jako zpětný hutněný zásyp a zanedbána skutečnost, že konstrukce této části hráze byla betonována do skalního výlomu bez jakéhokoliv zásypu. Přestože význam této záměny není pro stabilitní výpočet zásadní, je vhodné v navazujících stabilitních posouzeních uvedené podmínky zahrnout korektně. Lze totiž předpokládat, že odpovídající snížení aktivního tlaku z návodní strany a zvýšení pasivního tlaku ze vzdálené strany může příznivě ovlivnit stupeň bezpečnosti proti posunutí a tedy případně redukovat investice spojené se zabezpečením vodního díla před účinky velkých vod.

Přestože čerpací stanice JETE není přímou součástí VD Hněvkovice, nelze opomenout primární účel vodního díla, který je v přímé vazbě s ČS JETE. Konstatování, že odběr vody pro JETE v čerpací stanici nebude při uvažování MBH vyšší než hladina na kótě 372,60 m n. m. ohrožen, neodpovídá skutečnosti. Výšková dispozice čerpací stanice rozhodně s takovou úrovní vody nepočítala. Z bočních ochozů, které jsou na kótě 372,60 m n. m., tj. jako plošina na vtokách do VE, jsou vstupy do haly stanice a navazující zdi haly nad úrovní ochozů též nebyly navrženy na zatížení sloupcem vody výšky cca 2,2 m. V ochozech jsou umístěny vtoky k jednotlivým čerpadlům a v čelech jsou hrazeny hradíci tabulemi s návrhovým zatížením a vybavením rovněž neodpovídajícímu vyšší MBH. Pokud nebudou realizovány odpovídající opatření, dojde k zatopení strojovny čerpací stanice a k jejímu vyřazení z provozu s katastrofálními dopady na jadernou bezpečnost JETE. I přes nezpochybnitelné rozdílné majetkoprávní vztahy na objektu VD, resp. ČS JETE se lze tedy domnívat, že v případě návrhu opatření zvyšující MBH pro vodní dílo Hněvkovice nebudou vytvořeny podmínky bezpečného plnění funkce vodního díla.

Podklady pro studii zpracované ČHMÚ

Hlavním podkladem zpracovaným ČHMÚ použitým v rámci zpracování předkládané studie je hydrologická studie pro VD Hněvkovice v rámci níž byl odvozen průběh teoretické povodňové vlny s pravděpodobností kulminačního průtoku $p_Q=0,0001$. Jedná se tedy o kontrolní povodňovou vlnu $Q_{10.000}$ s kulminací ve výši 2 600 m³/s. V úvodu projektu byla se zástupci objednatelů diskutována hodnota kulminačního průtoku ve vztahu k charakteru N-letých povodní s vyšší četností výskytu se závěrem objednatelů neprovádět žádné úpravy vstupních hydrologických podkladů.

Podklady pro studii zpracované v.v.i., VUV TGM

V roce 2013 byla provedena výstavba fyzikálního modelu ve VUV TGM s cílem ověřit konzumní křivky bezpečnostního přelivu a konzumní křivku přelévání konstrukcí plavební komory až do úrovně mostovky vodního díla. Dále byly zjištěny hodnoty tlaku přetížení přelivných bloků od přepadající vody, typu vodního skoku a vlivu dolní vody na zatížení vodního díla. V závěrech zprávy modelování na fyzikálním modelu byla následně uvedena souhrnná konzumní křivka celého vodního díla, tj. se zahrnutím převádění vody přes bezpečnostní přelivy a od hladiny 371,90 i přes stávající konstrukci plavební komory. Poměrně významný údaj je uveden na úplném konci zprávy, kde je situační zákres s polohou hladiny při průchodu kontrolní povodně a se zákresem skutečných hladin měřených na různých místech prostoru nádrže v blízkosti vlastního VD. Z tohoto závěru je zřejmý významný vliv depresní křivky přepadového paprsku propagující se do prostoru nádrže. Ve svém důsledku tak dochází v blízkosti jednotlivých objektů k nižší hladině při průchodu kontrolní povodně, než jaká je uvedena bez ovlivnění přepadajícím paprskem. Toto zjištění může mít následně vliv na výpočetně stanovenou kapacitu jednotlivých technických návrhů zvyšujících průtočnou kapacitu celého profilu VD Hněvkovice. Proto bude nezbytné v navazujících stupních projektové přípravy provést ověření vybraných technických variant a posoudit skutečnou průtočnou kapacitu. Současně by bylo vhodné v rámci navazujících měření na fyzikálním modelu oddělit jednotlivé konzumní křivky pro samostatné objekty (například stanovit konzumní křivku pro

bezpečnostní přeliv a pro plavební komoru zvlášť) a dále posoudit stávající konzumční křivky používané v rámci obsluhy vodního díla. Jak již bylo uvedeno výše, v rámci dokumentu MŘ lze nalézt různé údaje maximální kapacity konzumční křivky, ale to samé platí i v případě porovnání výstupů fyzikálního modelu a údajů v MŘ. Zatímco maximální kapacita se dle MŘ pohybuje v rozmezí 960-1060 m³/s, je pro shodnou hladinu na 370,10 m n.m. maximální průtok přes objekt bezpečnostního přelivu modelově stanovena na 952 m³/s.

4 HISTORIE VODNÍHO DÍLA

4.1 HISTORIE REALIZACE VODNÍHO DÍLA

O výstavbě stupně Hněvkovice na Vltavské kaskádě, se uvažovalo už v období po první světové válce. Vodní dílo mělo být tehdy zřízeno hlavně pro potřeby plavby. Hladina v nádrži byla uvažována na kótě 372,00 m n.m.

V druhé polovině 20 století, se vzhledem k uvažovanému výhledovému snižování zásob fosilních paliv, začal zpracovávat záměr výstavby jaderné elektrárny jižní Čechy. Dodávka technologické vody pro tuto jadernou elektrárnu měla být zabezpečena z nově vybudované vodní nádrže na Vltavě. Původně uvažované umístění JE nedaleko obce Malovice bylo pro nevyhovující geologické poměry nahrazeno volbou náhradní lokality poblíž obce Temelín. Zabezpečení odběru technologické vody pro JE bylo v první fázi uvažováno v několika možných variantách. Z těch byla nakonec vybrána varianta odběru z nádrže Hněvkovice. Koncepce uvažovala s výstavbou dvou nových nádrží VD Hněvkovice a VD Kořensko, které měly ve spolupráci s VD Lipno spolehlivě zabezpečit požadované odběry i v případě suchých období. Obě nově vzniklá VD měla dále umožnit využití hydroenergetického potenciálu řeky.

Příprava výstavby VD Hněvkovice – Kořensko byla zahájena na pokyn Ministerstva lesního a vodního hospodářství ČSR v roce 1978. V roce 1979 byl schválen investiční záměr. Generálním projektantem vodního díla se stal státní podnik Hydroprojekt, Praha, který v roce 1984 vypracoval úvodní projektovou dokumentaci. V první polovině roku 1986 bylo vydáno stavební povolení. Ústředním investorem stavby bylo ministerstvo lesního a vodního hospodářství ČSR, přímým investorem Vodohospodářský rozvoj a výstavba, Praha. Hlavním dodavatelem stavebních prací byl národní podnik Výstavba Jaderné elektrárny Temelín a dodavatelem technologie ČKD Blansko. V předstihu před rozvinutím vlastních stavebních prací byly v letech 1985-86 provedené přípravné práce související zejména s přípravou hlavních stavenišť. Oficiální zahájení stavby se datuje k 15. srpnu 1986. Betonáže v rámci I. etapy stavby VD Hněvkovice probíhaly od února 1987. V lednu 1988 byla zahájena výstavba VE Hněvkovice. V říjnu 1988 se uskutečnilo první převedení vody přes dokončenou spodní stavbu I. etapy stavby a současně s tím byly zahájeny práce v jímce II. etapy stavby. Stavba byla dokončena 31. července 1991. Kolaudace stavebních objektů a provozních souborů probíhala v letech 1991-92.

Současně s výstavbou VD probíhala výstavba čerpací stanice a přívodních výtlačných řadů pro odběr vody pro JE Temelín. Čerpací stanice se nachází na levém břehu v blízkosti hráze VD Hněvkovice.

4.2 HISTORIE ZAZNAMENANÝCH POVODNÍ NA VODNÍM DÍLE

Nejvýznamnější povodeň, která zasáhla VD Hněvkovice, byla povodeň v srpnu 2002. Dvě mimořádně vydatné vlny srážek ve dnech 6. 8. - 7. 8. 2002 a 11. 8. - 13. 8. 2002 zasáhly postupně téměř celé území povodí Vltavy a způsobily extrémní průtoky na většině toků ve správě Povodí Vltavy, státní podnik. Vzniklá povodeň překročila objemově i velikostí průtoků na mnoha profilech všechny doposud známé povodňové průtoky. Na VD Hněvkovice byl v průběhu první povodňové vlny postupně manipulací vyrovnán odtok s přítokem tak, aby nedošlo k překročení maximální hladiny zásobního prostoru. Kulminační průtok při první vlně činil v profilu hráze přes $730 \text{ m}^3/\text{s}$ (zhruba Q_{100}). Obdobná manipulace byla prováděna i v průběhu druhé povodňové vlny. Po úplném otevření hradicích uzávěrů bezpečnostních přelivů nastal v nádrži neovládatelný stav a došlo k navýšení hladiny v nádrži až na kótu 371,56 m n.m., tedy pouze 4 cm pod maximální uvažovanou hladinu. Kulminační průtok při druhé vlně činil v profilu hráze $1180 \text{ m}^3/\text{s}$ (zhruba Q_{500}). Průchod povodně nezpůsobil na vodním díle žádná významná poškození, došlo pouze k částečnému poškození obou břehů pod vodním dílem. Pouze na objektu VE byla po průchodu povodně provedena instalace protipovodňových dveří výměnou za původní.

4.3 HISTORIE HAVÁRIÍ A OPRAV VODNÍHO DÍLA

Za dobu existence vodního díla nebyly na vodním díle zaznamenány žádné významné havárie. Ani během extrémních povodní v srpnu 2002 nedošlo v porovnání s ostatními vodními díly k poškozením, která by ohrozila, nebo významně omezila plnění účelu vodního díla. Na vodním díle probíhala pouze běžná údržba.

V rámci údržby proběhla například výměna čistícího stroje na nátoku VE a dále byly provedeny stavební úpravy nátokových pilířů vodní elektrárny. V posledních letech v rámci rozvoje plavby bylo přistoupeno k dovybavení plavební komory o technologickou část s cílem splavnění plavidel I. třídy. Více o rozvoji plavby a dopadu na návrh technických opatření viz kapitola 5.3.

5 POPIS STÁVAJÍCÍHO STAVU

5.1 ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKA DÍLA

Vodní dílo Hněvkovice se nachází zhruba 5 km jižně od Týna nad Vltavou a je jedním z nejpozději vybudovaných stupňů Vltavské kaskády. Vodní dílo bylo vybudováno v souvislosti s výstavbou jaderné elektrárny Temelín, pro kterou bylo nutné zabezpečit spolehlivý odběr technologické vody.

Vodní dílo tvoří přímá betonová tížná hráz se třemi korunovými bezpečnostními přelivy hrazenými segmenty. Celková délka koruny hráze je 191 m, výška koruny hráze nade dnem 23,5 m. Přes korunu hráze vede veřejná komunikace. U pravého břehu je umístěna plavební komora pro lodě do nosnosti 300 tun. U levého břehu je vodní elektrárna se dvěma Kaplanovými turbínami. Na levém břehu v blízkosti hráze je umístěna čerpací stanice, včetně přívodního potrubí technologické vody do areálu jaderné elektrárny Temelín. Nádrž délky 18,65 kilometru sahá svým vzdutím pod jez v Hluboké nad Vltavou a zaujímá plochu 276,67 hektarů. Profil hráze se nachází na Vltavě v říční kilometrůžce 210,390, číslo hydrologického pořadí je 1-06-03-076.

5.1.1 ÚČEL VODNÍHO DÍLA

Účel vodního díla (řazeno podle důležitosti):

1. ve spolupráci s nádrží VD Lipno I zabezpečení minimálního průměrného denního průtoku ve Vltavě pod nádrží ve výši $6,5 \text{ m}^3/\text{s}$, průměrného denního průtoku $9,5 \text{ m}^3/\text{s}$ ve Vltavě pod soutokem s Lužnicí a zabezpečení odběru povrchové vody pro JE Temelín
2. zajištění povrchové vody pro odběry z nádrže podle příslušných povolení
3. využití odtoku z nádrže k výrobě elektrické energie v pološpičkové vodní elektrárně, která je součástí vodního díla
4. rybí hospodářství
5. likvidace havárií v čistotě vody, eventuálně proplachování vodního toku ke zlepšení kvality vody a hygienických podmínek toku krátkodobým vypouštěním zvýšeného odtoku z nádrže Hněvkovice
6. ovlivnění zimního průtokového režimu v toku pod vodním dílem vypouštěním vody z nádrže Hněvkovice
7. plavba v nádrži
8. rekreace a vodní sporty

5.1.2 KLASIFIKACE VODNÍHO DÍLA

VD Hněvkovice bylo podle svého významu a rozsahu možného ohrožení území pod přehradou zařazeno pro účely technickobezpečnostního dohledu ve smyslu § 61 zákona 254/2001 Sb. do I. kategorie. Vzhledem k potenciálním rizikům a možným ztrátám byla za požadovanou míru bezpečnosti díla zvolena kontrolní povodňová vlna (KPV) $pQ = 0,0001$ (doba opakování $N = 10\,000$ let).

5.1.3 HLAVNÍ TECHNICKÉ PARAMETRY VODNÍHO DÍLA

Níže uvedené technické parametry vodního díla byly převzaty z platného manipulačního řádu.

Kategorie VD podle TBD
Hráz

úprava koruny hráze

I.
přímá gravitační, betonová, trojúhelníkového
příčného profilu
veřejná komunikace kategorie S 7,5/60

kóta koruny hráze	s přemostěním pro zatěžovací třídu A 372,60 m n.m.
kóta koruny mostovky na koruně hráze	376,10 m n.m.
max. výška hráze nad základy	33,50 m
délka koruny hráze	191,0 m
Bezpečnostní přeliv	3 korunové přelivy hrazené segmenty
kóta přelivné hrany	364,60 m n.m.
délka přelivné hrany	3 x 12,0 m = 36,0 m
kapacita bezpečnostního přelivu při hladině 370,10 m n.m.	celkový ovladatelný průtok = 1 010 m ³ /s
Spodní výpust	plnicí obtok plavební komory
kóta vtoku	356,60 m n.m.
kapacita bezpečnostního přelivu při hladině 370,10 m n.m.	28,1 m ³ /s
Vodní elektrárna	2 vertikální Kaplanovy turbíny
max. hltnost turbín	2 x 30 m ³ /s = 60 m ³ /s
Plavební komora	pro návrhové plavidlo do nosnosti 300 t
užitné rozměry	45,0 x 6,0 m
Aerační výpusti	4 aerační výpusti DN 500 mm
max. průtočná kapacita při hladině 370,10 m n.m.	4 x 1,28 = 5,12 m ³ /s
Čerpací stanice Hněvkovice (JETE)	6 vertikálních čerpadel
odběr technologické vody	47 000 tis.m ³ /rok

5.1.3.1 HRÁZ VODNÍHO DÍLA

Profil hráze je umístěn v ř.km 210,390 Vltavy je přímá gravitační, betonová, trojúhelníkového příčného profilu. Na koruně hráze je umístěna mostovka a po které je vedena veřejná komunikace kategorie S 7,5/60 (s přemostěním pro zatěžovací třídu A).

Z hlediska majetkoprávních vztahů je konstrukce hráze po kótu 372,60 ve správě PVL a konstrukce pilířů mostovky, jakožto vlastní konstrukce mostovky je ve správě SUS Jihočeského kraje.

kóta koruny hráze	372,60 m n.m.
kóta koruny mostovky (pravý břeh)	376,10 m n.m.
max. výška hráze nad základovou spárou	33,50 m
délka koruny hráze	191,00 m

5.1.3.2 BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV

Bezpečnostní přeliv je řešen jako korunový o třech polích světlosti 12,0 m vzájemně oddělených pilíři šířky 5,0 m hrazený ocelovými segmenty. Bezpečnostní přeliv je situován v ose toku tzn. zhruba uprostřed délky hráze. Ocelové segmenty mají hradící výšku 7,0 m. Pod segmenty vytéká voda po Scimemiho přelivné ploše skluzu do vývaru délky 44,0 m a hloubky 5,0 m. Dno vývaru je na kótě 349,10 m n.m.

kóta přelivné hrany	364,60 m n.m.
dosedací práh segmentů	364,40 m n.m.
dolní okraj zdvižených segmentů	371,60 m n.m.
koruna pilířů (=koruna hráze)	372,60 m n.m.
poloměr hradící stěny segmentů	7500mm
kapacita přelivného pole při hladině 370,10 m n.m.	337,0 m ³ /s

VD Hněvkovice zabezpečení VD před účinky velkých vod	A Technická zpráva
	FS

celkový ovládatelný průtok
(3 pole) při hladině 370,10 m n.m. 1010,0 m³/s

5.1.3.3 SPODNÍ VÝPUST

Funkci spodní výpusti má plnicí obtok plavební komory s vtokem v jejím horním ohlavi. V případě náhlého výpadku vodní elektrárny je obtokem plavební komory převáděna voda pro zajištění minimálního průtoku pod dílem. Vtokový otvor má rozměry 4,8 x 2,4 m. Výtokový profil má rozměry 1,5 x 1,5 m. Délka obtoku (včetně svislé části) je 31,0 m. Uzávěry tvoří dvě stavidla s hydraulickým pohonem, ovládaná z místa nebo z rozvaděče ve strojovně hradících konstrukcí (stavidlo není manipulační, možné polohy jsou zavřeno x otevřeno).

Kapacita při hladině 370,10 m n.m. 28,1 m³/s

5.1.3.4 PLAVEBNÍ KOMORA

Plavební komora byla po výstavbě vodního díla pouze zaslepena betonovými bloky a byla dlouhodobě udržována s vypuštěnou hladinou. V roce 05/2011 byl dokončena dílčí fáze projektu splavnění horní Vltavy na vodním díle. Plavební komora byla dodatečně vystrojena vraty v horní, resp. dolní vodě. Současně byla vybudována horní rejda včetně úprava pro stání plavidel v horní vodě. V době zpracování předkládané studie probíhaly stavební práce na dovybudování dolní rejdy. Po jejím dokončení bude možno vodní dílo plnohodnotně využívat pro navigační účely říční plavby. Předpokládané dokončení stavebních prací a uvedení do provozu je předpokládáno na 09/2016.

Plavební komora je situována v pravé polovině hráze, tvoří jí stavební blok šířky 16,0 m. Užité rozměry plavební komory jsou 45,0 x 6,0 m. Koruna bočních zdí je na úrovni 372,60 m n.m.

Horní jednokřídlá desková vrata mají šířku 6,0 m a výšku 10,5 m. Koruna horních vrat je již navržena na splnění požadavků výhledové maximální plavební hladiny a to na kótě 371,90 m n.m. Dolní podjezdná stavidlová vrata mají rozměry 6,8 x 10,7 m.

5.1.3.5 VODNÍ ELEKTRÁRNA

Vodní elektrárna je situována v levé části hráze. Elektrárna je bezobslužná a pracuje v průběžném až pološpičkovém režimu. Instalovány jsou dvě vertikální Kaplanovy turbíny.

průměr oběžných kol	2400 mm
hltnost turbíny	12 – 30 m ³ /s
maximální spád	14,8 m
minimální spád	9,3 m
maximální výkon na hřídeli	2x 3 931 kW

5.1.3.6 AERAČNÍ VÝPUSTI

Okamžité zlepšení kyslíkového režimu ve Vltavě pod hrází VD umožňují 4 aerační výpusti DN 500 mm. Manipulace s aeračními výpustmi zajišťuje provozovatel vodní elektrárny.

průtočná kapacita jedné výpusti při hladině:	
364,60 m n.m.	0,86 m ³ /s
370,10 m n.m.	1,28 m ³ /s

5.1.3.7 ČERPAČÍ STANICE HNĚVKOVICE

Čerpačí stanice Hněvkovice je situovaná na levém břehu nádrže poblíž profilu hráze. Z hlediska TBD i z hlediska provozu není tato stanice součástí VD Hněvkovice. Čerpaná voda

VD Hněvkovice zabezpečení VD před účinky velkých vod	A Technická zpráva
	FS

je nutná pro provoz technologického zařízení Jaderné elektrárny Temelín. Voda je čerpána do vodojemu v areálu JE ve vzdálenosti 5839 m. Celá čerpací stanice je za normálního provozu dálkově řízena z vodo hospodářského dispečinku v JETE.

5.1.4 ROZDĚLENÍ PROSTORŮ NÁDRŽE

prostor stálého nadržení	
v rozmezí kót	ode dna do 364,60 m n.m.
objem	8,940 mil. m ³
zatopená plocha	164,53 ha
zásobní prostor nádrže	
v rozmezí kót	364,60 až 370,10 m n.m.
objem	12,155 mil. m ³
zatopená plocha	276,67 ha
celkový prostor nádrže	
v rozmezí kót	ode dna do 370,10 m n.m.
objem	21,095 mil. m ³
zatopená plocha	276,67 ha

Pro účely posouzení transformace kontrolní PV byly hodnoty definující parametry nádrže extrapolovány až po úroveň koruny mostovky. Pro stanovení extrapolované čáry zatopených ploch a objemů bylo využito digitální zaměření terénu DMR 5G s výpočetním krokem 0,5 m. Příslušné hodnoty rozdělených prostorů v nádrži jsou uvedeny v příloze D předkládané studie.

5.1.5 HYDROLOGICKÉ POMĚRY

číslo hydrologického pořadí	1-06-03-076
plocha povodí (A)	3 540,29 km ²
průměrný roční úhrn srážek (Pa)	769 mm
průměrný dlouhodobý roční průtok (Qa)	30,6 m ³ /s

M-denní průtoky (Q_m) m³/s

m	30	60	90	120	150	180	210	240	270	300	330	355	364
Q _m	64,9	46,6	37,2	31,0	26,3	22,7	19,6	16,8	14,3	11,9	9,31	6,43	4,10

N-leté průtoky (Q_N) m³/s

N	1	2	5	10	20	50	100
Q _N	196	276	409	529	667	874	1 054

Pozn. N-leté průtoky Q_N v m³/s, uváděné v projektu vodního díla
(rozhodující pro návrh objektů vodního díla)

N	1	5	10	50	100	1 000	10 000
Q _N	190	374	570	869	999	1 650	2 600

Pozn. Základní hydrologické údaje podle ČSN 75 14 00 poskytl ČHMÚ, pobočka České Budějovice dopisem zn. 137/09 z 11. března 2009.
Hodnoty Q_{1.000} a Q_{10.000} byly převzaty z podkladů [4] a [5].

Údaje Pa, Qa, Qm jsou vyhodnoceny z období 1931 – 1980.

Údaje $N - \text{letých}$ průtoků jsou odvozeny z řad za maximální dostupné období pozorování a dle nových poznatků může dojít k jejich změnám.

5.2 STAVEBNÍ ÚPRAVY VODNÍHO DÍLA

Na vtocích vodní elektrárny Hněvkovice byla v roce 2013 provedena stavební úprava, která odstranila nutnost snižovat hladinu v nádrži vodního díla pod kótu 366,50 m n.m. při provizorním zahrazování vtoku a současně odstranila stávající pracnost při manipulaci s hradicími tabulemi. Dělicí pilíře nátoky a boční drážky byly navýšeny na úroveň plošiny pojezdu čistícího stroje. Pro usnadnění manipulace s hradidly byl osazen mostový jeřáb. V rámci stavební úpravy bylo dále realizováno vodotěsné oddělení komor nad rychlouzávěry.

Původní výstavba VD Hněvkovice v letech 1986 – 1991 obsahovala pouze hrubou stavbu plavební komory bez vystrojení technologickou částí. V rámci projektu Ředitelství vodních cest ČR „Dokončení vltavské vodní cesty VD Hněvkovice – Týn nad Vltavou“ bylo rozhodnuto o uvedení plavební komory do provozu.

Místo horních vrat plavební komory bylo v horním ohlavi před předpokládanými drážkami provizorního hrazení proti horní vodě provedeno uzavření profilu železobetonovou stěnou. Po jejím odstranění zde byla nainstalována jednokřídlá desková vrata ovládaná z pravé zdi. Pro plnění plavební komory je využit stávající jednostranný obtok. Prázdnění plavební komory je navrženo pomocí zdvižného stavidla s prázdníci otvory hrazenými klapkami. Pro ovládání vrat PK byla provedena výstavba nového velínu VD jako nástavba nad původní strojovnou uzávěřů situovanou na pravé zdi PK v předhráží. Součástí objektů výstavby bylo zřízení zpevněného příjezdu montážních jeřábů a dalších dopravních prostředků ke stávající manipulační ploše PVL a úprava horní rejdy. V horní rejdě byla zřízena čekací stání pro návrhové a malé plavidlo z plovoucích pontonů. Pro možnost vyvážení plavidel údržby PVL bylo v pravém břehu vedle plavební komory vybudováno vývaziště tvořené železobetonovou opěrnou zdí. Stavba byla zahájena v roce 2009 a dokončena v roce 2011.

V době zpracování předkládané studie probíhá realizace další části projektu „Dokončení vltavské vodní cesty VD Hněvkovice – Týn nad Vltavou“. Probíhá zajištění plavebních hloubek ve zdrži jezu Hněvkovice a úprava dolní rejdy VD Hněvkovice. Požadovaná plavební hloubka 1,6 m bude zajištěna lokální prohrábkou dna koryta vodního toku v koncovém úseku zdrže jezu Hněvkovice. Součástí stavby bude i instalace plavebního značení a kilometráže vltavské vodní cesty. V přímé linii stávající svislé nábrežní zdi rejdy bude prodloužena nová nábrežní zeď v celkové délce 146 m až ke stávajícímu sjezdu sportovní plavby. U této zdi bude podélně vytvořeno čekací stání pro návrhové i malé plavidlo. V rámci stavby bude upravena komunikace podél nábrežní zdi.

5.3 VLIV ROZVOJE PLAVBY NA NÁVRH TECHNICKÝCH OPATŘENÍ ZABEZPEČENÍ VD HNĚVKOVICE

Z hlediska možnosti zásahu do nově vybudovaných konstrukcí v rámci akcí „Dokončení vltavské vodní cesty Hluboká nad Vltavou – VD Hněvkovice“, resp. „Dokončení vltavské vodní cesty VD Hněvkovice – Týn nad Vltavou“ je nutno upřesnit, že existují v zásadě 2 limity:

- po dobu 5 let nesmí dojít ke změně vlastnictví jakýchkoli částí konstrukcí ani k jejich zásadní změně, vyjma případných drobných stavebních úprav vyvolaných provozem. Tyto úpravy nesmí být financovány z EU.
- trvale, tj. po celou dobu životnosti díla, musí být zachována plná funkčnost k účelu, pro který bylo dílo postaveno, včetně zachování funkčních parametrů. Tudíž po této době lze samozřejmě provádět stavební úpravy na díle, ale v žádném případě nesmí být omezená funkčnost pro plavební účely. To znamená nejen průjezdnost plavidel na parametry, na jaké byla vodní cesta postavena, ale také funkční parametry typu kapacity, rychlosti proplavování, samozřejmě bezpečnosti apod. Pokud je nutné některé

konstrukce přestavět, je to sice možné, ale funkčnost musí být plnohodnotně nahrazena novými konstrukcemi nebo zařízeními. Zároveň při provádění prací nemůže po celou dobu ekonomické funkce, tj. 30 let po dokončení plavební komory, dojít k významnějšímu omezení provozní doby díky provádění stavebních úprav, včetně dlouhodobější odstávky provozu v plavební sezóně duben – říjen.

Ve svém důsledku tato omezení znamenají, že prakticky jakýkoliv zásah do konstrukcí spojených s plavbou je možno provádět pouze v mimo plavební sezónu, tj. od listopadu do března. Dle neoficiálního sdělení mluvčího ŘVC lze předběžně počítat s možností prodloužení tohoto období o cca měsíc a to buď do podzimního, nebo jarního období.

5.4 MANIPULACE S VODOU ZA POVODNÍ

Za manipulace s vodou, dodržování hladin a využití průtoku odpovídají:

- Povodí Vltavy, státní podnik – obsluha VD Hněvkovice
- ČEZ a.s., Vodní elektrárny Štěchovice – obsluha VE Hněvkovice

Manipulace za povodňových situací na vodním díle řeší vodohospodářský dispečink Povodí Vltavy v Praze ve spolupráci s povodňovými komisemi a s vodoprávním úřadem. Nezbytným podkladem pro rozhodování o manipulacích jsou údaje hydrologické předpovědní služby ČHMÚ.

Retenční prostor na vodním díle dle platného MŘ není vymezen. Při povodňových průtocích se nejprve plní zásobní prostor. Po naplnění zásobního prostoru nádrže, tj. po dosažení kóty hladiny 370,10 m n.m. a vyhrazení segmentů na bezpečnostních přelivech, tj. zhruba při průtoku 1 060 m³/s (dle údajů z platného MŘ), nastává neovladatelný stav a hladinu v nádrži nelze již dále ovlivnit.

V rámci aktualizace posudku bezpečnosti vodního díla Hněvkovice při povodních zpracovaného TBD za podpory výstupů výzkumného úkolu VÚV „VD Hněvkovice - ověření konzumních křivek na fyzikálním modelu“ bylo zjištěno, že při transformaci KPV_{10.000} (2 600 m³/s) dojde k překročení kóty mezní bezpečné hladiny (MBH) 372,60 m n.m. Za uvedeného stavu dojde k zahlcení prostoru pod maximálně zdviženými segmenty BP, plavební komora bude nestandardně zatížena od přepadající vody přes horní vrata i boky komory a současně nastane neovladatelné přelévání koruny hráze všemi otvory nad úrovní 372,60 m n.m. s následným zaplavováním vodní elektrárny shora. Souběžně bude docházet k nestandardnímu zatížení přelivných bloků od mohutného přepadového paprsku. Další navazující nejistotou je míra zatížení od „provzdušněné“ dolní vody.

6 PŘEDPOKLÁDANÉ INVESTICE V DANÉ LOKALITĚ

V době zpracování předkládané studie proveditelnosti probíhala na lokalitě realizace úprav dolní rejdy a výjezdu z PK. Předpokládané ukončení stavebních prací je dle platných harmonogramů stavby datováno na 09/2016.

Dle sdělení pracovníků vodního díla se po realizaci dolní rejdy neuvažuje s další stavební úpravou, která by limitovala, resp. mohla ovlivňovat navrhované technické varianty zabezpečení vodního díla Hněvkovice. Na elektrárně Hněvkovice se do budoucna nepočítá se změnou průtočného profilu ani jinou stavbou v rámci strojovny elektrárny včetně oblasti vtokového objektu. Generální opravy jsou naplánovány na 2022 a 2024.

7 TECHNICKÝ POPIS NAVRHOVANÝCH VARIANT

Před vlastním podrobným popisem jednotlivých navrhovaných variant je dále uveden stručný popis postupu při jejich návrhu, jakožto zavedených předpokladů, které byly při posouzení navrhovaných variant zohledněny.

Postup návrhu

Po seznámení s dostupnými podklady bylo v souladu s SoD a průběhy jednání přistoupeno k návrhu technických opatření, v rámci nichž bylo prověřena proveditelnost opatření vedoucí ke zvýšení bezpečnosti vodního díla při průtoku kulminační povodně $Q_{10.000}$.

V návrhu variant snižující KMH byla základní idea postupu návrhu následující:

- V prvním kroku byl proveden základní orientační výpočet hlavních parametrů.
- Orientační dispoziční parametry byly následně usazeny do situačního výkresu VD Hněvkovice s cílem prověřit možnost situačního umístění navrhovaného opatření. To se týká zejména Variant 2, 3, 4, 5 a 6.
- Poté bylo provedeno posouzení navrhované varianty na základě 1D schematizace aplikací vhodné hydraulické analogie a to pro mezní uvažovanou úroveň bezpečné hladiny na úrovni MBH. Cílem bylo tedy posoudit, zda při známé MBH lze docílit takové kapacity, která v souhrnné hodnotě všech vypouštěcích zařízení dosáhne hodnoty kulminační povodně $Q_{10.000}$. Tento postup byl přijat s vědomím absence retenčního prostoru v nádrži vodního díla.
- Následně bylo přistoupeno k podrobnějšímu propracování navrhovaných variant na podkladě dostupné výkresové dokumentace za účelem zpřesnit navrhované parametry konstrukce, zohlednit případné dopady na ostatní konstrukce vodního díla a připravit podklady pro vyčíslení předpokládaných hlavních objemů stavebních činností, resp. odhadu investičních nákladů spojených s implementací navrhovaného řešení.
- Poté bylo přistoupeno k výpočetnímu určení konzumčních křivek navrhovaných opatření v celém rozsahu předpokládaného provozu. Na základě vypočtené konzumční křivky příslušných opatření byla stanovena předpokládaná souhrnná konzumční křivka celého díla. Tato křivka byla zpracována na základě doporučené manipulace na VD za povodňových stavů a představuje tak souhrnnou obalovou křivku průtokových maxim vztažených ke konkrétní hladině.
- V rámci výpočetního určení konzumční křivky byly zohledněny obecně platné interakce, zejména vazba úrovně dolní hladiny a průtoku pod vodním dílem. Zatímco u Varianty 1 bylo nutné zohlednit změnu předpokládané konzumční křivky pouze na jednom objektu (úprava stávajících korunových bezpečnostních přelivů), bylo v případě Variant 3, 4, 5, 6, 7, 8 a Varianty I a II nutno zohlednit vazbu na další konstrukce. V případě Variant 3, 4 a 5 bylo potřeba provést „součet“ kapacit konstrukcí bezpečnostních přelivů, tj. ze zvolené hladiny horní vody a z ní vyplývající předpokládané přepadové výšky na jednotlivých konstrukcích BP byla stanovena hodnota převáděného průtoku. V případě zohlednění zprůtočnění PK (Var 6, 7 a 8 a I a II) bylo nutno postupovat opačně. Ze známé hladiny dolní vody, byl stanoven celkový průtok pod vodním dílem. Ze známého průtoku byla odhadnuta hladina horní vody a ze stanoveného rozdílu hladin bylo výpočetně určeno očekávatelné průtočné množství převáděné přes objekt PK. O tuto hodnotu byl následně modifikován průtok přes přeliv. Za předpokladu konstantní vazby dolní hladiny a celkového průtoku, byla následným iteračním postupem modifikována horní hladina a průtok přes PK resp. přes BP.
- Souhrnné konzumční křivky byly spolu s aktualizovanou charakteristikou nádrže a časovým průběhem povodňové vlny vstupním podkladem pro výpočet transformace povodňové vlny, která zohledňovala dohodnutý přístup k manipulaci na vodním díle.
- V závěru technického návrhu bylo následně posouzeno navrhované řešení na průchod návrhové povodně. Pro průtok $Q_{1.000}$ byla prověřena bezpečnost převáděných konstrukcí ve vztahu k tlumení mechanické energie vody.

V návrhu variant zvyšující MBH byla základní idea postupu návrhu následující:

- V prvním kroku bylo nutno stanovit, případně převzít z dostupných podkladů základní vstupní hodnoty stabilitního posouzení, tj. hodnotu MBH.
- Z důvodu mírné modifikace uvažovaného scénáře manipulace na VD za povodňových stavů bylo nejdříve provedeno výpočetní určení KMH s využitím výsledků transformace povodňové vlny pro Varianty A, B a C. Z výsledků bylo patrné docílení mírného snížení hladiny KMH, který je z největší pravděpodobnosti způsoben přesnějším určením čáry zatopených ploch a pak zejména ponecháním exponenciálního charakteru konzumní křivky namísto idealizovaného lineárního přechodu mezi hladinami 370,10 a 370,15. Výsledná hodnota rozdílných hladiny KMH vyčíslená na 7 cm (Varianty A, B a C pro zvolené hodnoty o 7 cm nižší hladinu KMH než v případě posudku [8]). Stanovení MBH bylo s ohledem na očekávatelné nejistoty vstupních předpokladů a minimalizaci vlivu citlivosti na případné modifikace např. ve smyslu manipulačního postupu zvolena shodně s výstupy posudku bezpečnosti VD [8].
- Pro zvolený dilatační blok bezpečnostního přelivu byl zpracován zatěžovací obrazec a z něj vyplývající zatěžovací síly. V následné stabilitní analýze byl dilatační blok posouzen na bezpečnost proti posunutí a překlopení a následně byla navržen požadovaný rozsah technických úprav s cílem splnění požadovaných parametrů bezpečnosti vodního díla vyjádřené vztahem $KMH \leq MBH$.
- Stabilitní posouzení zvoleného dilatačního bloku však bylo provedeno i v případě některých variant, v rámci nichž byla snižována KMH a v rámci nichž docházelo k zásahu do konstrukce dilatačního bloku. Jedná se o Variantu 1 a o kombinovanou Variantu I. Zatímco v případě Varianty 1 byla MBH známa a bylo tedy přistoupeno přímo k vytvoření zatěžovacího obrazce modifikované konstrukci zvoleného dilatačního bloku a návrhu technických opatření, tak v případě Varianty I bylo nutno KMH a z ní vyplývající hladinu MBH nejdříve stanovit. Postup byl obdobný s popisem uvedeným výše – tedy ze stanovené souhrnné konzumní křivky navrhované varianty technického opatření byla transformací povodňové vlny výpočetně stanovena KMH a z ní byla určena MBH. Na tuto hodnotu MBH byl následně zpracován zatěžovací obrazec a vlastní stabilitní posouzení navrhovaných opatření zvyšující bezpečnost příslušného dilatačního bloku.
- Současně se stabilitním posouzením vybraných dilatačních bloků bezpečnostního přelivu bylo provedeno posouzení dilatačních bloků hrázového tělesa. Již v úvodu prací předkládané studie byla se zástupci objednatele diskutována problematika stability dalších konstrukcí na vodním díle a to ve věci předpokládaného zatížení při převádění takto extrémních povodňových průtoků. S odkazem na limitované vstupní podklady a na odborné stanovisko předané objednatelem s akceptací případného dílčího porušení stávajících konstrukcí v rozsahu neohrožujícím přímou stabilitu vodního díla, lze konstatovat, že konstrukce přímo nesouvisející s hrázovým tělesem nebyly v rámci předkládané studie proveditelnosti posuzovány.

Předpoklady návrhu

V návrhu variant snižující KMH byly zavedeny níže uvedené předpoklady:

- Základní předpoklady hydraulického posouzení jsou spojeny s hodnotami návrhové $Q_{1.000}$, resp. kontrolní povodně $Q_{10.000}$ tedy $1650 \text{ m}^3/\text{s}$ a $2600 \text{ m}^3/\text{s}$. Z praxe je známo, že hodnoty N-letých povodní jsou průběžně aktualizovány v návaznosti na vývoj klimatu a postupné upřesňování hydrologických vyhodnocovacích přístupů. I v případě VD Hněvkovice je možno zmínit poměrně dramatický vývoj výše uvedených hodnot z poslední doby. V podkladu zpracovaném VUV z října 2013 je uváděná hodnota návrhové povodně $1460 \text{ m}^3/\text{s}$, zatímco z hydrologické studie zpracované ČHMU o pouhých (z hydrologického úhlu pohledu) 17 měsíců později je hodnota návrhové povodně stanovena hodnotou $1650 \text{ m}^3/\text{s}$. Z tohoto důvodu je nezbytné uvést, že uvedená studie v rámci níž má být řešena bezpečnost vodního díla na převedení

kontrolní povodně, je řešena na převedení průtoku $2600 \text{ m}^3/\text{s}$ a objemu povodňové vlny 566 mil. m^3 .

- Varianty technického řešení jsou navrhovány na základě aplikované 1D schematizace s použitím klasických hydraulických přístupů adekvátní hydraulické analogie.
- V rámci návrhu jednotlivých variant byla idealizovaná horní hladina a to prakticky u všech objektů. Autor studie si je vědom vlivu depresní křivky přepadu přes BP a jejího efektu na okolní konstrukce, resp. na určitý pokles vodní hladiny, ale vliv souběhu případných depresních křivek z vícero objektů nelze klasickým výpočetním postupem zodpovědně zohlednit.
- Zejména se jedná o idealizovaný průběh horní hladiny v prostoru BP při návrhu kapacity upravené plavební komory.
- V rámci návrhu koncepce proveditelnosti jednotlivých variant byl zaveden jednotný předpoklad úrovně koruny ochranné jímky v horní vodě, která byla ve studii určena úrovní hladiny na $365,85 \text{ m n.m.}$ s 50 cm převýšením. Návrhovou hladinu by však podle MŘ bylo možno snížit a tím optimalizovat případné investiční náklady.
- Ve výpočtu transformace povodňové vlny byl zaveden předpoklad manipulace zadané objednatelům, který je mírně modifikován od předpokladu manipulace uvedené v pracích TBD.
- Konkrétní specifické předpoklady, jsou uvedeny v popisu konkrétních variant

V návrhu variant zvyšující MBH byly zavedeny níže uvedené předpoklady:

- Byly použity shodné parametry vstupních hodnot a výpočetních postupů z práce VD-TBD.
- Jedná se zejména o parametry na základové spáře, parametrů železobetonu a zemního materiálu apod.

Nejistoty návrhu

V návrhu variant snižující KMH je nutno zohlednit mimo jiné níže uvedené nejistoty:

- Jedním ze základních vstupních podkladů jsou hydrologická data. Ta však často bývají modifikována a s tím je současně spojena vlastní nejistota navrhovaných opatření.
- V případě stanovení kapacity stávajícího bezpečnostního přelivu existují různé hodnoty. A to v rámci jednoho stěžejního díla pro manipulaci na vodním díle. Nicméně zásadní nejistota nevyplývá z rozdílných hodnot kapacity BP uvedené v MŘ, ale z hodnoty určené měření na fyzikálním modelu díla. Zatímco kapacita BP v dokumentu [3] osciluje okolo hodnoty $1\,000 \text{ m}^3/\text{s}$, hodnoty vyplývají z konzumní křivky odvozené na fyzikálním modelu je $952 \text{ m}^3/\text{s}$ tedy o cca $50\text{-}100 \text{ m}^3/\text{s}$ rozdílná hodnota.
- Mezi další nejistoty návrhu opatření lze souhrnně zařadit obecné nejistoty vyplývající z použité zjednodušující aplikace hydraulické schematizace. Ve snaze výpočetně se přiblížit se hodnotám souhrnné konzumní křivky získané z měření na fyzikálním modelu, byl do klasických výpočtů cíleně vnesen úpravy některých parametrů (např. vliv boční kontrakce) než jaké by mohly být použity dle obvyklých doporučení uvedených v odborné literatuře.
- Nejistota v návrhu jednotlivých technických opatření spočívá dále v tom, že není známa KK pro každý objekt zvlášť (například BP a PK). Jinými slovy bylo by jisté vhodné oddělit vliv komory od celkové konzumní křivky.
- S tím souvisí i nejistota v zavedení hydraulických součinitelů (součinitelů přepadu, boční kontrakce, výtokového součinitele apod.) při stanovení konzumní křivky bezpečnostního přelivu, resp. snaha zvolenými součiniteli se přiblížit výsledné konzumní křivce odvozené z měření na fyzikálním modelu. Do výpočtu byly tedy zavedeny hodnoty příslušných součinitelů, jejichž hodnoty nejsou v úplném souladu s dostupnými teoretickými odbornými texty.
- Nejistota spojená s průběhem hladin v upravené komoře a jejího vlivu na celkovou kapacitu upravované konstrukce plavební komory. To se zároveň týká i nejistot

z hlediska návrhu nátokových oken do plavební komory za účelem kompenzace předpokládané nižší kapacity v prostoru horního ohlavi.

- Nejistota průběhu hladiny a charakteru proudění na skluzech od nově navrhovaných konstrukcí a jejich následná interakce v prostoru zaústění do koryta Vltavy s dopadem na typ a hlavní parametry případného vodního skoku a doprovodných konstrukcí k tlumení kinetické energie proud vody s tím související.
- Mezi nejistoty, se kterými je nutno v dalších fázích přípravy tohoto projektu počítat je i vágní interpretace základního normativu pro tuto studii, tedy ČSN 75 2935 s vazbou na aktuálně platný MŘ. Jedná se zejména o zahrnutí kapacity VE (a to jak jednoho, případně obou soustrojí) do souhrnné konzumní křivky vodního díla.

V návrhu variant zvyšující MBH je nutno zohlednit mimo jiné níže uvedené nejistoty:

- V případě stabilitního posouzení se nedá přímo mluvit o nejistotách, spíše o odborné diskuzi nad zvoleným přístupem a parametry vstupních hodnot.
- Diskutabilní může být zavedení předpokladu zpětného hutněního zásypu, namísto betonované konstrukce do výlomu dle skutečnosti, objemová hmotnost zvodnělé zeminy, precizní definování působení jednotlivých složek zatěžovacích sil apod.
- Společné jak pro Varianty snižující KMH, tak zvyšující MBH je nejistota ve vlastním definování MBH dle dokumentu [8]. Zatímco v textové části uvedeného dokumentu je MBH uvedena na hodnotě 372,60, je stanovení této hodnoty v rozporu s přílohovou částí stejného dokumentu, kde je prokázáno splnění podmínek na posunutí, nikoliv však na překlopení. V dalších stupních bude nezbytné tuto problematiku detailněji prověřit a případně provést adekvátní korekci při návrhu jednotlivých technických opatření.

7.1 NÁVRH VARIANT ŘEŠENÍ VE FORMĚ SNÍŽENÍ ÚROVNĚ KMH POD SOUČASNOU MBH

Návrh variant technického řešení ve formě snížení úrovně KMH pod současnou MBH pro splnění podmínky ČSN 75 2935 ($KMH \leq MBH$), v podstatě představuje zkapacitnění stávajících vypouštěcích zařízení, případně návrh nových konstrukcí, kterými bude docílena větší průtočnost profilu VD pro převádění kontrolní povodně $Q_{10.000}$.

Z hlediska návrhu nových vypouštěcích zařízení, resp. úpravy stávajících objektů je základní předpoklad funkce od hladiny 370,10 m n.m.; mezní bezpečná hladina v nádrži je předpokládána na úrovni 372,60 m n.m. V případě návrhu nových výpustných zařízení je hledáno takové zařízení, kterým je doplněna stávající kapacita výpustných objektů až po hodnotu kontrolní povodně $Q_{10.000} = 2\,600\text{ m}^3/\text{s}$. Cílem je tedy nalézt taková technická opatření, kterými dojde k docílení kapacity výpustných zařízení vodního díla (stávajících + nouzových) rovné hodnotě $2\,600\text{ m}^3/\text{s}$ při dosažení hladiny 372,60 m n.m.

Jednotlivé variantní návrhy jsou nejdříve popsány z hlediska navrhovaného technického řešení s následným hydraulicko-technickým posouzením. Následně jsou uvedeny koncepční přístupy k realizaci navrhovaných variant a jsou-li navrhovaným technickým opatřením dodatečně vyvolány další stavební činnosti, např. ve smyslu přeložek komunikací či inženýrských sítí, jsou tyto vyvolané činnosti uvedeny před vlastním shrnutím pozitiv a negativ navrhovaného opatření.

Pro přehlednost jsou varianty, v rámci nichž jsou provedeny návrhy na snížení KMH, označovány arabskými číslicemi.

7.1.1 VARIANTA 1 – ZKAPACITNĚNÍ SOUČASNÝCH PŘELIVŮ

7.1.1.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

V rámci Varianty 1 byla řešena možnost zvýšení stávající kapacity korunových hrazených přelivů s cílem převést přes přelivy kontrolní povodeň $Q_{10.000}$. Zvýšení kapacity ve svém důsledku znamená kompletní demontáž stávajících segmentových uzávěrů, stavební úpravu

betonové konstrukce přelivné konstrukce a montáž nových uzávěrů. Z hlediska návrhu rozsahu úprav stávajících konstrukcí bylo nutno prověřit zejména tyto disciplíny:

- Stanovit teoretickou kapacitu zcela vyhrazených segmentů při mezní bezpečné hladině (372,60). Tato kapacita byla stanovena na základě hydraulické analogie neovlivněného přepadu přes jezové těleso s bezpodtlakovou přelivnou plochou s využitím výstupů odvozených měření na fyzikálním modelu.
- Navrhnout novou úroveň koruny přelivu při úpravě jednoho (centrálního), případně všech přelivných polí.
- Ideově navrhnout novou hrací konstrukci, kterou by byl umožněn provoz na upravených korunových přelivech
- Posoudit systém demontáže, resp. montáže nového zařízení jakožto proveditelnost jednotlivých kroků a to za předpokladu krátkodobě snížení hladiny na úroveň zvolené hladiny v nádrži.
- Posoudit jednotlivé navazující konstrukce a vliv výstavby na ně. Jedná se zejména o vliv nové konstrukce na vývar pod vodním dílem, konstrukci mostovky, provoz ČS apod.
- Posoudit eventuální nutnost dodatečného stabilitního zajištění upravených dilatačních přelivných bloků

7.1.1.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

Z hlediska návrhu základních parametrů navrhované úpravy, resp. hydraulicko-technického posouzení navrhované varianty byly uvažovány dva teoretické scénáře. Oba scénáře byly shodně posouzeny na základě 1D hydraulické schematizace. V prvním scénáři byla prověřena možnost stavebních úprav pouze na jednom přelivném poli; ve druhém scénáři byl řešen návrh úprav shodně na všech třech přelivných polích. Na základě hydraulického posouzení lze konstatovat, že scénář stavebních úprav pouze na jednom poli by vedl prakticky ke kompletní destrukci celého dilatačního bloku. Úroveň, po kterou by bylo nutno provést stavební zásah, by klesla pod hodnotu 355,95, což je úroveň předprsí přelivného bloku. Kromě masivního stavebního zásahu, teoreticky možné geneze globálních stabilitních problémů celé konstrukce (stabilita samostatných bočních pilířů, do nichž se bude převádět výrazně zvýšené zatížení od nové hrací konstrukce), by došlo mimo jiné i k významnému estetickému zásahu do dominanty vodního díla v okolní krajině. Z výše uvedeného důvodu nebyl scénář úpravy pouze jednoho pole dále sledován a v dalším textu je popis a zhodnocení Varianty 1 provedeno po scénář stavebních úprav na všech přelivných blocích.

Z hlediska kapacity nově upravovaných přelivných bloků, resp. návrhu nové úrovně přelivné hrany bylo v prvním kroku nutné stanovit teoretickou maximální kapacitu stávajícího přelivu při dosažení kóty koruny hráze (372,60). Tato hodnota byla pomocí klasických hydraulických výpočetních postupů vyčíslena hodnotou 1746 m³/s. Současně byla prověřena možnost využití výstupů fyzikálního laboratorního výzkumu. Z celkové konzumní křivky vodního díla stanovené VUV [6] bylo pro požadovanou úroveň hladiny (372,60) odečtena hodnota převáděného průtoku 1742 m³/s. Tato hodnota však zahrnuje mimo průtok převáděného přes BP i průtok převáděný přes korunu horních vrat PK (v úrovni 371,90). Relativně dobrá shoda, resp. difference cca do 1% mezi oběma hydraulickými přístupy je dána určitou formou zjednodušení vyplývající z použité 1D hydraulické schematizace, volbou hydraulických koeficientů apod. Pro porovnatelnost mezi jednotlivými variantami, resp. nutností výpočetně určovat další hydraulické poměry navrhovaných variant bylo zpracovatelem předkládané studie zvoleno v dalším zpracování hydraulicko-technického posouzení použití klasických výpočetních hydraulických nástrojů s tím, že se předpokládá, že pro určité portfolio navrhovaných technických opatření bude toto zpřesněno měření na fyzikálním modelu.

Následně byla výpočetně stanovena hodnota nově upravené přelivné hrany jezových dilatačních bloků, při které by kapacita bezpečnostního přelivu byla rovna hodnotě kontrolní povodně, tj. $Q_{10.000} = 2\,600\text{ m}^3/\text{s}$. Stanovení nově upravené koruny bylo provedeno pro dvě

tvarová uspořádání a to pro širokou korunu a pro Scimemiho bezpodtlakovou přelivnou plochu. Upravená koruna přelivu při hydraulické analgii přepadu vodu přes širokou korunu, resp. po Scimemiho přelivné ploše je na kótě 358,90 (snížení o 5,70 m), resp. 361,50 (snížení o 3,10 m). Je však nutno konstatovat, že stanovení nové koruny přelivné konstrukce vykazuje zejména při návrhu přelivné konstrukce relativně významnou citlivost např. na součinitele boční kontrakce. Je tedy logickým doporučením prověřit výše uvedené hodnoty koruny upravené přelivné konstrukce ve vazbě na navrhovanou kapacitu na fyzikálním modelu. Konstrukce široké koruny s ostrohranným nátokem představuje variantu méně technicky náročnou a tedy lépe proveditelnou za plného provozu vodního díla. Na druhou stranu proudnicová přelivná plocha logicky představuje hydraulicky příznivější podmínky a tedy nutnost menších zásahů do stávající konstrukce. I přes určitou větší náročnost provedení hydraulicky příznivější konstrukce je zejména s ohledem na vyšší korunu přelivu a tedy menšího zásahu do stávající konstrukce v dalším zpracování Varianty 1 sledováno řešení s proudnicovou Scimemiho přelivnou plochou s kótou koruny na úrovni 361,50 m n.m.

Vzhledem k prostorovým možnostem v oblasti korunových přelivů, kde je zásadní limitující konstrukcí silniční most při vyhrazení hradící konstrukce nad hladinu návrhové povodně, lze pro jejich zahrazení uvažovat s následujícími typy hradících konstrukcí: segment s nasazenou klapkou, dvojitý segment a dělený stavidlový uzávěr.

Segment s nasazenou klapkou je konstrukce u nás vyzkoušená, ale klapka je na segment nasazena mezi jím nesené boční štíty, které by při zdvižení konstrukce kolidovaly s mostem. Další komplikací by bylo přivedení pohonu klapky na konstrukci segmentu.

Dvojitý segment se jako hradící konstrukce použil na několika vodních dílech na Váhu. Z těchto i dalších aplikací uvedených v literatuře je patrné také použití bočních štítů nesených dolním segmentem. Zadání úprav na tomto vodním díle vybízí k vynalezení řešení bez bočních štítů jako součásti spodního segmentu. Na příčném řezu je schéma řešení, kdy spodní segment je tuhý díky skříňovému nosníku. Horní segment má ztužující prvek v horní části, aby nevadil při zasunutí segmentů do sebe, a zároveň může sloužit jako přelivná plocha při převádění vody horem. Vyztužená však musí být přední část horního segmentu za hradícím plechem a ta se zasouvá před hradící plech spodního segmentu, kde bude vodorovné těsnění, jež bude namáháno na otěr. Variantně by se dal použít jako těsnění vzduchem nafukovaný gumový „rukáv“. Ramena obou segmentů jsou ukotvena přes ložiska na společném čepu, který by byl řešen jako konzola ze zdi pilíře. Uvnitř pilíře by se musela vybourat kaverna a do ní vložit ocelovou konstrukci, přes kterou se kotvami přenesou zatížení do spodní stavby pilíře. Výhodné by bylo udělat kavernu najednou skrz celý pilíř pro sousední přelivná pole. Na pilířích by byly upraveny (zřejmě i stavebně) strojovny, v nichž by byly elektromotory s převodovkou a tažné síly by byly přenášeny Gallovými řetězy. Transmise by byla řešena elektricky.

Dělený stavidlový uzávěr by reprezentoval tradiční konstrukci bez velkých nároků na točivé součásti jako u segmentů. Dvě tabule s pojezdovými a vymezujícími koly a mezi sebou těsnící. Těsnění by bylo v přímých liniích na prahu, v drážkách a mezi stavidly. Přenesení vodního tlaku by bylo přes ukotvené pancéřování v hlubokých drážkách. Pilíře mají šířku 5 m a při bourání nebo řezání drážek by se muselo zasáhnout asi až 1 m dovnitř pilíře a následně drážku opatřit pojezdovými a těsnícími drahami. Vodorovné síly by pak bylo nutno přenést kotvami do tělesa pilíře podle statického posouzení. Stavidla by však vyžadovala vysoký portál s pohony pro jejich vytažení nad hladinu návrhové povodně. Takové konstrukce by zcela změnily charakteristický pohled na vodní dílo, neboť by vyčnívaly vysoko nad silniční most. Nahoře by byly umístěny pohony, tedy elektromotory s převodovkou a tažné síly by byly přenášeny Gallovými řetězy.

Zásahy do spodní stavby by byly pro všechny typy konstrukcí značné a vyžadovaly by posouzení stability přelivných bloků a pilířů spolu s mostem, a to jak pro definitivní provedení a maximální zatížení, tak pro období provádění stavby, při kterém budou betonové konstrukce spodní stavby oslabené bouracími pracemi pro ukotvení pojezdových drah, těsnících štítů (šavlí), ale především přenesení hlavního zatížení, tedy ukotvení ložisek segmentů nebo případně vodorovné síly od stavidel. Významnou komplikací budou náročné podmínky během stavby: zahrazení pole z horní a dolní vody, lešení nad přelivnou plochou, bourací práce ve

složitých prostorových podmínkách, přístup s těžší technikou, např. pro kotvení základů pod mostem apod.

Součástí prověření nutnosti dodatečných úprav vodního díla při realizaci Varianty 1 bylo posouzení funkčnosti stávající konstrukce vývaru při převádění návrhové povodně ($Q_{1.000}$). Konstrukce vývaru s ohledem na zásadně změněné návrhové parametry uvažované v původním projektu by doznala zásadních změn. Zatímco hloubka vývaru je při převádění návrhové povodně vyhovující, délku vývaru by bylo nutno upravit. Při porovnání různých výpočetních postupů byla stanovena nově požadovaná délka vývaru na 58,10 m.

Ve vztahu k masivnímu zásahu do centrální části VD Hněvkovice a jeho návaznosti na konstrukci vývaru bylo provedeno hydraulické posouzení i pro případ převádění kontrolní povodně ($Q_{10.000}$). Při převádění takto extrémního průtoku by stávající konstrukce vývaru musela být jak prodloužena, tak prohloubena. Jestliže prodloužení konstrukce vývaru je z technického úhlu pohledu proveditelné, tak prohloubení vývaru a tedy jakési „podkopání“ dilatačních bloků přelivů by představovalo poměrně zásadní technický zásah do stávající konstrukce. Na základě hydraulického posouzení vývaru lze konstatovat, že při převádění $Q_{10.000}$ je nutno z původních 46 m prodloužit konstrukci vývaru nově na 60,2 m, resp. z původní hloubky 5 m prohloubit konstrukci vývaru na 5,4 m. S ohledem na relativně zásadní zásah do základové spáry dilatačních přelivných bloků bylo hydraulické posouzení navrhované varianty rozšířeno o prověření maximálního převáděného množství, které by nevyžadovalo nutnost prohloubení stávající konstrukce vývaru. Toto množství bylo následně výpočetně určeno hodnotou cca 2 500 m³/s. Z výše uvedeného je zřejmé, jak citlivý je výpočet posouzení vývaru na hodnotu převáděného průtoku. Předpokládá se, že v případě volby Varianty 1 bude provedeno detailnější prověření celého spektra hodnot průtoků, včetně různých scénářů provozu nových korunových přelivů. Tyto scénáře manipulace by nejspíš vznikly v návaznosti na předkládanou studii ve spolupráci s pověřeným odbornými pracovníky dispečinku PVL a provozu vodního díla.

Na základě příslušných normativů a z odborných stanovisek a názorů získaných během zpracování předkládané studie však vyplývá, že při převádění kontrolní povodně lze určitou míru poškození vývaru, resp. koryta za vývarem, které neohroží bezpečnost vlastní hráze, akceptovat. V rámci Varianty 1 je tedy v dalších fázích rozpracování varianty a zejména jejího ekonomického zhodnocení uvažováno s úpravou konstrukce vývaru pro převádění návrhové povodně.

V rámci technického řešení byla posouzena stabilita upraveného přelivného bloku. Původní hodnota tíhy (vztažena na 1bm) cca 6 693 kN byla navrhnoutou úpravou redukována na hodnotu cca 5 681 kN. Z důvodu snížení velikosti hlavní stabilitní složky zatěžovacího obrazce bylo provedeno předběžně stabilitní posouzení nově upraveného bloku. Závěrem tohoto výpočtu je nutnost přikotvení upraveného dilatačního bloku. Předpokládá se provedení jedné linie 4-pramencových svislých kotev o jednotkové kotvicí síle cca 280 kN/bm šířky přelivného pole. Celkem se tedy v návrhu uvažuje s provedením 36 kotev. Z hlediska provádění by však bylo výhodné v dalších stupních optimalizovat rozteč provádění jednotlivých kotev, případně zvážit i provedení kotev šikmých i s vědomím zvýšení požadované kotvicí síly. Výše popsané navrhované technické řešení je tedy spíše v rovině ideového návrhu a předpokládá se, že toto bude v dalším stupni detailně řešeno. Zatímco obvyklá praxe provádění kotev v tuzemsku je do hodnot 9 pramenců a kotvicí síle cca 900 kN, lze v zahraniční literatuře nalézt příklady realizací kotvení hrázových těles, kde byly použity kotvy s kotvicí silou 4 500 kN (např. přehrada Eder v Německu).

Z hlediska residuálních dopadů při implementaci technického řešení výměny hradicích uzávěrů je nutno upozornit zejména na vliv nové hradicí konstrukce na stabilitní posouzení oddilovaných bočních pilířů. To bude však možné provést až na základě detailního zpracování návrhu nové hradicí konstrukce a z ní vyplývající modifikované zatěžovací síly, na které budou následně posouzeny dilatační bloky č. 8 a 10.

7.1.1.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí

Navrhované řešení snížení přelivné hrany, výměny stávajících uzávěrů a dodatečně upravené konstrukce vývaru není ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí, kromě nezbytné úpravy kabeláže pro nově navrhované hradicí konstrukce.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury

Navrhovaná stavební úprava se dotýká stávající konstrukce bezpečnostních přelivů a vývaru VD Hněvkovice. Po dobu provádění prací bude částečně omezena manipulace na VD. V průběhu demontáže a montáže hradicí konstrukce bude dočasně přerušen provoz na komunikaci III. třídy vedené přes VD.

7.1.1.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Z hlediska provádění stavby lze předpokládat, že stavební práce budou rozděleny do dvou etap. V první etapě bude zájmkováno pouze jedno pole a teprve po jeho dokončení bude provedena stavební úprava na zbývajících dvou polích. Lze pochopitelně provádět etapizaci stavby pro každé přelivné pole zvlášť, avšak s přihlédnutím k faktu zvýšení kapacity prvního pole po dokončení přestavby se lze domnívat, že následnou stavební etapou lze obsáhnout obě zbývajících přelivná pole.

Vlastní provádění úpravy stávajícího bezpečnostního přelivu bude probíhat v několika krocích. První aktivitou bude vybudování nových drážek provizorního hrazení. Tato práce bude probíhat pod ochranou stávajícího provizorního hrazení. Následně bude demontován segmentový uzávěr a bude zahájeno ubourání betonové konstrukce přelivné plochy na povodní straně. Po docílení požadovaného tvarového řešení nově navrhované přelivné plochy bude přistoupeno k montáži nových hradicích uzávěrů (variantě segment, případně segment s klapkou). Současně bude v dolní vodě vystavena jímka, pod jejíž ochranou budou probíhat stavební práce na úpravě vývaru. Lze předpokládat, že jímka bude provedena jako dvojitá štetovnicová. Vzhledem předpokládaným geologickým poměrům, které s největší pravděpodobností neumožní beranění štetovnic, bude jímka provedena jako nasazená. Pod ochranou dolní jímky a dvojitě ochrany zahrazených drážek na provizorních uzávěrech bude provedeno dodatečné přikotvení dilatačních bloků. Toto přikotvení bude možno provést buď pod ochranou jímky, z prostoru revizní chodby, případně na vzdušném líci přelivných bloků v předem připravených stavebních nikách, které po provedení kotvení budou adekvátním způsobem zakryty. Předpokládá se, že zakrytí niky bude demontovatelné pro možnost revize hlav trvalých kotev. Finální dokončení stavebních prací bude spojeno s úpravou stavební konstrukce nově navrhované přelivné plochy na návodní straně.

Při finalizaci stavebních činností, jak již bylo zmíněno, existují různé alternativy provádění a to pod ochranou předsazené jímky nebo za asistence potápěčské techniky. Upřesnění postupu provádění, resp. volba přístupu k řešení dané problematiky bude upřesněna v navazujících stupních projektové přípravy.

V průběhu úpravy bezpečnostního přelivu bude nutno upravit (přerušit/omezit) provoz na silnici III. třídy 12220, která je vedena po koruně hráze. Po dobu demontáže stávajících segmentů, resp. montáže nových hradicích konstrukcí bude nutné zajistit objízdovou trasu.

7.1.1.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem Varianty 1 bylo primárně zajistit takovou úpravu konstrukce, aby bylo možno namísto původně projektované povodně Q_{100} nově převádět $Q_{10.000}$. Za tímto účelem byla stanovena nová koruna přelivného objektu, ideově byla navržena nová hradicí konstrukce a byly posouzeny návazné konstrukce, které jsou při provozu přelivů v jejich bezprostřední interakci.

Lze konstatovat, že je možno docílit takové technické úpravy, kterou bude splněno požadované převádění kontrolní povodně přes objekt korunových přelivů. Současně je nutno uvést, že navazující stávající konstrukce (vývar) nevyhoví při hydraulickém posouzení na převádění návrhové povodně. Nemalou technickou komplikací je vlastní návrh nové ocelové hradicí konstrukce a to jak ve vztahu k objektu mostu na koruně hráze, tak vlastní (de)montáží a následné manipulaci. Při maximálním vyhrazení nesmí dojít ke konfliktu s mostovkou a za tímto účelem se ideově navrhuje uvažovat s konstrukcí dvojitého segmentového uzávěru, případně segmentu s nasazenou klapkou. Negativní dopad u takto navýšené hradicí konstrukce je však skutečnost, že její dolní okraj nebude možno zvednout nad úroveň 371,60 a při průchodu návrhové povodně tak bude dolní část segmentu vytvářet překážky volnému přepadu vody přes upravenou korunu spodní stavby.

Z pozice zpracovatele předkládané varianty se lze domnívat, že nelze kategoricky tuto variantu doporučit v maximalistickém rozsahu, tj. převádění 2 600 m³/s dále sledovat. Avšak částečná modifikace korunového přelivu ve spojení s dalšími technickými úpravami (například navýšení systému kotvení) lze v dalších stupních dosáhnout optimalizace návrhu a to jak ve smyslu technickém, tak ekonomickém.

7.1.2 VARIANTA 2 – DODATEČNÁ VÝSTAVBA ŠACHTOVÉHO PŘELIVU

7.1.2.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

V rámci Varianty 2 byla prověřena možnost výstavby nového bezpečnostního přelivu ve formě šachtového přelivu. Cílem bylo navrhnout potenciální rozměry navrhované konstrukce a prověřit dispoziční možnosti dané lokality. Inspirací dodatečně budované odběru konstruovanému skrz betonovou tížnou přehradu byla výstavba dodatečné vysokokapacitního odběru na VE na přehradě Grande Dixence nacházející se v kantonu Valais ve Švýcarsku. Z hlediska návrhu nového šachtového přelivu bylo nutno prověřit zejména tyto disciplíny:

- Navrhnout novou úroveň koruny šachtového přelivu.
- Hydraulickými výpočty navrhnout základní hydraulické parametry nové konstrukce.
- S ohledem na konstrukční uspořádání stávajících objektů prověřit možnost dispozičního uspořádání jak vlastních přelivů, tak odpadní štol do dolní vody.
- Zhodnotit dispozičně-rozměrový návrh šachtového přelivu ke komplexnímu vnímání vodního díla a jeho začlenění do okolní krajiny

7.1.2.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

Z hlediska návrhu hlavních parametrů navrhované konstrukce, které byly následně posouzeny aplikací 1D hydraulické schematizace byl zaveden předpoklad konstrukčního uspořádání klasického kruhového vodorovného přepadu s proudnicovou přelivnou plochou. Hydraulické posouzení bylo provedeno pro návrh vlastní přelivné hrany a pro návrh odpadní štol. Pro vlastní návrh šachtové přelivu je primárně důležité navrhnout úroveň přelivné hrany. Ta je s ohledem na stávající provoz zvolena na kótě 371,0 m n.m. Tato úroveň je volena 90 cm nad stávající maximální provozní hladinou vodního díla 370,10 m n.m. Na základě dispozičních možností v prostoru nádrže před hrázovým objektem lze v maximální teoretické rovině uvažovat s prostorem při pravém břehu. Konstrukce šachtového přelivu by neměla negativně ovlivňovat běžný provoz vodního díla, tedy konkrétně provoz VE, stávajících přelivů a ČS JETE. Obdobně nelze akceptovat situování šachtového přelivu do prostoru plavební dráhy. Na základě analýzy dispozičních možností lze předběžně uvažovat s výstavbou šachtového přelivu o poloměru koruny přelivu cca 9,7 m. Následně byl navrhnout průměr odpadní šachty 8 m. Na základě těchto hlavních návrhových parametrů byl proveden výpočet konzumní křivky objektu. Lze konstatovat, že výsledná kapacita šachtové přelivu se při dosažení hladiny na úrovni koruny hráze (372,60) pohybuje okolo 236 m³/s. Požadovaná kapacita je však výrazně vyšší (okolo 850 m³/s viz Varianta 1). Dokonce ani při vystoupení hladiny v nádrži na úroveň mostovky

komunikace vedené po hrázi VD Hněvkovice (373,80) nedojde k dosažení požadované kapacity.

Již spíše v rovině akademické rozvahy byla prověřena možnost výstavby dvou obdobných šachtových přelivů. I zde byla stanovena souhrnná konzumní křivka. Obdobně jako v případě výše uvedeného i v tomto případě není dosažena požadovaná kapacita při dosažení hladiny na 372,60. Požadovaná kapacita by byla teoreticky dosažena až při dosažení hladiny na 372,90 což však s ohledem na filozofii navrhovaných variant s cílem snížení KMH pod úroveň MBH není akceptovatelné.

Nemalou technickou komplikací by zároveň bylo provedení odtokové štol. Snaha provést štolu o průměru 8 m vodním dílem by znamenalo jeho praktickou destrukci. Trasa odpadní štol by tedy musela být koncipována při levém břehu s následným výtokem za objektem VE. V porovnání s hlavními parametry VD Hněvkovice se takovéto řešení jeví spíše megalomansky, než technicky racionálně.

7.1.2.3 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Variantní návrh v podobě výstavby šachtového přelivu (ů) byl proveden s cílem prověřit veškeré možnosti, i ty spíše teoretického charakteru.

Na základě hydraulického posouzení lze konstatovat, že realizací dodatečného šachtového přelivu nedojde k požadovanému zvýšení průtočné kapacity.

S ohledem na monstróznost navrhované konstrukce a radikálního zásahu do koncepce celého vodního díla, poměrně reálného negativního dopadu na hydraulické podmínky ostatní konstrukcí, jakožto estetického ztvárnění a začlenění do okolní krajiny se nedoporučuje další sledování této varianty.

V průběhu projednání posuzované varianty bylo s objednatelem dojednáno, že navrhovaná varianta bude uvedena ve výčtu posuzovaných variant, avšak bez nutnosti dalšího detailnějšího sledování, tedy bez nutnosti rozpracovávat část výkresové přílohy, investiční nákladnosti, koncepčního řešení provádění stavby apod.

7.1.3 VARIANTA 3 – NOVÝ HRAZENÝ BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV NA LEVÉM BŘEHU

7.1.3.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

V rámci Varianty 3 byla prověřena možnost výstavby nového doplňkového hrazeného bezpečnostního přelivu na levém břehu VD Hněvkovice. Jedná se o prostor mezi levostranným zavázáním hráze VD a objektem ČS. I přes jisté dispoziční limity je cílem prověřit možnost navrhnout doplňkový bezpečnostní přeliv, kterým by byla doplněna kapacita stávajících segmentových uzávěrů na korunovém přelivu. Na konstrukci hrazeného bezpečnostního přelivu by navazoval skluz, který by byl veden při levém svahu vedle vodní elektrárny, pod kterou by byl do koryta Vltavy následně zaústěn. Z hlediska návrhu technického řešení bylo nutné řešit následující otázky:

- Umístění objektu bezpečnostního přelivu a koryta skluzu s ohledem na stávající objekty a infrastrukturu
- Návrh úrovně koruny přelivu
- Návrh tvarového řešení přelivné hrany a koryta skluzu bezpečnostního přelivu
- Výpočet kapacity bezpečnostního přelivu a koryta skluzu
- Provádění stavby s ohledem na minimalizaci dopadů na stávající provoz VD Hněvkovice resp. na zabezpečení odběru provozní vody pro JETE

7.1.3.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

Hrazený bezpečnostní přeliv

Vzhledem k stávající dispozičnímu řešení prostoru na levém břehu hrázového profilu VD Hněvkovice a vzhledem ke snaze racionalizace objemu investičních nákladů bylo po

zvážení řady možných alternativ řešení hrazeného BP přistoupeno ke konečnému návrhu konstrukce doplňkového bezpečnostního přelivu o dvou polích s přelivnou hranou tvarovanou jako Jamborův práh. Jamborův práh byl volen pro své výhodné hydraulické vlastnosti při malých rozdílech úrovně dna před a za přelivnou hranou. Dále je vhodný pro umístění hradičích konstrukcí. Hrazení obou polí BP je uvažováno segmentovým uzávěrem. Konstrukčním uspořádáním s volbou BP jako hrazeného lze dosáhnout relativně menší zastavěné plochy než je tomu u nehrazeného přelivu za předpokladu zvýšení zahloubení úrovně přelivné hrany a dna koryta BP pod terénem.

Umístění objektu bezpečnostního přelivu a nátokového koryta bylo voleno v prakticky jediném možném prostoru tj. v prostoru mezi hrází VD Hněvkovice a čerpací stanicí JETE. V tomto prostoru je vedena příjezdová komunikace k VD a ČS. Osa bezpečnostního přelivu je provedena ve směru šikmém na osu toku, vzájemně svírají úhel zhruba 70°. Základní tvarové řešení Jamborova prahu vychází z doporučených rozměrů a jejich vzájemných poměrů. Kóta koruny bezpečnostního přelivu byla zvolena v úrovni 364,60 m n.m. Tato úroveň je volena ve stejné úrovni jako přelivná hrana stávajícího BP. Hlavními faktory, které ovlivnily výškový návrh kóty koruny bezpečnostního přelivu, byly stávající výšková dispozice a manipulace vodního díla stanovená MŘ [3] a průběhy jednotlivých sledovaných hladin v horní a dolní vodě vycházející z práce VUV [6]. Světlná šířka jednoho navrhovaného pole BP je 12,0 m. Celková světlná šířka obou polí BP je pak 24,0 m. Navrhované technické parametry hradičích konstrukcí v podstatě korespondují s konstrukcí stávajícího bezpečnostního přelivu, čímž nevznikají doprovodné provozní komplikace např. ve vztahu k šířkám provizorního hrazení apod.

Hydraulický návrh nového levobřežního bezpečnostního přelivu je proveden na základě standardních výpočtů klasické hydraulické analogie přepadu přes Jamborův práh. Stávající kapacita bezpečnostního přelivu při dosažení hladiny na 372,60 je výpočetně určena hodnotou 1746 m³/s – viz popis Varianty 1. Vlastní rozměry Jamborova prahu, resp. vlastního přelivu odpovídají požadované kapacitě pro dosažení celkového množství 2 600 m³/s, tzn. kapacita doplňkového bezpečnostního přelivu na levém břehu by měla být cca 854 m³/s. Za předpokladu přepadové výšky dané rozdílem MBH (372,60) a korunou Jamborova prahu (364,60) je návrhová kapacita plně vyhrazených segmentových uzávěrů dána hodnotou cca 884 m³/s. Tím je s dostatečnou rezervou splněna podmínka požadované celkové průtočné kapacity přes vypouštěcí objekty VD Hněvkovice, resp. návrh levostranného přelivného objektu je navržen na straně bezpečnosti a umožňuje případnou optimalizaci technického řešení v souladu s výstupy laboratorního měření na fyzikálním modelu VD.

Koryto skluzu bezpečnostního přelivu

Koryto skluzu doplňkového bezpečnostního přelivu bylo vzhledem k již dříve zmíněným prostorovým omezením voleno v horním úseku obdélníkového průřezu s prostředním dělicím pilířem.

Na objekt bezpečnostního přelivu navazuje v horní partii úsek koryta délky 33,9 m, z toho připadá 24,8 m na směrový oblouk o poloměru 20,25 m a 9,2 m na přímý úsek kolmý na osu hráze. Sklon dna koryta skluzu je v celé trase je 4,4%, šířka plynule přechází z 2x 12,0 m na 2x 9,5 m. V celém horní partii bude koryto obdélníkového průřezu se zastropením. Konstrukce koryta je navržena jako železobetonový polorám. V navazující střední partii skluzu obchází koryto skluzu konstrukci hráze VD Hněvkovice v místě pravého zavázání. Konstrukce koryta skluzu bude v tomto místě přizpůsobena dimenzím konstrukce hráze a bude na hráz konstrukčně navázána. Stávající inženýrská clona bude prodloužena. Koryto bude přemostěno. Po překonání profilu hráze VD Hněvkovice je koryto skluzu vedeno v oblouku o poloměru 52,0 m a délce 31,75 m a poté v přímém směru v délce zhruba 45,00 m. Koncový úsek koryta skluzu délky zhruba 50,0 m před napojením do koryta Vltavy má obdélníkový tvar s šířkou ve dně 20,0 m, který se na konci koryta plynule rozšiřuje. Podélný sklon dna zůstává zachován 4,4%. V místě křížení koryta s účelovou komunikací k VE je provedeno přemostění.

Hydraulické posouzení proudění na skluzu bylo provedeno zejména s ohledem na stanovení charakteru proudění a předpokládané úrovně hladiny při průchodu návrhové povodně. Výpočet byl proveden na základě výpočetních postupů nerovnoměrného proudění. Z výsledků lze konstatovat, že po délce skluzu se bude vyskytovat plně vyvinuté bystřinné

proudění, které po cca 56 m se napojí na hydrostatickou protaženou dolní hladinu. Na základě očekávatelných vysokých rychlostí lze po délce skluzu očekávat silné turbulentní proudění, provzdušněný proud, vlny na hladině. Je nutno však uvést fakt, že vlivem řešení skluzu v oblouku (v horní partii) může docházet ke vzniku příčných vln, střetávání proudu apod., což stanovení přesné polohy hladiny znesnadňuje. Návrh opatření pro minimalizaci negativních dopadů bočních složek proudění bude nutno koordinovat s výstupy modelového výzkumu, které by mělo být nedílnou součástí v případě dalšího rozpracování této varianty.

7.1.3.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí:

Konstrukce navrhované v rámci této varianty jsou ve střetu se stávajícím podzemním vedením inženýrských sítí. Jsou to:

	počet střetů
<u>vedení vodovodu</u>	1x
<u>vedení metalického sdělovacího kabelu</u>	1x
<u>vedení NN / VO</u>	2x
<u>vyvedení výkonu z VE na ČS JETE</u>	1x

Střety s vedením inženýrských sítí budou řešeny individuálně přeložkami. Odhad nákladů viz kapitola 9. Dotčená vedení spadají do technického vybavení VD Hněvkovice. Vlastníkem dotčených inženýrských sítí je zpravidla Povodí Vltavy, státní podnik.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury:

Objekt hráze

Konstrukce navrhovaného skluzu bude v místě levostranného zavázání hráze křížit stávající injekční clonu. Dno výkopu pro novou konstrukci se bude nacházet pod úrovní založení krajních bloků hráze. Základová spára a konstrukce hráze bude po dobu výstavby zajištěna proti posunutí. Dimenze konstrukce koryta skluzu bude v místě křížení přizpůsobena dimenzím hráze. V ose hráze bude v místě pod novou konstrukcí a v místě nového zavázání doplněna těsnící clona.

Silnice na hrázi

Po koruně hráze je vedena silnice III. třídy 12220 kategorie S 7,5/60 s přemostěním pro zatěžovací třídu A, připojená na komunikaci z obce Hněvkovice na pravém břehu a na příjezdovou komunikaci z obce Březí na levém břehu. Po dobu výstavby bude nutné přerušit provoz na této komunikaci. Po dokončení výstavby koryta skluzu BP bude tato komunikace obnovena.

Obslužné komunikace a zpevněné plochy

Příjezdová komunikace k hrázi VD a ČS v místě umístění nátokového objektu bude přeložena. Nově bude vedena po zastropené konstrukci koryta BP.

Obslužná komunikace vedená k VE v prostoru pod hrází bude v místě křížení s korytem skluzu BP vedena po nově zřízeném přemostění.

Odhad nákladů jednotlivých opatření provedených v rámci této varianty na objektech technické a dopravní infrastruktury viz kapitola 9.

7.1.3.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Výstavba objektu levobřežního bezpečnostního přelivu bude probíhat pod ochranou jímky. Pro předběžný návrh jímkování byly pro všechny posuzované varianty zvoleny shodné parametry. Za základní výškovou úroveň, na kterou se bude navrhovat ochranná jímka je hladina na kótě 365,85 m n.m. (dispečerská hladina) s 50 cm převýšením. Kóta koruny jímky je

tedy 366,35 m n.m. Teoreticky je možno dle MŘ a na základě projednání s provozovatelem ČS JETE snížit po dobu výstavby hladinu v nádrži na minimální provozní hladinu tj. na 364,60, čímž by bylo logicky docíleno snížení nákladů spojených výstavbou ochranné jímky.

Jímka bude provedena jako dvojitá štětovnicová. Vzhledem předpokládaným geologickým poměrům, které s největší pravděpodobností neumožní beranění štětovnic, bude jímka provedena jako nasazená.

Koryto skluzu bezpečnostního přelivu bude prováděno jako hloubené z povrchu. Významná část zemních prací bude prováděna ve skalním podloží.

Jímkování stavební jámy z dolní vody je uvažováno zemní hrázkou s korunou na úrovni cca 358,35 m n.m. Minimální uvažovaná hladina v dolní vodě po dobu výstavby odpovídá hydrostatické hladině jezu Hněvkovice tzn. 354,80 m n.m.

V průběhu výstavby koryta skluzu bezpečnostního přelivu bude v místě otevření stavební jámy nutné dočasně přerušit provoz na silnici III třídy č. 12220, která je vedena po koruně hráze. Po dobu výstavby navrhovaného přemostění koryta skluzu bude nutné zajistit objízdnu trasu nebo provizorní přemostění stavební jámy.

Výstavba objektu koryta skluzu BP si vyžádá zastavení provozu na příjezdové komunikaci k VE z prostoru pod hrází. Po dobu výstavby navrhovaného přemostění koryta skluzu bude nutné zajistit provizorní přemostění stavební jámy.

7.1.3.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem Varianty 3 bylo prověřit dispoziční možnosti pro výstavbu nového bezpečnostního (doplňkového) přelivu a následné odvedení části povodňového průtoku pod profil hráze vodního díla. Nově budovaný objekt na levém břehu je koncipován jako hrazený přeliv dvojití segmentových uzávěrů.

Lze konstatovat, že na levém břehu je možno situovat objekt doplňkového bezpečnostního přelivu, kterým bude zvýšena kapacita výpustných zařízení až po hodnotu kontrolní povodně. Naproti tomu je nutno uvést, že nemalou technickou komplikací bude představovat průchod skluzu profilem vodního díla, resp. výstavba skluzu na povodňové straně a to v relativně strmém levobřežním svahu. Lze však v této fázi pouze polemizovat, která z navrhovaných variant dodatečného zásahu do stabilního vodního díla představuje větší či menší zásah. Proto je nutno v případě výběru Varianty 3 dále tuto variantu rozpracovat a zpřesnit návrh technického řešení. Současně se očekává, že návrh objektu nového přelivu, jakožto navazujícího skluzu bude detailně prověřen na fyzikálním modelu v laboratoři VUV. Jedná se zejména o posouzení kapacity objektu, průběhu hladin na skluzu, charakteru proudění v celé trase nového objektu a ověření interakce se stávajícími objekty vodního díla, jakožto i prověření v prostoru zaústění do koryta Vltavy.

Z pozice zpracovatele předkládané varianty lze doporučit tuto variantu dále sledovat, a na podkladě výstupů ekonomického posouzení a modelového výzkumu přistoupit k optimalizaci navrhované varianty.

7.1.4 VARIANTA 4 – NOVÝ NEHRAZENÝ BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV NA PRAVÉM BŘEHU

7.1.4.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

V rámci Varianty 4 bylo řešeno umístění doplňkového nehrazeného bezpečnostního přelivu na pravém břehu hrázového profilu VD Hněvkovice. Jedná se o prostor na pravém břehu mezi plavební komorou a vlastním zavázáním tělesa hráze. I přes jisté dispoziční limity je cílem prověřit možnost navrhnout doplňkový bezpečnostní přeliv, kterým by byla doplněna kapacita stávajících segmentových uzávěrů korunového přelivu. Z hlediska návrhu technického řešení bylo nutné řešit následující otázky:

- Umístění objektu bezpečnostního přelivu a koryta skluzu s ohledem na stávající objekty a infrastrukturu.

- S ohledem na dispoziční možnosti na pravém břehu navrhnout vhodný typ nehrazeného přelivu.
- Návrh úrovně koruny přelivu.
- Návrh tvarového řešení přelivné hrany a koryta skluzu bezpečnostního přelivu
- Výpočet kapacity bezpečnostního přelivu a koryta skluzu.
- Provádění stavby s ohledem na minimalizaci dopadů na stávající provoz VD Hněvkovice resp. na zabezpečení odběru provozní vody pro JETE.

7.1.4.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

Labyrintový přeliv:

Vzhledem k stávajícímu dispozičnímu řešení prostoru na pravém břehu hrázového profilu VD Hněvkovice a ve snaze racionalizace objemu investičních nákladů bylo po zvážení řady možných alternativ přistoupeno ke konečnému návrhu konstrukce bezpečnostního přelivu s přelivnou hranou tvarovanou jako labyrintový přeliv. Základním aspektem, který ovlivnil volbu tvarového řešení přelivné hrany, byl v prvé řadě nedostatek prostoru pro vybudování například klasického nehrazeného přelivu. Určujícím parametrem výběru technického řešení přelivné hrany byla v tomto ohledu zejména hodnota celkové světlé šířky přelivu. Lze uvést, že v případě zvoleného labyrintového přelivu dosahuje tato hodnota v porovnání s hodnotami celkové světlé šířky variant s přímou přelivnou hranou méně než 1/3. Volba konstrukčního řešení labyrintovým přelivem má zároveň vliv na předpokládaný objem kubatur. U hlavních položek stavebních prací a dodávek lze předpokládat docílení významné úspory.

Umístění objektu bezpečnostního přelivu a nátokového koryta bylo voleno v prakticky jediném možném prostoru tj. v prostoru čekacích stání v horní rejdě a přiléhající zpevněné manipulační plochy. Osa bezpečnostního přelivu je navržena ve směru kolmém na osu toku. Přelivná hrana je tvarována jako labyrintový přeliv se sedmi cykly. Půdorysný tvar jednotlivých cyklů přelivu je lichoběžníkový. Základní tvarové řešení přelivu vychází z doporučených rozměrů a jejich vzájemných poměrů uváděných v zahraniční odborné literatuře. Kóta koruny bezpečnostního přelivu byla zvolena v úrovni 370,60 m n.m. Tato úroveň je volena 50 cm nad stávající maximální provozní hladinou vodního díla 370,10 m n.m. Hlavními faktory, které ovlivnily výškový návrh kóty koruny bezpečnostního přelivu, byly stávající výšková dispozice a manipulace vodního díla stanovená MŘ [3] a průběhy jednotlivých sledovaných hladin v horní a dolní vodě. Právě ovlivnění přepadové paprsku dolní vodou může být pro funkci labyrintového přelivu zásadní. V návrhu výškové úrovně bylo dále zohledněno potřebné převýšení přelivné hrany nad maximální provozní hladinou v nádrži, které za běžných provozních podmínek vyliminovaly přelévání konstrukce vlnami vznikajícími provozem plavidel nebo účinkem větru.

Hydraulický návrh labyrintového přelivu byl proveden na základě dostupné odborné literatury uváděné především v zahraničních periodikách. Celková koncepce návrhu nehrazeného přelivu vyšla z požadavku na doplnění kapacity stávajících korunových přelivů, výpočetně určených na základě 1D hydraulické schematizace pro úroveň hladiny na 372,60. Pro dosažení převádění kontrolní povodně je tedy nutno navrhnout takový objekt, kterým by bylo možno převádět cca 854 m³/s. Na základě těchto předpokladů a pro zvolenou úroveň přelivné hrany byl navržen nehrazený přeliv o celkové světlé šířce cca 59 m s navrhovaným úhlem rozevření 10°. Celková rozvinutá délka přelivné hrany L_c je 232,5 m a je tvořena celkem 7 cykly. Tvar přelivné hrany je navržen půlkruhový, výška stěny je v rámci předkládané studie uvažována hodnotou 4,5 m.

Konečná limitní hodnota výšky přepadajícího paprsku „h“ byla v rámci technického návrhu stanovena hodnotou 2,0 m. Tato hodnota odpovídá rozmezí hladin 370,60 – 372,60 m n.m. V rámci výpočtu bylo zjištěno, že takto navržená přelivná hrana má při dosažení hladiny 372,60 m n.m. maximální kapacitu 871 m³/s, což splňuje požadovanou minimální kapacitu přelivu 854 m³/s. Zahrnutá rezerva je zvolena z důvodu přetrvávajících nejistot hydraulické schematizace a to jak v případě návrhu nehrazeného labyrintového přelivu, tak při stanovení maximální kapacity korunových přelivů.

VD Hněvkovice zabezpečení VD před účinky velkých vod	A Technická zpráva
	FS

Nátokové koryto před bezpečnostním přelivem:

Nátokové koryto v předpolí bezpečnostního přelivu bude napojeno na prostor nádrže VD Hněvkovice v místě čekacích stání v horní rejdě. Pravý břeh koryta je navržen svahovaný s provedeným opevněním kamenným záhozem. Dno koryta bude dle předpokladů lámáno ve skalním podloží a nebude nutné provádět jeho další stabilizaci. Úroveň dna je navržena na kótě 366,00 m n.m. Stávající prostor čekacích stání bude nutné přesunout zhruba o 75,0 m výše proti proudu.

Koryto skluzu bezpečnostního přelivu:

Koryto skluzu bezpečnostního přelivu bylo vzhledem k již dříve zmíněným prostorovým omezením voleno v horním a středním úseku obdélníkového průřezu. Přejod na lichoběžníkový průřez koryta byl navržen až v dolním koncovém úseku, kde byl dostatek prostoru pro rozvinutí průtočného průřezu.

Přechodový úsek koryta skluzu mezi BP a hrází VD Hněvkovice je uvažován jako horní úsek koryta skluzu. Na objekt bezpečnostního přelivu navazuje přímý úsek koryta délky 56,4 m a sklonu dna 5,4 % a proměnné šířce, která přechází z 59,0 m až na 25,0 m (koryto se ve směru od BP plynule zužuje). Tento úsek je navržen v prostoru stávající zpevněné manipulační plochy a sjezdu k objektům technického vybavení plavební komory. Pro obnovení přístupu k plavební komoře je navrženo přemostění koryta. Konstrukce koryta je navržena jako železobetonový polorám obdélníkového průtočného průřezu.

Úsek koryta skluzu v místě profilu hráze je charakterizován jako střední úsek koryta skluzu. Koryto skluzu BP prochází konstrukcí hráze VD Hněvkovice v místě pravého zavázání. V úseku délky 10,0 m za profilem hráze bude provedeno snížení nivelety dna pomocí stupňovitého přechodového úseku se sklonem 25,0%. Podélně výškové řešení je voleno s ohledem na předpokládaný průběh skalního podloží. Koryto je obdélníkového profilu šířky 25,0 m a kromě zmíněné kaskády délky cca 10,0 m s konstantním se sklonem dna 5,4 %. Konstrukce koryta skluzu bude v tomto místě přizpůsobena dimenzím konstrukce hráze a bude na hráz konstrukčně navázána. Stávající injekční clona bude prodloužena. Koryto bude v profilu hráze přemostěno z důvodu nepřerušování komunikace po silnici III. třídy č. 12220 kategorie S 7,5/60.

Po překonání profilu hráze VD Hněvkovice je koryto skluzu vedeno v přímém směru v délce 88,0 m a poté přechází do mírného směrového oblouku o poloměru 150,0 m délky 35,8 m. Koryto je navrženo jako otevřený obdélníkového průřezu s šířkou 25,0 mm a podélným sklonem 5,4 %. V místě křížení s účelovou komunikací sportovní plavby bude koryto přemostěno.

Ve věci stupňovitého, resp. kaskádovitého přechodu lze uvést myšlenku koncepce skluzu ve formě kaskádovitého skluzu po celé délce (nebo významné části skluzu) za účelem postupného tlumení kinetické energie proudu vody.

Koncový úsek koryta skluzu před napojením do koryta Vltavy má lichoběžníkový tvar s šířkou ve dně 25,0 m a svahy ve sklonu 1:1,5. Podélný sklon dna je 0,1% s plynulým napojením na dno koryta Vltavy. Dno koryta bude dle předpokladu z převážné části lámáno do skalního podloží a zůstane ponecháno bez další stabilizace, svahy koryta budou v potřebném rozsahu stabilizovány kamenným záhozem. Situačně je napojení konstrukce skluzu na koryto Vltavy řešeno až za v současné době budovanou dolní rejdou, čímž nebudou stavební celky pro plavbu dolní vodě nijak dotčeny.

V případě následné technické optimalizace navrhovaného opatření je možno alternativně uvažovat s celozakrytým skluzem na vzdušném líci, čímž by se mohlo docílit příznivěji vnímané začlenění konstrukce do okolní krajiny.

Hydraulické posouzení proudění na skluzu bylo provedeno zejména s ohledem na stanovení charakteru proudění a předpokládané úrovně hladiny. Výpočet byl proveden na základě výpočetních postupů nerovnoměrného proudění. Z výsledků lze konstatovat, že po délce skluzu se bude vyskytovat plně vyvinuté bystřinné proudění s plynulým napojením na hydrostaticky protaženou dolní hladinu při návrhové hodnotě průtoku. Je nutno však uvést že do výpočtu vstupují určité nejistoty ve formě například směrové změny trasy, kaskádového úseku apod. a přesné určení hydraulických poměrů bude nutno koordinovat s výstupy modelového

výzkumu, které by mělo být nedílnou součástí v případě dalšího rozpracování této varianty. Obdobně je nutno zdůraznit očekávanou technicko-ekonomickou optimalizaci navrhované konstrukce v případě výběru popisované varianty řešení.

7.1.4.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí:

Konstrukce navrhované v rámci této varianty jsou ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí. Jsou to:

	počet střetů
<u>vedení vodovodu</u>	3x
<u>vedení kanalizace</u>	3x
<u>vedení NN / VO</u>	4x
<u>vedení metalického sdělovacího kabelu</u>	2x
<u>vedení optického sdělovacího kabelu</u>	2x(4x kabel)

Střety s vedením inženýrských sítí budou řešeny individuálně přeložkami. Odhad nákladů viz kapitola 9. Dotčená vedení spadají do technického vybavení VD Hněvkovice. Vlastníkem dotčených inženýrských sítí je zpravidla Povodí Vltavy, státní podnik.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury:

- 1) Čekací stání v horní rejdě
Umístění nátokového koryta k objektu BP je ve střetu s objektem čekacích stání v horní rejdě. V rámci této varianty bude nutné kompletně odstranit tuto stavbu a přemístit ji o zhruba 75,0 m výše proti proudu.
- 2) Stezka pro sportovní plavbu
Umístění vlastního objektu labyrintového přelivu je ve střetu s rampou, kterou je v horní vodě zakončena stezka pro sportovní plavbu. V rámci této varianty je uvažováno s přesunutím této rampy výše proti proudu nad prostor obnovených čekacích stání.
- 3) Objekt hráze
Konstrukce navrhovaného skluzu bude v místě pravostranného zavázání hráze křížit stávající injekční clonu. Dno výkopu pro novou konstrukci se bude nacházet pod úrovní založení krajních bloků hráze. Základová spára a konstrukce hráze bude po dobu výstavby zajištěna proti nežádoucím deformacím (např. posunutí apod.). Dimenze konstrukce koryta skluzu bude v místě křížení přizpůsobena dimenzím hráze. V ose hráze bude v místě pod novou konstrukcí a v místě nového zavázání doplněna těsnicí clona.
- 4) Silnice na hrázi
Po koruně hráze je vedena silnici III. třídy 12220 kategorie S 7,5/60 s přemostěním pro zatěžovací třídu A, připojená na komunikaci z obce Hněvkovice na pravém břehu a na příjezdovou komunikaci z obce Březí na levém břehu. Po dobu výstavby bude nutné přerušit provoz na této komunikaci. Po dokončení výstavby koryta skluzu BP bude tato komunikace obnovena.
- 5) Obslužné komunikace a zpevněné plochy
Příjezdová komunikace k čekacím stáním v horní rejdě bude přeložena. Nově bude vedena podél pravého břehu navrhovaného koryta skluzu a po nově zřízeném mostě přes koryto skluzu.
Obslužná komunikace vedená k prostoru dolní rejdy bude v místě křížení s korytem skluzu BP vedena po nově zřízeném přemostění.

Zpevněná plocha pro provoz VD Hněvkovice situovaná v prostoru nad příjezdovou komunikací k čekacím stáním v horní rejdě bude vzhledem k nedostatku prostoru zrušena bez náhrady.

Odhad nákladů jednotlivých opatření provedených v rámci této varianty na objektech technické a dopravní infrastruktury viz kapitola 9.

7.1.4.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Výstavba objektu labyrintového přelivu jakožto úpravy čekacích stání v horní rejdě bude probíhat pod ochranou jímky. Obdobně jako u ostatních posuzovaných variant se předpokládá výstavba jímky s ochranou na úrovni 365,85 m n.m. s bezpečnostním převýšením 0,5 m. Jímka bude provedena kombinací zemní hrázky a zabírané štětovnicové stěny. Jímkování stavební jámy z dolní vody je uvažováno kombinací zemní hrázky a zabírané štětovnice. Předpokládá se, že koncová část bude provedena za nižšího stavu vody (354,80 je úroveň vzduší jezu Hněvkovice).

Ve vztahu k organizaci výstavby je nutno upozornit na požadavky vyplývající z pravidel dotačních titulů, díky nimž byla zrealizována horní rejda a zařízení pro plavbu na VD. Z toho plyne požadavek na úpravu stávajících zařízení souvisejících, nebo jinak omezující plavbu do mimoplavební sezóny, tj. od listopadu do března.

Koryto skluzu bezpečnostního přelivu bude prováděno jako hloubené z povrchu. Předpokládá se, že významná část zemních prací bude prováděna ve skalním podloží.

V průběhu výstavby koryta skluzu bezpečnostního přelivu bude v místě otevření stavební jámy nutné dočasně přerušit provoz na silnici III. třídy 12220, která je vedena po koruně hráze. Po dobu výstavby navrhovaného přemostění koryta skluzu bude nutné zajistit objízdovou trasu nebo provizorní přemostění stavební jámy.

Výstavba objektu bezpečnostního přelivu si vyžádá zastavení provozu čekacích stání v horní rejdě (příp. vývaziště pro plavidla údržby PVL). Proto se doporučuje vybudování navrhovaného prodloužení (přemístění) prostoru čekacích stání v předstihu před zahájením hlavních stavebních prací. Příjezdová komunikace k čekacím stáním bude řešena v této fázi provizorně dočasnou komunikací.

7.1.4.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem Varianty 4 bylo prověřit dispoziční možnosti pro výstavbu nového bezpečnostního (doplňkového) přelivu a následné odvedení části povodňového průtoku pod profil hráze vodního díla. Nově budovaný objekt na pravém břehu je koncipován jako nehrazený přeliv v konstrukčním uspořádání labyrintového přelivu.

Na základě výše uvedeného popisu lze konstatovat, že na pravém břehu je možno situovat objekt doplňkového bezpečnostního přelivu, kterým bude zvýšena kapacita výpustných zařízení až po hodnotu kontrolní povodně.

V porovnání s jinými (klasickými) typy nehrazených přelivů představuje použití labyrintového přelivu významné pozitivum ve smyslu předpokládaného objemu stavebních prací, jež jsou přímo ovlivněny délkou/šířkou objektu. Kromě předpokládaného snížení objemu stavebních prací oproti klasickým nehrazeným konstrukcím přelivů, lze současně uvést reálný předpoklad snížení rozsahu zásahu do stávajících konstrukcí. Nezpopochybnitelným pozitivem navrhované varianty z technického hlediska je zajištění požadované dodatečné průtočné kapacity, kterou bude zajištěno spolu s provozem stávajících korunových přelivů požadavek na převádění kontrolní povodně při nepřekročení MBH.

Mezi potenciální negativní aspekty je však nutno uvést riziko možného zahlcení a následné redukce kapacity navrhovaného objektu. Toto riziko je však svým výškovým uspořádáním do značné míry limitováno. Mezi potenciální negativní dopady tak lze uvést očekávaný relativně významný objem stavebních (zemních) prací v prostoru skluzu, což je však shodně konstatováno pro obdobné varianty doplňkového přelivu. Z hlediska technického hodnocení se tak v rámci definování potenciálních negativ jeví jako nutné zmínit potřeba

koordinace nově navrhované konstrukce se stávajícími zařízeními pro plavbu a zajištěním nezbytného počtu přemostění skluzu.

Z pozice zpracovatele předkládané varianty lze doporučit toto technické řešení dále sledovat, a na podkladě výstupů ekonomického posouzení a modelového výzkumu přistoupit k optimalizaci navrhované varianty.

7.1.5 VARIANTA 5 – NOVÝ HRAZENÝ BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV NA PRAVÉM BŘEHU

7.1.5.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Prověření technické varianty výstavby nouzového dodatečného hrazeného bezpečnostního přelivu situovanému na pravém břehu je logickým vyústěním úvah popsanych v předchozích kapitolách. Cílem Varianty 5 je tedy prověřit dispoziční možnosti na pravém břehu a to konkrétně v místě čekacího stání pro případnou výstavbu dodatečného hrazeného bezpečnostního přelivu. Z hlediska návrhu technického řešení bylo nutné řešit následující otázky:

- Umístění objektu bezpečnostního přelivu a koryta skluzu s ohledem na stávající objekty a infrastrukturu VD.
- S ohledem na dispoziční možnosti na pravém břehu navrhnout vhodný typ hrazeného přelivu.
- Návrh tvarového řešení přelivné hrany a koryta skluzu bezpečnostního přelivu.
- Prověření možnosti alternativního řešení skluzu na návodní straně.
- Výpočet kapacity bezpečnostního přelivu a koryta skluzu.
- Provádění stavby s ohledem na minimalizaci dopadů na stávající provoz VD Hněvkovice resp. na zabezpečení odběru provozní vody pro JETE.

7.1.5.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

Hrazený bezpečnostní přeliv:

Technický návrh hrazeného doplňkového bezpečnostního přelivu, situovaném na pravém břehu, byl ideově inspirován obdobnou konstrukcí navrhovanou již v rámci Varianty 3, tj. na levém břehu. I na pravém břehu se tedy navrhuje objekt skládající se ze dvou polí hrazených segmenty dosedající na Jamborův práh, který tvoří spodní stavbu BP. Obdobně jako v případě Varianty 3 je volena šířka jednoho pole 12 m a to zejména s ohledem na provozně výhodnou zástupnost jednotlivých prvků na obou bezpečnostních přelivech (korunový, dodatečný). Spodní stavba konstruována jako Jamborův práh má obecně známý příznivý vliv na nízkou velikost vzduší při převádění návrhové hodnoty průtoku při současné úspoře potřebné hrací ocelové konstrukce.

Umístění objektu bezpečnostního přelivu a nátokového koryta bylo voleno v prakticky jediném možném prostoru a to v místě stávajícího čekacího stání v horní rejdě a přiléhající zpevněné manipulační plochy. Osa bezpečnostního přelivu je provedena ve směru šikmém na osu toku, vzájemně svírají úhel zhruba 50°. Základní tvarové řešení Jamborova prahu respektuje doporučené parametry a jejich vzájemné poměry. Kóta koruny bezpečnostního přelivu byla zvolena v úrovni 364,60 m n.m. Tato úroveň je volena ve stejné úrovni jako přelivná hrana stávajícího BP. Hlavními faktory, které v prvním návrhu předkládané varianty ovlivnily výškový návrh kóty koruny bezpečnostního přelivu, byly zejména stávající výšková dispozice v místě plánované výstavby nouzového BP v návaznosti na vedení trasy skluzu a dále v souladu s aktuálními požadavky na manipulaci na vodního díla stanovené MŘ [3]. Světla šířka jednoho navrhovaného pole BP je 12,0 m. Šířka mezilehlého pilíře je v ose koruny Jamborova prahu je 4,7 m. Celková lomená šířka BP včetně krajních pilířů je pak 39,4 m. Jednotlivá pole jsou od centrální osy odkloněna ve směru dostředném o cca 5°.

Hydraulický návrh nového pravobřežního bezpečnostního přelivu je proveden na základě standardních výpočtů klasické hydrauliky přepadu přes Jamborův práh. Stávající kapacita bezpečnostního přelivu při dosažení hladiny na 372,60 je výpočetně určena hodnotou

1746 m³/s – viz popis Varianty 1. Vlastní rozměry spodní stavby přelivné konstrukce formované dle zásad návrhu Jamborova prahu odpovídají požadované doplňkové kapacity pro dosažení celkového množství 2 600 m³/s; tzn. kapacita doplňkového bezpečnostního přelivu na pravém břehu musí být navržena na převádění min. 854 m³/s. Za předpokladu nezatopeného přepadu a přepadové výšky dané rozdílem MBH (372,60) a korunou Jamborova prahu (364,60) je návrhová kapacita plně vyhrazených segmentových uzávěrů dána hodnotou cca 884 m³/s. Tím je s dostatečnou rezervou splněna podmínka požadované celkové průtočné kapacity přes vypouštěcí objekty VD Hněvkovice, resp. návrh pravostranného přelivného objektu je navržen na straně bezpečnosti a umožňuje případnou optimalizace technického řešení v souladu s výstupy laboratorního měření na fyzikálním modelu VD.

Koryto skluzu bezpečnostního přelivu:

Oproti technickému řešení skluzu u Varianty 4 je odpad od BP ve formě skluzu navržen s maximální snahou o zkrácení délky konstrukce. Je-li u Varianty 4 celková délka skluzu cca 400 m, je délka skluzu u Varianty 5 navrhována na cca 225 m. V rámci zhodnocení jednotlivých variant tak vzniká vyšší variabilita ve formě případné následné kombinace rozdílných technických uspořádání přelivného objektu a jiných dispozičních uspořádání konstrukcí skluzu.

Koryto skluzu bezpečnostního přelivu bylo vzhledem k již dříve zmíněným prostorovým omezením voleno obdélníkového průřezu v celé trase skluzu. Obdobně jsou pro celou trasu skluzu navrhovány konstantní parametry šířky, resp. podélného sklonu dna. Šířka je konstantně volena 20 m, sklon v horní a střední partii je konstantně 2,5%. Délka horní části skluzu v úseku od BP po hráz VD Hněvkovice je 90,9 m. Tento úsek je situován v prostoru stávající zpevněné manipulační plochy a sjezdu k objektům technického vybavení plavební komory. Pro obnovení přístupu k plavební komoře je navrženo zastropení tohoto koryta v délce 23,5 m. Vlastní konstrukce skluzu je navržena jako betonový polorám.

Střední úsek koryta skluzu obchází konstrukci hráze VD Hněvkovice v místě pravého zavázání. Konstrukce koryta skluzu BP bude v tomto místě přizpůsobena dimenzím konstrukce hráze a bude na hráz konstrukčně navázána. Stávající injekční clona bude prodloužena. Koryto bude přemostěno z důvodu nepřerušování komunikace po silnici III. třídy č. 12220 kategorie S 7,5/60.

Po překonání profilu hráze VD Hněvkovice je koryto skluzu vedeno v oblouku o poloměru 52,0 m a délce 36,3 m a poté v přímém směru v délce zhruba 22,0 m. V celé trase středního úseku včetně křížení s účelovou komunikací sportovní plavby bude koryto skluzu zastropeno. Na základě modelovaného charakteru proudění lze v případě technické optimalizace navrhované varianty uvažovat o dodatečné dobudování usměrňovacích dnových křídel, kterými budou minimalizovány negativní dopady příčné-bočných vln.

Koncový úsek koryta skluzu před napojením do koryta Vltavy má stále konstantní obdélníkový tvar s šířkou ve dně 20,0 m. Podélný sklon dna přechází z původních 2,5% na hodnotu 0,1% zakončený konstrukcí odrazného můstku na konci koryta. Koryto skluzu v místě zakončení výškově navazuje na korunu opěrné nábrežní zdi dolní rejdy. Manipulace s uzávěry vzhledem k dispozičnímu řešení navrhované konstrukce umožňuje vypouštění vody i při nižších vodních stavech. To by však vedlo k riziku poškození opěrné zdi a navazujících konstrukcí, nehledě na negativní dopad pro lodní dopravu. Z tohoto důvodu se předpokládá, že funkce doplňkového skluzu na pravém břehu bude pouze během povodňových stavů.

Hydraulické posouzení proudění na skluzu bylo provedeno zejména s ohledem na stanovení charakteru proudění a předpokládané úrovně hladiny. Výpočet byl proveden na základě výpočetních postupů nerovnoměrného proudění s obdobnými závěry jako v případě Varianty 3, resp. Varianty 4. Vlastní zakončení skluzu je navrhováno úpravou nábrežní zdi dolní rejdy ve formě odrazného můstku. Zatímco koruna nábrežní zdi je na úrovni 356,73 m n.m., je předpokládaná úroveň dolní vody při průchodu návrhové povodně na úrovni 361,99 m n.m. Z uvedených parametrů je zřejmé, že v místě zakončení skluzu bude při průchodu návrhové hodnoty průtoku vystavena hladina cca 5,26 m nad korunou zdi. Uvedená hloubka sice přímo nedosahuje svým statickým vzduťm na korunu Jamborova prahu, nicméně lze očekávat poměrně významné ovlivnění průtokových poměrů úrovní dolní vody. Úroveň hladiny, resp.

propagace relativně bouřlivého průběhu hladiny od vlastních korunových přelivů bude jednou ze zásadních podmínek dodatečné optimalizace technických parametrů navrhované konstrukce. Lze tedy předpokládat, že i snaha zkrátit obtokový skluz na co nejmenší délku (a tím snížit i investiční náklady s tím spojené) bude mít svůj limit v podobě interakce obou hlavních proudů – od korunového přelivu a od doplňkového přelivu. V případě negativně ovlivňujících parametrů průběhu hladiny v hlavním toku na kapacitu bočního pravostranného skluzu bude nutno zakončení konstrukce skluzu situovat níže po proudu. Detailní hydraulický návrh vlastního odrazného můstku jakožto doprovodných opatření v prostoru střetávání proudů od korunového a dodatečného přelivu v korytě Vltavy představuje komplexní 3D problematiku proudění, kterou klasickými hydraulickými přístupy prakticky nelze zodpovědně řešit. V případě výběru této varianty v rámci detailnějšího zpracování, bude tedy modelový výzkum nedílnou součástí projektové přípravy navrhované varianty a to jak v prostoru nátoky, proudění ve skluzu tak zejména ve výpustné části a prostoru dopadu vodního paprsku.

7.1.5.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí:

Konstrukce navrhované v rámci této varianty jsou ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí. Jsou to:

	počet střetů
<u>vedení vodovodu</u>	3x
<u>vedení kanalizace</u>	2x
<u>vedení NN / VO</u>	4x
<u>vedení metalického sdělovacího kabelu</u>	2x
<u>vedení optického sdělovacího kabelu</u>	2x (4x kabel)

Střety s vedením inženýrských sítí budou řešeny individuálně přeložkami. Odhad nákladů viz kapitola 9. Dotčená vedení spadají do technického vybavení VD Hněvkovice. Vlastníkem dotčených inženýrských sítí je zpravidla Povodí Vltavy, státní podnik.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury:

Čekací stání v horní rejdě

Umístění nátokového koryta k objektu BP je ve střetu s objektem čekacích stání v horní rejdě. V rámci této varianty bude nutné provést stavební úpravu této stavby, která bude spočívat v odstranění části břehového opevnění v délce zhruba 45,0 m v prostoru čekacích stání a v přemístění horního stání zhruba o 8,0m směrem proti proudu.

Stezka pro sportovní plavbu

Umístění vlastního objektu doplňkového přelivu je ve střetu s rampou, kterou je v horní vodě zakončena stezka pro sportovní plavbu. V rámci této varianty je uvažováno s přesunutím této rampy výše proti proudu nad prostor čekacích stání.

Objekt hráze

Konstrukce navrhovaného skluzu bude v místě pravostranného zavázání hráze křížit stávající injekční clonu. Dno výkopu pro novou konstrukci se bude nacházet pod úrovní založení krajních bloků hráze. Základová spára a konstrukce hráze bude po dobu výstavby zajištěna proti negativním deformacím. Dimenze konstrukce koryta skluzu bude v místě křížení přizpůsobena dimenzím hráze. V ose hráze bude v místě pod novou konstrukcí a v místě nového zavázání doplněna těsnící clona.

Silnice na hrázi

Po koruně hráze je vedena silnice III. třídy 12220 kategorie S 7,5/60 s přemostěním pro zatěžovací třídu A, připojená na komunikaci z obce Hněvkovice na pravém břehu a na příjezdovou komunikaci z obce Březí na levém břehu. Po dobu výstavby bude nutné

přerušit provoz na této komunikaci. Po dokončení výstavby koryta skluzu BP bude tato komunikace obnovena.

Obslužné komunikace a zpevněné plochy

Příjezdová komunikace k čekacím stáním v horní rejdě bude přeložena. Nově bude vedena podél pravého břehu navrhovaného koryta skluzu a po nově zřízeném mostě přes koryto skluzu.

Obslužná komunikace vedená k prostoru dolní rejdy bude v místě křížení s korytem skluzu BP vedena po nově zřízeném zastropení koryta.

Zpevněná plocha pro provoz VD Hněvkovice (její podstatná část) situovaná v prostoru nad příjezdovou komunikací k čekacím stáním v horní rejdě bude vzhledem k nedostatku prostoru zrušena bez náhrady.

Opěrná zeď podél dolní rejdy

Konstrukce opěrné zdi bude zajištěna proti dynamickým účinkům vody za stavu, kdy bude docházet k převádění průtoků navrhovaným bezpečnostním přelivem.

Odhad nákladů jednotlivých opatření provedených v rámci této varianty na objektech technické a dopravní infrastruktury viz kapitola 9.

7.1.5.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Výstavba objektu pravobřežního hrazeného přelivu jakožto úpravy čekacích stání v horní rejdě bude probíhat pod ochranou jímky. Obdobně jako u ostatních posuzovaných variant se předpokládá výstavba jímky s ochranou na úrovni 365,85 m n.m. s bezpečnostním převýšením 0,5 m. Jímka bude provedena jako dvojité štětovnicové. Vzhledem předpokládaným geologickým poměrům, které s největší pravděpodobností neumožní beranění štětovnic, bude jímka provedena jako nasazená. Jímkování stavební jámy z dolní vody vzhledem k ukončení konstrukce skluzu na nábrežní zdi dolní rejdy není uvažováno.

Ve vztahu k organizaci výstavby platí i v případě posuzované varianty omezení z důvodu podmínek plavby. Veškeré ovlivnění plavby, resp. úprava stávajících konstrukcí využívaných pro plavbu je nutno časově situovat do mimoplavební sezóny, tj. od listopadu do března. Nicméně lze konstatovat, že v porovnání s předchozí variantou (nehrazený pravobřežní přeliv) je zásah do stávajících konstrukcí horní rejdy významně menší a neměl by tedy představovat zásadní komplikaci při provádění díla. Současně je možno provádět větší část stavebních prací na povodní straně hráze bez jakýchkoliv zásadních limitů na lodní dopravu.

Koryto skluzu bezpečnostního přelivu bude prováděno jako hloubené z povrchu. Předpokládá se, že významná část zemních prací bude prováděna ve skalním podloží. V průběhu výstavby koryta skluzu bezpečnostního přelivu bude v místě otevření stavební jámy nutné dočasně přerušit provoz na silnici III. třídy 12220, která je vedena po koruně hráze. Po dobu výstavby navrhovaného přemostění koryta skluzu bude nutné zajistit objízdnou trasu nebo provizorní přemostění stavební jámy.

Výstavba objektu bezpečnostního přelivu si vyžádá zastavení provozu čekacích stání v horní rejdě a vývaziště pro plavidla údržby PVL. Proto se doporučuje vybudování navrhovaného prodloužení (přemístění) prostoru čekacích stání v předstihu před zahájením hlavních stavebních prací. Příjezdová komunikace k čekacím stáním bude řešena v této fázi provizorně dočasnou komunikací.

7.1.5.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem Varianty 5 bylo prověřit dispoziční možnosti pro výstavbu nového bezpečnostního (doplňkového) přelivu a následné odvedení části povodňového průtoku pod profil hráze vodního díla. Současně bylo cílem vytvořit technickou alternativu k řešení ve formě nehrazeného přelivu

a to jak ve formě vlastního přelivného objektu, tak v návrhu řešení skluzu. Nově budovaný objekt na pravém břehu je koncipován jako přeliv hrazený dvojicí segmentů.

Na základě výše uvedeného popisu lze konstatovat, že na pravém břehu je možno situovat objekt doplňkového bezpečnostního přelivu, kterým bude zvýšena kapacita výpustných zařízení až po hodnotu kontrolní povodně. Rozpracování řešené varianty v rámci předkládané studie proveditelnosti prokázalo technickou proveditelnost navrhovaného řešení, avšak je nutno i v případě této varianty zdůraznit nezastupitelnost modelového výzkumu a ověření synergie s ostatními konstrukčními celky VD Hněvkovice a to například ve smyslu prověření požadované kapacity nátokových partií doplňkového přelivu v důsledku potenciálně negativního dopadu způsobeného propagací deprese přepadového paprsku korunových přelivů, či charakter proudění na skluzu v důsledku stékání dvou proudů pod úhlem 40° v prostoru pod vodním dílem včetně posouzení vlivu na tlumení kinetické energie proudu.

Obdobně jako u předchozí Varianty 4 je v případě hodnocení Varianty 5 nutné zmínit potřebu koordinace nově navrhované konstrukce se stávajícími zařízeními pro plavbu a zajištěním nezbytného počtu přemostění skluzu.

Z pozice zpracovatele předkládané varianty lze doporučit toto technické řešení dále sledovat, a na podkladě výstupů ekonomického posouzení a modelového výzkumu přistoupit k optimalizaci navrhované varianty.

7.1.6 VARIANTA 6 – ÚPRAVA KONSTRUKCE PLAVEBNÍ KOMORY FORMOU PŘEDSAZENÉHO UZÁVĚRU

7.1.6.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Na základě aktuálně platného MŘ není plavební komora technicky uzpůsobena k přímému převádění povodňových průtoků. Za povodňových průtoků jsou v rámci provozu PK provedeny manipulace, díky kterým jsou trvale uzavřena horní vrata, resp. dolní vrata jsou vyhrazena. Při dosažení limitních úrovní hladin daných kótou 371,60, resp. 371,90 dochází k nekontrolovatelnému přepadu vody přes horní vrata a následnému odtoku vody zdviženými dolními vraty do dolní vody. Při nárůstu hladiny nad 372,60 (tento stav nebyl ani za extrémních povodní z r. 2002 dosažen) dochází k přepadu vody přes zdi PK. K tomuto stavu při návrhu varianty zajišťující nepřekročení MBH nesmí dojít.

Přestože je manipulace na PK navržena v souladu se standardními postupy provozu PK, tj. k zajištění plavby a ochraně vystrojení PK, je vnímána možnost převádět část povodňových průtoků přes PK příslibná. Z výše uvedeného postupu manipulace je tedy zřejmé, že otevřením vrat v horním ohlavi by došlo ke zvýšení kapacity VD při převádění velkých vod. Jelikož vrata jak v horním, tak dolním ohlavi nejsou konstruována pro možnost manipulace do průtoku je v rámci Varianty 6 prověřena možnost dodatečné instalace uzávěru v horní vodě, pod jejichž ochranou by bylo možno otevřít horní vrata, nový uzávěr sklopit, a tím docílit převádění části povodňového průtoku plavební komorou.

Z hlediska návrhu rozsahu úprav stávajících konstrukcí bylo nutno prověřit zejména tyto disciplíny:

- Navrhnout předsazený nouzový uzávěr, pod jehož ochranou by bylo možno při nárůstu rizika povodně otevřít horní vrata a následně by byl sklopen do průtoku.
- Prověřit technické možnosti stávající konstrukce PK pro instalaci takového uzávěru
- Výpočetně stanovit předpokládanou průtočnou kapacitu PK a zhodnotit přínos navrhovaného technického řešení

7.1.6.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

V prvním kroku technických úvah bylo nutné navrhnout ideový scénář pro manipulaci na vodním díle vedoucí k možnosti převádět povodňové průtoky. Vychází se z předpokladu, že dodatečné vystrojení PK bylo provedeno v nedávné době v režimu dotačních titulů EU a z toho plynoucích omezení na zásah do takto proinvestovaných objektů. Při návrhu této varianty byl

uvažován scénář manipulace, který je z části shodný se stávajícím postupem. Tedy při naplněné komoře dojde k otevření horních vrat do horní vody a k jejich aretaci ve výklenku ohlaví. Následně bude vztyčen předsazený nouzový uzávěr v horní vodě a komora bude klasicky vypuštěna prázdními otvory v dolních vratech. Poté za vyrovnaných hladin na úrovni dolní vody budou dolní vrata zdvižena. Následně dojde k postupnému sklápění předsazených vrat ve formě klapkového uzávěru, voda začne přepadat do plavební komory až po plné sklopení uzávěru. V rámci této varianty tedy nebudou nijak dotčeny stávající uzávěry plavební komory.

Nechceme-li zasáhnout do stávajících uzávěrů PK, je nutno předsadit uzávěr umožňující manipulaci do proudící vody. Navrhuje se tedy pod ochranou jímky vybudovat ve vhodném období spodní stavbu, na kterou následně budou instalována klapková vrata. Jedná se o nově zbudovanou betonovou spodní stavbu a zdi PK v délce cca 16 m, resp. 18 m, které budou navazovat na stávající konstrukci směrem do nádrže. Šířka PK zůstává nezměněna, koruna zdí PK zůstává ponechána na 372,60. Nově budovaná konstrukce bude kromě vlastní nouzového uzávěru vystrojena drážkami revizního uzávěru a provozním zařízením pro potřeby plavby, tj. žebříky, dalbami, svodidly apod. Prověření nautických poměrů upravené PK bude ověřeno modelovým výzkumem. Lze však předpokládat, že protažením betonové konstrukce PK nebudou nautické podmínky při nájezdu, resp. výjezdu z PK významně negativně dotčeny. Systém plnění PK navrhovanou konstrukcí také není dotčen. Z hlediska běžného provozu PK lze uvést, že ten nebude dodatečnou výstavbou předsazeného uzávěru nijak dotčen. Užité parametry PK nebudou změněny, stejně jako bude zachován systém manipulace a provozu PK.

Popisovaná varianta ponechává stávající technologické celky PK beze změny. V nově prodlouženém horním ohlaví je instalován klapkový uzávěr šířky 7,0 m o hrazené výšce 10,0 m. Vzhledem k enormně vysoké hodnotě potřebného ovládacího momentu uzávěru, je navržen oboustranný lanový (řetězový) mechanismus, který navíjením lana (řetězu) upevněného v blízkosti přelivné hrany klapky otvírá a zavírá uzávěr. Vzhledem k rozložení hydrostatických i hydrodynamických sil působících na plochu uzávěru je tento způsob ovládání uzávěru při odpovídajícím dimenzování principiálně vhodný pro manipulaci do průtoku. Při běžných vodních stavech je klapkový uzávěr trvale ve sklopené poloze a PK je provozována běžným způsobem. Klapkový uzávěr může při případné poruše stávajících horních vrat jejich funkci nahradit. Před klapkovým uzávěrem jsou umístěny drážky pro prvky stávajícího provizorního hrazení pro případ jeho poruchy či údržby.

Navíjecí ovládací mechanismus klapkového uzávěru je složen z elektromotoru, převodové skříně a vlastního navíjecího elementu, kterým může být lanový buben nebo řetězka v případě použití Gallových řetězů. Nahrazení elektropohonu pohonem hydraulickým v tomto případě není přínosné, protože hydraulický systém v režimu pouze občasného použití z hlediska spolehlivosti ne zcela vyhovuje. Nezanedbatelná je i jeho ekologická nevýhodnost a cena. Pozornost je nutno věnovat spolehlivému vyřešení synchronizace tahu obou mechanismů, aby nedocházelo ke křížení klapky uzávěru.

S ohledem na způsob využití uvedeného zařízení doporučujeme pro snížení nákladů na údržbu provedení závěsných prvků z korozivzdorné oceli. Vlastní klapku předpokládáme vzhledem k možnosti revize a údržby zhotovenou z konstrukční oceli s protikorozi ochranou. Její provedení z korozivzdorné oceli by zvýšilo investiční náklady, viz kapitola 9.

Nedílnou součástí posouzení navrhované varianty je stanovení její potenciální průtočné kapacity. Za tímto účelem byla použita hydraulická analogie přepadu přes širokou korunu. Je-li dno předsazené části betonové konstrukce po úplném sklopení poklopového uzávěru shodné se stávající úrovní dna v horním ohlaví, tedy na kótě 361,60 m je při hladině na úrovni koruny hráze (koruny zdí PK) hodnota přepadového paprsku rovna 11,0 m. Do výpočetního stanovení převáděného množství významně zasahuje i tvarové řešení široké koruny, což v případě dodatečných stavebních úprav je uvažováno s ostrohrannou návodní hranou, jedná se tedy o provedení hydraulicky nejméně příznivé, avšak stavebně nejsnáze proveditelné. I přes relativně velkou přepadovou výšku je výsledné množství převáděné PK při hladině na úrovni 372,60 dáno hodnotou cca 312 m³/s. V závěru hydraulického posouzení navrhované varianty byl výpočetně prověřen předpoklad dokonalého přepadu.

Přihlédneme-li k předpokladu maximální kapacity stávajících korunových přelivů popsanou ve Variantě 1 ($1\,746\text{ m}^3/\text{s}$) není kapacita nátoky do PK v horním ohlavi dostatečná, aby byla garantována celková kapacita rovna kontrolní povodni, tj. $2\,600\text{ m}^3/\text{s}$. Pro dosažení požadované kapacity jednotlivých objektů je tedy stále nutno zajistit převádění cca $540\text{ m}^3/\text{s}$. Lze tedy konstatovat, že navrhovanou variantu dojde ke zvýšení schopnosti převádět povodňové průtoky přes VD, nikoliv však v požadované hodnotě, která zajistí snížení KMH na požadovanou úroveň 372,60.

7.1.6.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí

Navrhované řešení předsazeného uzávěru v horním ohlavi, není ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí, vyjma rozvodů vlastního technologického vybavení PK. V rámci výstavby bude nutné pravděpodobně přesunout stožár signalizace a čidlo měření hladiny v horní vodě, které jsou shodně umístěné na pravobřežní zdi. Je proto nutné počítat se zásahem do stávající rozvodů vedených v kabelových kanálech. Stávající rozvody budou dále doplněny o rozvody pro nově osazovanou technologii.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury

Navrhovaná stavební úprava se dotýká stávající konstrukce plavební komory v místě horního ohlavi. Po dobu provádění prací bude přerušena plavba. Plavební komora byla v roce 2011 uvedena do provozu s finančním příspěvím EU. Proto je nutné počítat s limity, které stanovují například, že nesmí dojít k významnějšímu omezení provozní doby PK díky provádění stavebních úprav, včetně dlouhodobější odstávky provozu v plavební sezóně duben – říjen. Po dobu výstavby bude dále přerušen provoz stávajícího kotviště pro plavidla údržby VD. Omezen bude provoz čekacích stání a sportovní plavby v horní vodě, který bude možné provizorně řešit pomocí dočasných opatření.

7.1.6.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Jednoznačným limitem v rámci realizace navrhované varianty je provoz plavby přes vodní dílo Hněvkovice, který bude v dohledné době po dokončení dolní rejdry (v současné době ve výstavbě) plnohodnotně zahájen. Na základě vyjádření zástupců ŘVC je možno provádět stavební práce na PK pouze mimo plavební sezónu, tj. od listopadu do konce března – více viz kapitola 5.3.

Z hlediska proveditelnosti navrhované varianty se předpokládá, že bezprostředně po možnosti zahájit výstavbu bude vybudována ochranná jímka v horní vodě. To však bude představovat nemalou technickou výzvu s ohledem na předpokládaný požadavek provozovatele ČS JETE. Při předpokládané úrovni hladiny po dobu výstavby shodně zvolené pro všechny varianty na úrovni 365,85 m n.m. s 50 cm převýšením znamená vybudovat jímku o výšce cca 12,5 m. Opět je nutno poukázat na tomto místě na možnost dočasného snížení hladiny na minimální provozní hladinu, čímž by se výška jímky snížila na cca 11,5 m. Přestože rozdíl není již natolik zásadní, může představovat tato úprava jímky v globálním měřítku nemalou úsporu, mj. z časového hlediska provádění stavby.

S ohledem na předpokládané zkušenosti z poslední doby lze ideově předpokládat, že jímka bude provedena jako dvojité štětovnicové s nutností kotvení. Vzhledem k předpokládaným geologickým poměrům, které s největší pravděpodobností neumožní beranění štětovnic, bude jímka provedena jako nasazená. V případě volby navrhované varianty, i přes prokázanou nízkou kapacitu ve vztahu k převáděnému množství, lze jednoznačně doporučit detailně prověřit různé variantní možnosti jímkování na základě předběžných stanovisek jednotlivých dotčených subjektů, v minimálním rozsahu PVL, ŘVC, JETE apod.

Z hlediska technologie výstavby betonové konstrukce lze ještě uvažovat s možností provádění stavby za plného provozu, tj. bez ochranné jímky. Jedná se však o vysoce sofistikovanou variantu řešení provádění stavby, jejíž detailnější prověření je nad rámec této studie. Předpokládá se, že v případě volby této varianty bude návrh ZOV detailně prověřen.

Z hlediska strojní části technologického zařízení klapkového uzávěru je nutno zajistit dosažitelnost staveniště jeřábovou technikou s odpovídající nosností a dosahem pro instalaci klapky a ostatních komponentů strojní technologie.

Vlastní výstavbu bude s ohledem na zimní období a poměrně časově náročnou přípravu nutno rozdělit do dvou etap. V první etapě by bylo provedeno jímkování, příprava stavební jámy, betonáž hrubé stavby za dodržení přísné technologické kázně a v závěru demontáž jímky v nezbytném rozsahu. Ve druhé etapě výstavby by bylo provedeno dovystrojení prodloužené části PK pod ochrannou nového revizního hrazení.

Ve vztahu k provádění stavby se předpokládá plnohodnotné využití stávajících sjezdů do prostoru horní vody v místech stání plavidel (sjezdová rampa pro sportovní plavbu) s následným napojením na vnitro stavební komunikaci.

7.1.6.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem varianty 6 bylo prověřit technické možnosti úpravy PK pro možnost převádění části povodňových průtoků přes PK a to za předpokladu minimalizace zásahu do stávajících uzávěrů plavební komory.

Lze konstatovat, že je možno docílit takové technické úpravy i za předpokladu omezení vyplývající z požadavků provozu plavby, kterými by PK byla dovystrojena o předsazený nouzový uzávěr. Pod jeho ochranou by bylo možno manipulovat horními vraty tak, aby byl umožněn nátok do PK z horní vody. Na základě hydraulického posouzení kapacity nátoky je však nutno konstatovat, že maximální kapacita při dosažení hladiny na úrovni koruny hráze je nedostatečná. Maximální teoretická kapacita je vyčíslena hodnotou 312 m³/s. Tuto hodnotu je však nutno brát s určitou rezervou, neboť i na základě výstupů modelového výzkumu dochází u konstrukce PK vlivem provozu přelivů k depresi hladiny v nádrži.

Jednou z výhod této varianty je to, že není nutný zásah do stávajících uzávěrů PK. Další výhodou je možnost využití uzávěru klapky jako náhradních vrat PK. Nevýhodou tohoto řešení je však „umrtvení“ značné investice, která bude využívána statisticky velmi málo, ale která pravidelně vyžaduje údržbu pro možnost okamžitého zprovoznění v případě potřeby.

Navrhovaná varianta navíc z hlediska provádění stavby představuje relativně zvýšené nároky na výstavbu ochranné jímky a i manipulace s nově instalovanou technologií znamená vybudovat relativně silné ovládání předsazeného uzávěru.

Závěrem lze tedy konstatovat, že navrhovanou variantu z technického hlediska nedoporučujeme k dalšímu detailnímu sledování a ve smyslu zprovoznění PK pro převádění části povodňových průtoků doporučujeme sledovat v rámci jiných (následujících) variant řešení.

7.1.7 VARIANTA 7 – ÚPRAVA KONSTRUKCE PLAVEBNÍ KOMORY A VÝMĚNA DOLNÍCH VRAT

7.1.7.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

V návaznosti na předchozí variantu je v další variantě prozkoumáno alternativní řešení zprovoznění PK pro převádění velkých vod. Cílem je navrhnout takové stavební úpravy, kterými by bylo docíleno maximální průtočné kapacity profilu PK při minimálních zásazích do konstrukce PK. S tím přímo souvisí i návrh na změnu manipulace, kterou bude nutno v rámci popisu technického řešení uvést v základních bodech.

Z hlediska návrhu rozsahu úprav stávajících konstrukcí bylo nutno prověřit zejména tyto disciplíny:

- Stanovit teoretickou kapacitu na výtoky z PK při průchodu $Q_{10.000}$, tj. posoudit ovlivnění úrovně dolní vody.
- Navrhnout změnu manipulace pro možnost převádění velkých vod
- Navrhnout systém doprovodných opatření, kterými bude docíleno maximální kapacity stávající konstrukce PK

- Prověřit možnost úprav stávající technologie vystrojení PK
- Zhodnotit přínos navrhovaného opatření

7.1.7.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

V úvodu technického návrhu této varianty bylo nutno objektivně stanovit předpokládanou teoretickou kapacitu PK při otevření všech uzávěrů. Do výpočtu byl tedy zaveden předpoklad maximální hladiny v komoře na úrovni koruny zdi PK a plně otevřených dolních vrat. Stanovení maximální teoretické kapacity bylo provedeno na základě klasických hydraulických výpočtů použitím analogie výtoku otvorem. Pro zvolené hladiny 372,60 (horní voda), resp. 364,08 (dolní voda) byla zaveden předpoklad zatopeného výtoku otvorem. Přestože se jedná o jistou formu zjednodušení, ve skutečnosti bude proudění v plavební komoře velmi pravděpodobně značně divoké a bude ovlivněno hydraulickými poměry celého vodního díla, tak v rámci prověření teoretických parametrů navrhované varianty je určitá forma schematizace akceptovatelná. Na základě hydraulického posouzení stávajícího otvoru při plně vyhrazených dolních vratech lze vyčíslit max. teoretickou hodnotou cca 664 m³/s. Ve vazbě na teoretickou kapacitu bezpečnostního přelivu, viz Varianta 1, by teoretická výsledná kapacita byla 1746+664 = 2410 m³/s. Přestože je zjevné, že tato teoretická kapacita je ve vztahu k převádění kontrolní povodně nedostatečná, je souhrnná hodnota průtoku převáděného přes objekt bezpečnostního přelivu a PK blízká hodnotě kontrolní povodně a při případném zahrnutí dalších možností převádět průtoky přes VD (VE, případně aerační výpust) či doplňkovém kotvení by již mohlo být dosaženo požadovaného poměru $KMH \leq MBH$.

Z hlediska technického návrhu je však v rámci této varianty sledována možnost výměny vrat v dolním ohlavi, kterými by bylo možno manipulovat do proudící vody. Tím by odpadla nutnost dodatečně instalovat předsazený uzávěr v horním ohlavi. Zároveň je nutno navrhnout takové úpravy PK, kterými by byla zvýšena kapacita nátoky vody do vlastní PK, neboť konstrukcí v horním ohlavi je možno přivádět vodu pouze do hodnoty 312 m³/s, která však bude dále redukována efektem zatopení dolní vodou, tedy předpokladem vystavení „konstantní“ hladiny v prostoru PK na úrovni 372,60.

Stávajícím provozním uzávěrem dolního ohlavi plavební komory VD Hněvkovice jsou stavidlová opěrná vrata. Vrata se zdvihají na Gallových řetězech pomocí elektromechanického převodového soustrojí. V dolní části vrátně je umístěna dvojice protivodních klapek pro přímé prázdnění komory. Plnění komory je podzáporníkové jednostranným krátkým obtokem v levé komorové zdi (využíván jako spodní výpust VD). Konstrukční řešení dolních vrat a pohybovacího mechanismu není uzpůsobeno pro možnost otevírání vrat „do průtoku“ (tzn. při otevřených horních vratech a plnění prostoru PK otvorem horních vrat). V současnosti lze provést otevření dolních vrat až po vyprázdnění prostoru PK pomocí dvojice protivodních klapek v dolní části vrat. Jakýkoliv nestandardní způsob manipulace se stávajícím uzávěrem není možné doporučit a nelze s ním počítat v technickém řešení varianty. Proto bylo nutné uvažovat se změnu konstrukčního typu dolních vrat. Z možných variant řešení byla jako nejvhodnější zvolena varianta počítající s kompletní výměnou technologie dolních stavidlových opěrných vrat za vrata typu Stoney umožňujících manipulaci při plné horní hladině. Vrata typu Stoney jsou vybaveny bočními pojezdy v drážkách, které umožňují manipulaci s uzávěrem při plném tlaku vody. Předpokládá se kompletní výměna stávajících vrat včetně ovládacího mechanismu.

Ve svém důsledku by tak byla upravena manipulace na vodním díle. Výměnou dolních vrat za vrata typu Stoney (případně obecná alternativa ve formě tabule vystrojené kolovým podvozkem) by bylo možno upravit manipulaci tak, že by dolní vrata byla zavřena, při napuštění PK by se otevřela horní vrata, která by před chystaným průběhem povodňové situace byla příslušně zaeretována a napuštěný prostor PK by následnou manipulací v dolním ohlavi byl postupně vypouštěn resp. začalo by docházet k plynulému převádění části povodňových průtoků přes objekt PK. Konstrukce nových vrat by byla vystrojena stejným systémem vypouštění (pomocí klapek), čímž by se docílilo zachování shodného systému plnění a prázdnění PK jak je uvažováno v současné době a nevznikaly by tak residuální požadavky na úpravu PK, případně vývaru pod PK.

Podstatou úpravy technologického vystrojení PK je náhrada stávajících stavidlových vrat s protivodním těsněním a spodními vypouštěcími klapkami za uzávěr obdobného typu na kolovém podvozku. Vlastní těleso nového uzávěru se dimenzováním výrazně neliší od stávajícího. Zásadní vliv však má kolový podvozek, dimenzovaný na vysoké zatížení hydrostatickými a hydrodynamickými silami. Velikost a počet kol má přímý vliv na hmotnost vrátně a na dimenzování prvků nových zabetonovaných armatur (nosných a vodících kolejnic), které budou muset být osazeny do nově vytvořených primárních drážek ve stěnách dolního ohlaví PK. Zvýšení hmotnosti vyvolá nutnost změny pohonného mechanismu a obou závěsných řetězů vrátně. Pohon po dobrých zkušenostech se stávajícím zůstává elektromechanický, jeho dimenzování bude provedeno na hmotnost a výslednou hydrodynamickou sílu na vrátně při manipulaci do průtoku.

Jak již bylo uvedeno výše, je kapacita plně otevřené plavební komory vzhledem k rozměrovým parametrům horního ohlaví dána maximální kapacitou 312 m³/s. Pro zvýšení přítoku vodu do plavební komory až po maximální kapacitu plně otevřených vrat v dolním ohlaví je navržen systém nátokových otvorů v levé boční zdi PK. Navrhují se celkem 3 otvory o rozměrech 5,0 x 5,0 m. Tyto otvory budou hrazeny tabulovými uzávěry s kolovými podvozky. Idea manipulace s těmito otvory je plně v souladu s ideou převádění povodňových průtoků profilem PK, tzn. za normálního běžného provozu budou tyto tabule plně zahrazeny a nebudou tedy narušovat nautické podmínky v plavební komoře. Z hlediska provádění navrhovaných otvorů by bylo vhodné koncipovat tyto otvory v horní partii zdi PK a to zejména s ohledem na rozsah bouracích prací, současně by však bylo vhodné z hlediska bezpečnosti při povodních, aby vyhrazené tabule nevyčnívaly nad korunu zdi PK.

Výsledná předpokládaná kapacita otvorů ve zdi PK byla předběžně navržena na základě analogie zatopeného výtoku otvorem, avšak s nutností ověření skutečných parametrů dle skutečného průběhu hladin v PK. Zvýšená hodnota kapacity otvorů je zvolena pro možnost následného rozšíření výtokového otvoru v dolním ohlaví. Obecně však lze konstatovat, že při použité 1D schematizaci hydraulické analogie výtoku zatopeným otvorem je výpočet (zejména kapacity v prostoru dolních vrat) poměrně citlivý na volbu mj. výtokového součinitele. Pro jednoznačné zodpovězení komplexních parametrů hydraulické kapacity bude nutno toto prověřit v rámci modelového posouzení na fyzikálním modelu.

Navržené uzávěry ve stěně PK musí být též konstruovány na manipulaci do průtoku a musí být vybaveny odpovídajícím podvozkem. Pohon stavidel může být jak hydraulický (přímočarý hydromotor), tak elektromechanický (cévový mechanismus). Jednotlivá stavidla jsou vybavena provizorním hrazením na návodní straně PK (případně v prostoru zdi PK), aby byla možná jejich údržba. Výrazná netěsnost těchto stavidel by totiž měla za následek horší funkci PK, protože by nebylo možno zcela uzavřít přítok horní vody do PK.

7.1.7.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí

Navrhované úpravy konstrukce a výměny technologie PK, nejsou ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí, vyjma rozvodů vlastního technologického vybavení PK. V rámci výstavby bude nutné pravděpodobně přesunout stožár signalizace, umístěný na levobřežní zdi PK. V rámci výměny ovládacího mechanismu a osazení ovládacích mechanismů třech nových stavidlových uzávěrů, bude nutné počítat s doplněním stávajících rozvodů vedených v kabelových kanálech o rozvody pro novou technologii.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury

Navrhovaná stavební úprava se dotýká stávající konstrukce plavební komory. Po dobu provádění prací bude přerušena plavba. Plavební komora byla v roce 2011 uvedena do provozu s finančním příspěvím EU. Proto je nutné počítat s limity, které stanovují například, že nesmí dojít k významnějšímu omezení provozní doby PK díky provádění stavebních úprav, včetně dlouhodobější odstávky provozu v plavební sezóně duben – říjen.

7.1.7.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Z hlediska realizovatelnosti navrhovaného opatření je obdobně jako u předcházející varianty limitem požadavek ŘVC na zajištění provozu PK v plavební sezóně, tzn. stavební práce na PK je možno provádět pouze mimo plavební sezónu, tj. od listopadu do konce března – více viz 5.3.

Výhodou v porovnání s výše popsanou Variantou 6 je prakticky minimální požadavky na přípravu stavebního prostoru, resp. nulovou potřebu budovat investičně nákladnou ochrannou jímku v horní rejdě. Stavební prostor by byl z horní vody ochráněn revizním a provozním uzávěrem v horním ohlavi; z prostor dolní vody by byl využit revizní uzávěr, resp. dvojice drážek. Pod ochranou prakticky stávajícího vystrojení PK by byla provedena demontáž stávajícího uzávěru, resp. následná instalace nového typu vrat v dolním ohlavi.

Více komplikovanou stavební činnost tak představuje výstavba vlastních nátokových otvorů v levobřežní zdi PK. Zde existuje celá řada přístupů, které v případě výběru navrhované varianty budou v dalších stupních projektové přípravy detailněji rozpracovány. Z pozice zpracovatele je doporučen přístup maximalizace stavebních úkonů z koruny PK, resp. z prostoru vypuštěné PK. Vlastní nátoková část z prostoru nádrže vodního díla lze alternativně provádět s využitím potápěčské techniky, nebo pod ochrannou nasazených jímek konstruovaných například ve formě krátkodobě přikotvených předsazených ocelových konstrukcí, které by byly dotěsněny k lici zdi PK. Ideově je uvažován postup výstavby tak, že z prostoru koruny zdi PK bude postupně vybourány niky, do kterých budou osazeny drážky tabulových uzávěrů. Následně z prostoru vypuštění PK bude proveden vybouraný průraz spojující vnitřní prostor PK a prostor budoucího tabulového uzávěru. Následně již při naplnění PK bude například za pomoci potápěčské techniky či pod ochrannou nasazených jímek provedeno z prostoru nádrže vodního díla obdobný průraz, kterým dojde k dokončení spojení prostoru nádrže a vnitřku PK. V závěru budou jednotlivé prostupy (niky) vystrojeny tabulovými uzávěry a ovládacími mechanismy.

7.1.7.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem posuzované varianty bylo prověřit teoretické limitní hodnoty kapacity PK a této kapacitě přizpůsobit jak stavební tak technologické uspořádání PK. Poměrně velký prostor v dolním ohlavi při plně vyhrazených dolních vratech představuje nezanedbatelný potenciál pro převod části spektra povodňových průtoků. Stávající technologie však neumožňuje manipulace vedoucí k řízenému převádění průtoků přes PK. Proto se navrhuje výměna dolních vrat. Namísto stávajících stavidlových opěrných vrat se navrhuje vystrojit dolní ohlavi vraty typu Stoney. Výměnou pouze dolních vrat by však nedošlo k plnohodnotnému využití hydraulického potenciálu otvoru při převádění velkých vod. Proto se za tímto účelem navrhuje vybudovat série min. 3 otvorů o rozměrech cca 5,0 x 5,0 m. Těmito otvory a otevřenými vraty v horním ohlavi bude přiváděna voda do prostoru PK.

Nespornou výhodou navrhované varianty v porovnání například s Variantou 6, kde je také řešena úprava plavební komory je skutečnost, že prakticky odpadá nutnost náročného jímkování a to jak ve smyslu technickém, ekonomickém, tak časovém. Stavební zásahy kromě budování nápusťných objektů jsou nevýznamné a na základě zkušenosti z obdobných projektů se lze domnívat, že konstrukce nových vrat bude svými dimenzemi blízká stávající konstrukci stavidlových opěrných vrat. Výhodou navrhovaného rozsahu zásahu do stávajících konstrukcí je i fakt, že existuje reálný předpoklad implementace navrhovaného opatření během jednoho mimoplavebního období.

Při otevření postranních uzávěrů je nutno počítat s velmi bouřlivým charakterem průtoku PK, bude nutno posoudit jeho vliv na všechny součásti strojní technologie i stavební část. Stejně bude nutno posoudit vliv oslabení vnější zdi PK vloženými okny s šachtami, protože statické problémy stavební části při dlouhodobě prázdné komoře se v minulosti již projevíly.

I přes tato opatření je celková kapacita PK při převádění povodňových průtoků se započtením teoretické kapacity korunových přelivů nedostatečná. Dochází však k přiblížení k požadované hodnotě kontrolního průtoku a proto lze závěrem konstatovat, že navrhovanou

VD Hněvkovice zabezpečení VD před účinky velkých vod	A Technická zpráva
	FS

variantu doporučujeme z technického hlediska k podmíněnému dalšímu sledování a to ve smyslu zahrnout ideu navrhovaného řešení v rámci řešení kombinovaných variant.

7.1.8 VARIANTA 8 – ZVÝŠENÍ KAPACITY OBJEKTU PLAVEBNÍ KOMORY

7.1.8.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Finální variantou, která byla v rámci prověření objektu PK posouzena, byla spojena s návrhem technické úpravy PK tak, aby ve spolupráci s provozem stávajících korunových přelivů bylo docíleno celkové průtočné kapacity 2 600 m³/s. Technické řešení popisované v rámci Varianty 8 s drobnými nuancemi přímo navazuje na Variantu 7.

Z hlediska návrhu rozsahu úprav stávajících konstrukcí bylo v návaznosti na technické řešení pospané v rámci Varianty 7 nutno prověřit zejména tyto disciplíny:

- Stanovit požadované stavební úpravy v prostoru dolního ohlaví za účelem zvýšení kapacity
- Navrhnout parametry nově instalovaných vrat dolního ohlaví
- Zhodnotit přínos navrhovaného opatření

7.1.8.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

Stávající rozměrové uspořádání v prostoru dolního záporníku (6,0 x 10,4 m) bylo v rámci hydraulického posouzení v předchozí alternativě shledáno, jako nevyhovující. Stávající teoretická maximální kapacita prostoru dolního ohlaví je cca 664 m³/s. Za předpokladu kapacity stávajících přelivů (na základě zvolených standartních hydraulických výpočtů) daných hodnotou 1746 m³/s je však požadováno nalézt takové technické opatření, kterým bude umožněno převádět průtok cca 854 m³/s. Na základě hydraulické analogie výpočtu výtoku zatopeným otvorem byl pro požadované průtočné množství hledán adekvátní rozměr otvoru a to při zachování šířky otvoru daný šířkou plavební komory. Výše uvedeným požadavkům vyhovuje výška otvoru 12,60 m, tj. s dolním okrajem záporníku na úrovni 364,30 m n.m., což je o cca 2,2 m vyšší úroveň než u stávající konstrukce. V rámci hydraulického posouzení byla provedena jakási rozvaha nad citlivostí jednotlivých vstupních veličin hydraulického výpočtu a je nutno upozornit na skutečnost, že například rozdíl pouze dvou setin (0,02) u parametru výtoku součinitele resultuje v rozdíl i 30 cm v požadované výšce průtočného otvoru. Je proto naprosto zásadní kapacitu plavební komory prověřit na fyzikálním modelu s následnou možností oddělit konzumní křivku přelivu a konzumní křivku PK.

Z hlediska technického řešení je uvažována obdobný přístup jako v případě Varianty 7. Tedy stávající vrata v dolním ohlaví budou vyměněna za vrata typu Stoney vystrojená klapkami v dolní části vrat pro možnost obsluhovat PK dle stávajících regulativů. Zatímco u předchozí Varianty 7 byly původní vrata o rozměrech 6,0 x 10,7 m vyměněna za vrata typu Stoney shodných rozměrů, je v případě Varianty 8 nutno osadit horní vrata o rozměrech cca 6,0 x 12,9 m. Přesné rozměry budou optimalizovány v navazujících projektových stupních. Zatímco stávající hradicí konstrukce byla po jejím vyhrazení schována za konstrukci dolního záporníku, bude nutno u nově navrhované hradicí konstrukce počítat s horním okrajem nad úrovní 372,60. Této skutečnosti bude nutno upravit i dispoziční řešení pohybovacích mechanismů umístěných na platu PK.

Z hlediska stavebních zásahů do stávající konstrukce PK přetrvává i pro Variantu 8 nutnost dodatečné výstavby nátokových oken ve zdech PK. Dále je nutno snížit dolní hranu záporníku o cca 2,2 m. Pro konstrukci dolního záporníku bude ve vztahu ke stavebním zásahům a instalaci mohutnější hradicí konstrukce nutno provést detailní statický posudek.

Podstatou úpravy technologického vystrojení PK je náhrada stávajících stavidlových vrat s protivodním těsněním a spodními vypouštěcími klapkami za uzávěr obdobného typu na kolovém podvozku. Vlastní těleso nového uzávěru se dimenzováním liší od stávajícího zvýšenou výškou. Zásadní vliv však má kolový podvozek, dimenzovaný na vysoké zatížení hydrostatickými a hydrodynamickými silami. Velikost a počet kol má přímý vliv na hmotnost

vrátně a na dimenzování prvků nových zabetonovaných armatur (nosných a vodících kolejnic), které budou muset být osazeny do nově vytvořených primárních drážek na stěnách dolního ohlaví PK. Zvýšení hmotnosti vyvolá nutnost změny pohonného mechanismu a obou závěsných řetězů vrátně. Pohon po zkušenostech zůstává elektromechanický, jeho dispozice a dimenzování bude provedeno na vyšší výšku stavidlových vrat, hmotnost a výslednou hydrodynamickou sílu při manipulaci do průtoku.

Navržené uzávěry ve stěně PK musí být též konstruovány na manipulaci do průtoku, musí být vybaveny odpovídajícím podvozkem. Pohon stavidel může být jak hydraulický (přímočarý hydromotor), tak elektromechanický (cévový mechanismus). Jednotlivá stavidla musí být vybavena provizorním hrazením na návodní straně, aby byla možná jejich údržba. Výrazná netěsnost těchto stavidel by měla za následek horší funkci PK, protože by nebylo možno uzavřít vstup horní vody do PK.

Systém upravené manipulace zůstává shodný jako v případě Varianty 7.

7.1.8.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí

Navrhované úpravy konstrukce a výměny technologie PK, nejsou ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí, vyjma rozvodů vlastního technologického vybavení PK. V rámci výstavby bude nutné pravděpodobně přesunout stožár signalizace, umístěný na levobřežní zdi PK. V rámci výměny ovládacího mechanismu a osazení ovládacích mechanismů třech nových stavidlových uzávěrů, bude nutné počítat s doplněním stávajících rozvodů vedených v kabelových kanálech o rozvody pro novou technologii.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury

Navrhovaná stavební úprava se dotýká stávající konstrukce plavební komory. Po dobu provádění prací bude přerušena plavba. Plavební komora byla v roce 2011 uvedena do provozu s finančním příspěvím EU. Proto je nutné počítat s limity, které stanovují například, že nesmí dojít k významnějšímu omezení provozní doby PK díky provádění stavebních úprav, včetně dlouhodobější odstávky provozu v plavební sezóně duben – říjen.

7.1.8.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Postup přípravy, resp. provádění stavby je v případě varianty 8 obdobný jako u předchozí varianty. Jedinou zásadní změnou je nutnost stavebního zásahu do konstrukce dolního záporníku, který bude proveden po demontáži stávajících dolních vrat. Systém ochrany staveniště však zůstává nezměněn, tedy s plným využitím stávajících provozních a revizních uzávěrů PK.

Z hlediska provádění stavebních zásahů do plata PK ve vazbě na vybudování nátokových oken je navržen shodný postup výstavby za využití vypuštěného prostoru PK, resp. prováděním za pomoci potápěčské techniky z prostoru nádrže.

7.1.8.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem posuzované varianty bylo nalézt takový soubor opatření, kterými bude docíleno požadované kapacity ve vazbě na kapacitu stávajícího bezpečnostního přelivu. Jedná se v podstatě o mírně modifikovanou předchozí Variantu 7. Kromě výhod spojených s prováděním stavebně technologických úprav obdobně jako u předchozí varianty i zde lze konstatovat relativně nevýznamný zásah do stávajících konstrukcí VD.

Při otevření postranních uzávěrů je nutno počítat s velmi bouřlivým charakterem průtoku PK, bude nutno posoudit jeho vliv na všechny součásti strojní technologie i stavební část. Stejně bude nutno posoudit vliv oslabení levé zdi PK vloženými okny s šachtami, protože statické problémy stavební části při dlouhodobě prázdné komoře se v minulosti již projevíly.

Vyšší výška vrátně vyžaduje prodloužení vodících kolejnic vrátně a svislé posunutí elektromechanického pohonu tak, aby se prahová část vrátně dostala nad úroveň horní hrany otvoru v zadní stěně PK.

Na základě výše uvedeného lze závěrem konstatovat, že navrhovanou variantu z technického hlediska doporučujeme k dalšímu detailnímu sledování.

7.2 NÁVRH VARIANT ŘEŠENÍ POMOCÍ ZVÝŠENÍ ÚROVNĚ MBH NAD SOUČASNOU KMH

Varianty technického řešení formou zvýšení úrovně MBH nad současnou KMH v podstatě představuje zajištění stability konstrukce hráze a dalších objektů VD, pro nový návrhový stav, kdy je vodní dílo vystaveno působení kontrolní povodně $Q_{10,000} = 2\,600\text{ m}^3/\text{s}$ a k jejímu převodu přes VD je využíváno pouze stávající výpustné zařízení, což má za následek překročení stávající MBH definovanou kótou 372,60 m n.m.

Pro přehlednost jsou varianty, v rámci nichž jsou provedeny návrhy na zvýšení MBH, označovány velkými písmeny abecedy.

Základní kritéria návrhu opatření pro zajištění stability konstrukce hráze a dalších objektů VD vycházejí ze závěrů práce VÚV VD Hněvkovice – Ověření konzumčních křivek na fyzikálním modelu [6] pro posuzovanou Variantu II. Tato varianta modelového výzkumu zahrnuje shodně se současně navrhovanými variantami uzavření všech otvorů mezi korunou hráze a mostovkou (vyjma otvorů stávajících BP a PK). Uzavřením otvorů dojde k částečnému snížení průtočné kapacity vodního díla, nebude však hrozit možné zaplavení VE shora, vodou přepadající otvory nad VE. Při průchodu povodní je průtok převáděn nejprve třemi bezpečnostními přelivy, které jsou ve funkci při dosažení hladiny 370,10 m n.m., následně začne část průtoku přepadat přes uzavřená horní vrata plavební komory na kótě 371,90 m n.m. a konečně při překročení hladiny na kótě 372,60 m n.m. dojde k přepadu vody i přes zdi plavební komory s následným odtokem otevřenými dolními vraty PK. Hladina nad vodním dílem bude při dosažení průtoku $Q_{10,000} = 2\,600\text{ m}^3/\text{s}$ na úrovni KMH = 374,70 m n.m. Úroveň MBH je uvažovaná na kótě 374,85 m n.m., tj. o 2,25 m výše než současná. Jako výchozí hodnota pro stanovení MBH byla úroveň KMH, vycházející z provedené transformace PV, která byla zvýšena o 15 cm tak, aby byla splněna podmínka normy ČSN 75 2935 $KMH \leq MBH$. Úroveň hladiny dolní vody bude při průtoku $Q_{10,000} = 2\,600\text{ m}^3/\text{s}$ dosahovat kóty DV = 364,08 m n.m. Pro další výpočet stability hráze bylo nutné uvažovat úroveň dolní hladiny poníženou o vliv provzdušnění vody, které dle materiálů VÚV [6], resp. TBD [8] bude činit cca 10% tzn. úroveň dolní hladiny pro variantní řešení zvýšení stability zvolených dilatačních bloků je uvažovaná na kótě 362,58 m n.m.

Pro všechny varianty technického řešení ve smyslu zvýšení MBH existuje společný soubor opatření, která bude nutno společně realizovat s navrhovanými variantami technického řešení. Pro přehlednost jsou tato společná opatření popsána mimo vlastní popis technických variant zvýšení MBH. Ve vztahu k vodnímu dílu se jedná zejména o zajištění prostupů mezi korunou hráze a konstrukcí mostovky a o doplnění injekční clony v obou závazáních hráze. Nicméně kromě vlastního zajištění otvorů nad korunou hráze bude nutné zvážit realizaci řady dalších opatření, kterými bude zvýšena odolnost vodního díla, resp. bude sníženo riziko vzniku poškození a ekonomických škod na VD a objektu čerpací stanice provozní vody pro JETE. Předpokládá se, že výčet všech opatření bude dále upřesněn v navazujících stupních projektové dokumentace.

Doplnění injekční clony

V obou místech závazání hráze bude nutné navýšit stávající těsnící clonu formou dodatečné injektáže na úroveň 375,45 m n.m., přičemž délka levostranné doplňkové injekční clony je 14 m a na pravé straně 15 m. Tímto opatřením se zabrání možnému poškození v místech závazání tělesa hráze.

Zajištění otvorů nad úrovní 372,60 m n.m.

Varianta dále počítá se zajištěním všech otvorů nad úrovní 372,60 m n.m. vyjma otvorů v místě bloků bezpečnostního přelivu a plavební komory. Celkem se uvažuje se zajištěním 6-ti otvorů. Otvory v blocích č. 12 (blok VE), 13, 14, 15 budou zaslepeny železobetonovou vyzdívkou až do úrovně spodního okraje mostovky. Otvor v bloku 2 (průchod pro sportovní plavbu) na pravém břehu bude zajištěn pomocí mobilního hrazení. Mobilním hrazením bude dále zajištěn vstup do revizní štol v bloku č. 16 na levém břehu (vstupní poklop je v současné době již zatěsněn). Alternativou zajištění vodotěsnosti na vstupu do revizní štol může být výměna stávajících dveří, za dveře ve vodotěsném provedení. Zatímco mobilní hrazení v prostoru kolem obou prostupů je ekonomicky mírně méně nákladné v porovnání s tlakovými vraty, je věcí primárně obsluhy VD, které z navrhovaných opatření bude v rámci každodenního provozu více příznivé. Ohraničení prostoru mobilním hrazením teoreticky umožní přístup do injekční štol z levé strany i za kontrolního povodňového stavu.

Ostatní opatření proti vzniku přímých škod na VD a objektu ČS (doporučená opatření nezpracovaná do vlastního technického řešení níže uvedených variant)

Následující opatření vzhledem k rozsahu prací přesahujícímu rámec této studie, nezbytné znalosti konstrukčního uspořádání a nedostatečné znalosti současného technického stavu konstrukcí zejména objektů VE, ČS a PK, nebyla blíže zapracována do vlastního technického řešení varianty. Nicméně realizace těchto opatření ve větší či menší míře podmiňuje možnost navýšení úrovně MBH na úroveň 374,85 m n.m. tak, aby byla dodržena ustanovení ČSN 75 2935 a ČSN 75 2340. Tato opatření mají zároveň za úkol zabránit možnému vzniku škod na vodním díle a ČS JETE při průchodu průtoku $Q_{10.000}$. Lze konstatovat, že navrhovaná opatření budou plnit svůj účel při překročení průtoku $Q=1746 \text{ m}^3/\text{s}$ (viz popis Varianty 1) při kterém dosahuje hladina úrovně 372,60 m n.m., tedy průtoku větším než je $Q_{1.000}$ ($1\,650 \text{ m}^3/\text{s}$). V dalších stupních dokumentace bude nutné zvážit jednotlivá opatření a stanovit důležitost jejich realizace s ohledem na možná rizika a případné ekonomické škody. Předpokládaný rozsah opatření (řazeno podle důležitosti) je následující:

1) Opatření pro zajištění objektu ČS JETE před vniknutím vody

Navýšení hladiny MBH na novou úroveň 374,85 m n.m. je prakticky vyloučeno bez realizace opatření, které zajistí objekt ČS provozní vody pro jadernou elektrárnu Temelín před vniknutím vody při návrhovém stavu. Tato čerpací stanice není součástí VD Hněvkovice a je realizována v rámci souboru staveb vlastní jaderné elektrárny Temelín. Při současné znalosti konstrukce objektu ČS a její výškové dispozice lze s jistotou tvrdit, že dojde k postupnému zaplavení strojovny ČS a k reálnému riziku poškození technologie. To se týká i přilehající rozvodny, kompresorovny a dalších provozních objektů. K zaplavení strojovny ČS bude docházet pravděpodobně již při překročení hladiny 372,60 m n.m., která odpovídá dolní úrovni vstupů do objektu z bočních ochozů. Vstupy do haly stanice a navazující zdi haly nad úrovní ochozů nebyly navrženy na zatížení sloupcem vody výšky 2,25 m. V ochozech jsou umístěny vtoky k jednotlivým čerpadlům a v čelech jsou hrazeny hradíci tabulemi s návrhovým zatížením a vybavením rovněž neodpovídajícím nové MBH. Návrh opatření pro zajištění ČS a souvisejících objektů před vniknutím vody bude nutné zvážit v navazujících stupních projektové dokumentace. Za současného stavu poznání konstrukčního řešení objektu ČS nelze jednoznačně stanovit výčet opatření, které by bylo případně nutné realizovat.

2) Opatření pro zajištění stěn a technologického vybavení PK

Za předpokladu využití plavební komory VD pro převádění značné části povodňového průtoku bude nezbytně nutné prověřit a stanovit vhodné manipulační postupy a opatření, které minimalizují nebo případně zcela vyloučí případné povodňové škody na objektu PK. Dále bude nutné provést posouzení stability stěn a horních vrat PK při přelití vodou při hladině MBH. Vzhledem ke konstrukčnímu řešení PK jako polorámové konstrukce a absenci relevantních podkladů zejména výkresů výztuže stěn PK v podstatě není možné v rámci této studie provést

posouzení stability stěn PK a provést návrh jejich případného zajištění podobně jak je tomu i v případě horních vrat. S vysokou mírou pravděpodobnosti se lze domnívat, že stěny PK a horní vrata jsou navrženy na zatěžovací stav, kdy je plavební komora zcela vyprázdněná a hladina vody v nádrži je na kótě 371,60 m n.m. Tento zatěžovací stav se jeví v případě stěn PK jako více kritický než návrhový zatěžovací stav s hladinou v úrovni MBH= 374,85 m n.m. kdy je prostor PK částečně zaplněný. Není však zohledněn vliv přelévání koruny zdi, který může hrát významnou roli. Dále lze konstatovat, že konstrukce horních vrat a bočních zdí PK nejsou navrženy na tato zatížení a může dojít k jejich poškození. Další škody pravděpodobně vzniknou na vystrojení plavební komory, ovládacích mechanismech vrat a objektu velínu PK. V následujících stupních dokumentace bude nutné prověřit a navrhnout možná nápravná opatření.

3) Opatření pro zajištění uzávěrů BP

Průchod povodně při návrhovém stavu bude mít za následek, že i zcela vyhrazené segmentové uzávěry BP budou při dolním okraji namáhány paprskem vody přepadajícím přes přelivné plochy. U dolní hrany zdvižených segmentů bude docházet k zavzdouvání hladiny. Reálně hrozí riziko poškození uzávěrů předměty transportovanými vodou během povodně. Dále může dojít k poškození ovládacích mechanismů a jejich vyřazení z funkce. V dalších stupních dokumentace bude nutné vyhodnotit toto riziko a případně navrhnout nápravná opatření. Nápravná opatření by v tomto případě spočívali pravděpodobně ve výměně stávajících uzávěrů, která by byla případně spojená i se stavebními úpravami.

4) Opatření pro zajištění uzávěrů spodní výpusti

Funkci spodní výpusti má plnicí obtok plavební komory s vtokem v jejím horním ohlavi. Obtok je hrazen dvojicí stavidel, jejichž dimenzování nebylo provedeno na návrhový stav s MBH na úrovni 374,85 m n.m. a hrozí jejich poškození v případě, kdy dojde k jejich uvedení do uzavřené polohy. K dalšímu poškození může dojít vniknutím vody do ovládacího mechanismu.

5) Opatření pro zajištění objektu VE před vniknutím vody

Pro zajištění objektu VE před vniknutím vody při návrhovém stavu bude nutné realizovat opatření, která zajistí vodotěsné uzavření všech vstupních otvorů vystavených účinkům zvýšené hladiny v horní i dolní vodě vodního díla. Dle současného předpokladu se jedná zejména o vstupní dveře ze strojovny VE na galerii nad výtoky ze savek oproti dolní vodě (poklop na šachtě vstupu do strojovny VE z plošiny vtoků na kótě 372,60 m n.m. z horní hladiny je v současné době již utěsněn). Zajištění otvorů lze snadno realizovat jako vodotěsný poklop, resp. dveře. V dalších stupních dokumentace bude nutné podrobně přezkoumat tento předpoklad a ve spolupráci s provozovatelem VE identifikovat všechna riziková místa, kde hrozí potenciální nebezpečí vniknutí vody do prostoru interiéru VE nebo poškození technologie VE a navrhnout nápravná opatření.

6) Opatření pro zajištění rychlouzávěrů a uzávěrů savek VE

Rychlouzávěry na nátocích do VE nejsou dimenzovány na návrhový stav z hladinou MBH na úrovni 374,85 m n.m. Stejně tak tomu je v případě uzávěrů savek VE, které nebyly dimenzovány na úroveň dolní vody při průchodu průtokem $Q_{10.000}$. Řešení tohoto problému bude muset být podrobně prozkoumáno v navazujících projekčních stupních. Za současného stavu poznání lze usuzovat, že nebude ze zřejmých důvodů možné ponechat uzávěry otevřené. Hrozí poškození nejen oběžného a rozváděcího kola, ale i víka turbíny s následným vniknutím vody do interiéru VE.

7.2.1 VARIANTA A – KOTVENÍ HRÁZOVÝCH BLOKŮ DO PODLOŽÍ

Cílem Varianty A byl návrh kotvení hrázových bloků do podloží za předpokladů zvýšení úrovně MBH nad KMH. Z hlediska návrhu technického řešení bylo nutné řešit následující otázky:

- Prověření stability hrázových bloků.
- Prověření technických možností kotvení konstrukcí do skalního podloží.
- Návrh způsobu kotvení hrázových bloků k podloží.
- Návrh zajištění otvorů mezi korunou hráze a mostovkou.
- Identifikace opatření proti vzniku škod na VD a objektu ČS.
- Prověřit provádění stavby s ohledem na minimalizaci dopadů na stávající provoz VD Hněvkovice resp. na zabezpečení odběru provozní vody pro JETE.
- Zhodnocení kladů a záporů navržené varianty.

7.2.1.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Kotvení hrázových bloků

Návrh technického řešení kotvení hrázových bloků vychází z předpokladu navýšení stávající úrovně MBH= 372,60 m n.m., nad KMH= 374,70 m n.m., jejíž úroveň je dána hladinou při průtoku $Q_{10,000}$. Stanovení úrovně KMH vychází z výpočtu transformace návrhové povodňové vlny. Pro splnění podmínky ČSN 75 2935 MBH \geq KMH, proto byla nová úroveň MBH pro další postup zpracování této studie zvolena na kótě 374,85 m n.m. Toto navýšení má za následek změnu zatěžovacího stavu, který je nutné posoudit a případně navrhnout nápravná opatření v tomto případě ve formě kotvení spodní stavby k únosnému skalnímu podloží, které zajistí dodržení stupně bezpečnosti $m \geq 1,1$ proti posunutí, resp. $m > 1,5$ proti překlopení.

Návrh vlastního kotvení byl proveden na základě posouzení stability limitních hrázových bloků a je uveden následující kap 8.2.1.2. Umístění kotev bylo navrženo v místě ostruhy v předprsí bloku před přelivnou hranou. Kotvy budou provedeny jako trvalé pramencové pod úhlem 90° (svislé) v rozestupech po 1,0 m. Síla přenášená jednou kotvou je $F_{kot} = 486$ kN. Velikost vypočtené síly se pohybuje v mezích, které dovolují bezproblémový přenos sil pomocí kotev. V tomto případě bude možné použít trvalé kotvy s 5 pramenci (návrhová únosnost 1 pramence je ~100 kN).

V rámci stabilitního posouzení navrhovaného řešení byl zaveden předpoklad provedení kotev v prostoru předprsí přelivného dilatačního bloku. Jako alternativní polohu kotev je možnost situovat do horní části přelivné plochy za hradicí konstrukci, přičemž kotvy by směřovaly šikmo proti vodě před injekční štolu do skalního podloží pod výše zmíněné předprsí. Toto řešení by umožnilo snazší kontrolu zhlaví kotev a případně v budoucnu i obnovení požadovaného předpětí v kotvách. Výsledná podoba kotvení, finálního návrhu způsobu provedení bude odvislá na základě vybraného zhotovitele a jím garantovaných záruk na provedené práce.

7.2.1.2 POSOUZENÍ STABILITY DILATAČNÍCH BLOKŮ VD HNĚVKOVICE

Posouzení stability přelivných bloků

Pro splnění podmínky bezpečnosti proti posunutí na základové spáře bylo nutné dodržet požadovaný stupeň bezpečnosti $m \geq 1,1$, který odpovídá krátkodobému mimořádnému zatížení. Posouzení stability hráze bylo provedeno pro bloky bezpečnostního přelivu (bloky č 7, 9, 11), které jsou z hlediska prověřovaného zatěžovacího stavu vystaveny nejméně příznivé kombinaci působících sil. Tento předpoklad vychází z již dříve provedených stabilitních výpočtů vycházejících z materiálů TBD [8], na základě početního ověření byl tento předpoklad shledán jako relevantní. Vlastní výpočty byly provedeny na bloku č. 9 pro následující zatěžovací stav, zohledňující závěry z modelového výzkumu, kterými jsou:

- Hladina vody v nádrži na úrovni MBH= 374,85m n.m.

- Hladina dolní vody na úrovni 362,58 m n.m. (hodnota $DV_{100\%}$ ponížená o zhruba 10% vlivem provzdušnění vody).
- Vliv sil od přepadového paprsku je zanedbán
- Vztlakový obrazec byl sestaven dle hladin horní i dolní vody a současně podle výsledků hodnot vztlaku ve vrtech v oblasti základové spáry hráze před a za injekční clonou (na podkladě provedené regresní analýzy dlouhodobých výsledků měření v rámci TBD)
 - tlak v měřicím vrtu na návodní straně IC odpovídá tlaku na základovou spáru při hladině $HV = 372,32$ m n.m.
 - tlak v měřicím vrtu na povodní straně IC odpovídá tlaku na základovou spáru při hladině $DV = 362,58$ m n.m.

Podmínky posouzení stability:

- Bezpečnost proti posunutí na základové spáře $m \geq 1,1$
- Bezpečnost proti překlopení okolo vzdušní paty bloku: $k > 1,5$
- Svislé normálové okrajové napětí v základové spáře $\sigma_{x,AB} < \sigma_{dov}$

Postup vlastního výpočtu včetně uvažovaných součinitelů a materiálových vlastností vycházel z výpočtů provedených TBD v rámci práce VD Hněvkovice – Posudek bezpečnosti vodního díla při povodních – aktualizace 2014 [8], z důvodu možnosti provedení zpětného porovnání výsledných hodnot. K tomuto je nutné podotknout, že existují další alternativní postupy výpočtu stability resp. zohlednění jiných předpokladů výpočtu, kterými lze docílit odlišných výsledných hodnot.

V první fázi byl proveden výpočet stability hrázového bloku č. 9 bez navrhovaného kotvení. Z výpočtu vyplynuly následující hodnoty:

- 1) Bezpečnost proti posunutí na základové spáře se zanedbáním soudržnosti na základové spáře:

$m = 0,99$ nesplňuje podmínku $m \geq 1,1$ pro krátkodobé mimořádné zatížení

- 2) Bezpečnost proti překlopení okolo bodu na vzdušném líci

$k = 1,38$ nesplňuje podmínku $k > 1,5$

Na základě nepříznivých výsledků bylo přistoupeno k návrhu opatření ve formě kotvení bloků stávajícího bezpečnostního přelivu (7, 9, 11) pomocí trvalých kotev k podloží. Postup výpočtu spočíval ve vyjádření hodnoty momentu, který budou muset kotvy přenášet tak, aby byly splněny podmínky stability prověřovaných bloků hráze. Hodnota momentu dle výpočtu:

$$M_{kot} = 10\,646 \text{ kNm}$$

Umístění kotev bylo navrženo v místě ostruhy v předprsí bloku před přelivnou hranou. Kotvy budou provedeny jako trvalé pramencové pod úhlem 90° (svislé) v rozestupech po 1,0 m. Síla přenášená jednou kotvou (resp. síla působící na 1 m šířky konstrukce) je pak dána hodnotou:

$$F_{kot} = 486 \text{ kN}$$

Velikost vypočtené síly se pohybuje v mezích, které dovolují bezproblémový přenos sil pomocí kotev. V tomto případě bude možné použít trvalé kotvy s 5 pramenci (návrhová únosnost 1 pramence 100 kN).

Po zpětném dosazení návrhu kotvení do výpočtu podmínek stability vycházejí následující hodnoty:

- 1) Bezpečnost proti posunutí na základové spáře se zanedbáním soudržnosti na základové spáře:

$m = 1,12$ splňuje podmínku $m \geq 1,1$ pro krátkodobé mimořádné zatížení

- 2) Bezpečnost proti překlopení okolo bodu na vzdušném líci

$k = 1,51$ splňuje podmínku $k > 1,5$

Provedené výpočty prokazují, že při zvýšení MBH na úroveň 374.85 m n.m. není prokázána stabilita limitního přelivného bloku 9 (resp. 7, 9, 11) a je nutná aplikace nápravných opatření, která dovolí navýšení MBH na tuto hodnotu.

Příznivé výsledky výpočtu po dosažení návrhu kotvení dokladují, že realizací dostatečně dimenzovaných kotevních prvků v našem případě v místě ostruhy v předprsí bloku před přelivnou hranou, lze dosáhnout požadovaných stupňů bezpečnosti. Současně lze splnit požadavek ČSN 75 2935 $MBH \geq KMH$ ($MBH = 374,85$ m n.m. \geq $KMH = 374,70$ m n.m.), při jehož splnění bude prokázána bezpečnost vodního díla při povodních.

Zvolené umístění kotev se z hlediska velikosti přenášené síly vyjádřené z hodnoty momentu potřebného pro dosažení podmínek bezpečnosti, jeví jako nejvýhodnější. Alternativa s prováděním šikmých nebo svislých kotev z prostoru injekční štoly je vzhledem k velikosti výslednice sil také možná, ale hrozí zvýšené riziko průsaků vody do IŠ.. Kombinace, kdy dojde k provedení kotev v obou uvažovaných umístěních současně je možná, bude tak možné rozdělit účinek momentu a docílit např. výhodnějších rozestupů mezi jednotlivými kotvami. Další faktory této kombinace jsou však spíše nevýhodou.

Posouzení stability ostatních dilatačních bloků

V rámci posouzení stability hráze bylo provedeno dále ověření stability hrázových bloků 5 a 13, které svým tvarovým řešením reprezentují pravou a levou část hráze. Zároveň je možné oba vybrané bloky považovat z hlediska působení prověřovaného zatěžovacího stavu jako limitní pro dané části tělesa hráze.

Hodnota požadovaného stupně bezpečnosti proti posunutí na základové spáře $m \geq 1,1$ byla v případě bloků 5 a 13 bezpečně překročena více než o dvojnásobek.

Hodnota požadovaného stupně bezpečnosti proti překlopení okolo bodu na vzdušném líci $k > 1,5$ byla v obou případech překročena zhruba o jednu třetinu.

Provedené výpočty prokazují, že návrh nápravných opatření v případě pravé a levé části hráze není z hlediska stabilitního posouzení VD zásadní.

Posouzení stability ostatních bloků

V případě posouzení stability bloku č. 12 (VE) a bloků č. 8 a 10 (pilíře mezi poli BP) bylo vyhodnoceno riziko nedodržení prověřovaných stupňů bezpečnosti jako velmi nepravděpodobné, ověření tohoto faktu bylo provedeno zjednodušeným početním postupem. V případě dilatačního bloku č. 12 se jedná o poměrně masivní betonovou konstrukci, jejíž složka vlastní tíhy spolehlivě (i při zanedbání tíhy turbogenerátorů a techn. vybavení) převažuje nad předpokládanou složkou působícího vztaku a sil působících pro posunutí resp. překlopení konstrukce. Stabilitní posouzení tohoto bloku proto není zásadním pro posouzení bezpečnosti vodního díla. Obdobné konstatování lze aplikovat i v případě dilatačních bloků č. 8 a 10. Posouzení dilatačních bloků dělicích pilířů BP by mohlo být zásadní pouze v případě masivního zásahu do okolní betonové konstrukce, resp. zásahu do ocelových hradicích konstrukcí a z něho vyplývající změna silového uspořádání od upravených ocelových konstrukcí.

Posouzení stability bloku plavební komory (blok č. 5) z hlediska ověření stupňů bezpečnosti proti překlopení a posunutí ve směru kolmém na osu hráze VD nebylo ze zřejmých důvodů vycházejících z konstrukčního uspořádání komory provedeno a není považováno za zásadní pro posouzení bezpečnosti vodního díla.

Jako možné riziko pro bezpečnost VD při průchodu návrhové povodně je však možné považovat namáhání stěn plavební komory v prostoru mezi horním a dolním záporníkem (úsek délky 53,0 m). Vzhledem ke konstrukčnímu řešení PK jako polorámové konstrukce a absenci relevantních podkladů zejména výkresů výztuže stěn PK v podstatě není možné v rámci této studie provést posouzení stability jednotlivých stěn plavební komory a provést návrh jejich případného zajištění.

S vysokou mírou pravděpodobnosti se lze domnívat, že stěny PK jsou navrženy na zatěžovací stav, kdy je plavební komora zcela vyprázdněná a hladina vody v nádrži je na kótě 371,60 m n.m. Tento zatěžovací stav lze považovat za více kritický než nově uvažovaný návrhový zatěžovací stav s hladinou v úrovni MBH= 374,85 m n.m. kdy dochází k přelévání koruny zdi PK a prostor PK je částečně či úplně zaplněný na minimální uvažovanou úroveň 362,58 m n.m., resp. hladiny vyšší ovlivněné skutečným průběhem hladin v PK výtokově škrceným konstrukcí dolního záporníku. Na základě této úvahy je možné se domnívat, že stěny komory jsou dostatečně dimenzovány i pro případ vystoupaní hladiny na úroveň uvažovanou v projektové dokumentaci. Dále se lze domnívat, že při porušení nebo i protržení stěn plavební komory v průběhu průchodu povodňového průtoku $Q_{10.000}$ ve výše zmíněném úseku nedojde k přímému ohrožení stability vlastního hrázového tělesa. Velikost případné průlomové vlny pak bude do značné míry limitována velikostí otvoru dolních vrat PK.

7.2.1.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

V rámci tohoto navrhovaného variantního řešení nejsou doprovodné investice (kromě výše uvedených v úvodu této části zprávy) uvažovány. Vliv technického řešení varianty na území pod a nad vodním bude prakticky nezměněný oproti stávajícímu stavu. Navrhovaným řešením nejsou dotčeny žádné inženýrské sítě a případné omezení dopravy na mostovce vedené nad korunou vodního díla budou odvislé od konkrétního metodického postupu vybraného zhotovitele.

Za doprovodnou investici by mohla být považována opatření pro zajištění objektu ČS JETE před vniknutím vody, neboť objekt ČS není součástí vlastního VD a není tedy v rámci předkládané studie přímo řešen. Vzhledem k faktu, že provoz ČS je úzce spjat s provozem VD Hněvkovice (provoz VD je ve značné míře podřízen provozu ČS, potažmo potřebám JETE) nebyla tato opatření vyjmuta z vlastního řešení zabezpečení VD před účinky velkých vod a jsou popsána v úvodu variantních návrhů zvýšení MBH.

7.2.1.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Provádění stavby bude přímo odvislé od výsledné optimalizace navrhovaného opatření a tedy na finální podobu polohy kotev. Jak již bylo v rámci technického popisu naznačeno, předpokládá se ze stabilitních důvodů provádění kotev v předprsí přelivných dilatačních bloků. Nicméně lze v rámci detailního zpracování navrhované varianty uvažovat i o kombinaci provádění kotev z prostoru revizní štol, či z předem vybudovaných nik v konstrukci skluzu, které by po provedení zhlaví kotev byly zakryty demontovatelnými poklopy. Taková úprava by zásadně nenarušovala převádění povodňových průtoků přes stávající konstrukci bezpečnostního přelivu, tak by umožňovala relativně snadný přístup v případě pravidelných kontrol předpětí kotev. V případě provádění kotev z prostoru skluzu bude však nutné systém zakrytí hlav kotev prověřit pro podmínky převádění velkých vod a potenciálně negativních dopadů z toho vyplývajících – vznik podtlaků, kavitace, vytvoření překážek proudění apod.

Z hlediska provádění dodatečného kotvení v prostoru předprsí přelivných bloků lze provést teoreticky několika mírně odlišnými způsoby. První způsob představuje klasické řešení, kdy je kotvení prováděno pod ochranou jímky (vysoké cca 12 m), druhý přístup je více technologicky náročný a představuje řešení ve formě provádění kotvení z plavidla výbavného potřebnou technologií, případně lze provádět šikmé kotvy z prostoru horní hrany bezpečnostního přelivu. Vzhledem k náročnosti druhého způsobu se v rámci prověření proveditelnosti Varianty A uvažuje klasický způsob provádění, tedy pod ochranou jímky.

Předpokládá se etapizace stavby, kdy bude vždy zájmkováno pouze jedno pole stávajícího bezpečnostního přelivu. Jímkování bude prováděno vždy jen na návodní straně. S ohledem na porovnatelnost jednotlivých variant se předpokládá, že v průběhu provádění prací nebude možné, vzhledem k nutnosti zajištění bezpečného odběru vody pro JETE, snížit hladinu v nádrži trvale pod úroveň 365,85 m n.m. (dispečerská hladina). Jímka bude provedena jako jednoduchá štetovnicová zajištěná rozpěrami. Jímka bude provedena jako nasazená. Spodní část jímky bude nasazena na konstrukci předprsí přelivných bloků, tedy na úrovni 355,95.

Předpokládá se, že práce na jímce bude možné provádět „z vody“ z plavidla vybaveného příslušnou technologií. Provádění prací na kotvení spodní stavby přelivných bloků bude možné provádět přímo v jímce nebo z přistaveného plavidla.

Alternativní metoda provádění z vodní hladiny je zde uvedena spíše ilustrativně a bude záležet na technologických možnostech vybraného zhotovitel. Obecně vzato lze však předpokládat za možné, provádět realizaci kotev např. v ochranné ocelové výpažnici průměru 1200 mm (největší hodnota výpažnice používaná při realizaci pilot) s tím, že nasazená výpažnice by byla s podporou potápěčské techniky dočasně ukotvena a utěsněna k předprsí přelivných bloků, po vyčerpání vody z výpažnice by byly provedeny vrtné a kotvicí práce s následnou demontáží výpažnice a přesunu na následující pozici kotvy. Při provádění této metody realizace je však nezbytná asistence potápěčské techniky.

Zajištění otvorů nad úrovní 372,60 m n.m. v místech nad VE a v místě průchodu sportovní plavby bude možné provádět za běžného provozu vodního díla.

7.2.1.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem Varianty A bylo posoudit a navrhnout takový systém kotvení dilatačních bloků hrázového tělesa, kterým by bylo docíleno zvýšení MBH na požadovanou úroveň 374,85. Tento cíl byl i na základě stabilitních výpočtů potvrzen, přičemž nezbytný rozsah kotvení je nutno provést pro dilatační bloky bezpečnostního přelivu, tedy pro dilatační bloky č. 7, 9 a 11. Pro dosažení požadovaných parametrů se navrhuje provést 12 ks 5-pramencových kotev na jedno dilatační pole, přičemž se předpokládá zakončení kořene kotvy je v úrovni cca 325,95.

Jednoznačným positivem předkládané varianty je dosažení požadovaného stupně bezpečnosti vodního díla, relativně konzervativním technickým řešením, které nepředstavuje ve smyslu realizace komplikovanou stavební disciplínu. Dílčí nevýhodou předkládané varianty je nutnost dalších dodatečných úprav na vodním díle mimo popisované technické řešení Varianty A, tedy např. ve formě nutnosti dodatečných úprav na uzávěrech VE, objektu ČS JETE apod. Současně je nutno upozornit na souhrnný problém pro všechny varianty řešení v rámci zvyšování MBH, kterým je interakce akceptovatelné maximální hladiny a ocelové hradicí konstrukce BP, přesněji řečeno dolního břitu plně vyhrazených segmentových uzávěrů.

Na základě výše uvedeného lze závěrem konstatovat, že navrhovanou variantu z technického hlediska doporučujeme k dalšímu detailnímu sledování a to i v alternativní kombinaci s jinými technickými návrhy.

7.2.2 VARIANTA B – PŘÍTÍŽENÍ TĚLESA HRÁZE

V rámci Varianty B byla prověřena možnost technického návrhu přetížení tělesa hrázových bloků, změny hlavních složek zátěžových sil s cílem dosažení zvýšení úrovně MBH nad KMH. Z hlediska návrhu technického řešení bylo nutné řešit následující otázky:

- Posouzení stability hrázových bloků.
- Návrh způsobu přetížení hrázových bloků.
- Návrh zajištění otvorů mezi korunou hráze a mostovkou.
- Identifikace opatření proti vzniku škod na VD a objektu ČS.
- Provést provádění stavby s ohledem na minimalizaci dopadů na stávající provoz VD Hněvkovice resp. na zabezpečení odběru provozní vody pro JETE.
- Zhodnocení kladů a záporů navržené varianty.

7.2.2.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Přetížení tělesa hráze

Návrh technického řešení přetížení hrázových bloků vychází z předpokladu navýšení stávající úrovně MBH= 372,60 m n.m., nad KMH= 374,70 m n.m., jejíž úroveň je dána hladinou při průtoku $Q_{10,000}$. Stanovení úrovně KMH vychází z výpočtu transformace návrhové povodňové vlny. Pro splnění podmínky ČSN 75 2935 MBH \geq KMH, proto byla nová úroveň MBH pro další postup zpracování této studie zvolena na kótě 374,85 m n.m. Toto navýšení má za následek změnu zatěžovacího stavu, který je nutné posoudit a případně navrhnout nápravná opatření v tomto případě ve formě přetížení spodní stavby, které zajistí dodržení stupně bezpečnosti $m \geq 1,1$, proti posunutí, resp. $k > 1,5$ proti překlopení. Návrh vlastního přetížení byl proveden na základě posouzení stability limitních hrázových bloků a je uveden v následující kap. 7.2.2.2.

Pro navrhovanou přibetonávku bylo uvažováno s použitím betonové směsi o objemové hmotnosti $2\,500\text{ kg/m}^3$, tedy větší objemové hmotnosti než, která je uvažovaná ve výpočtu pro stávající konstrukci ($2\,400\text{ kg/m}^3$). Použitím betonové směsi s větší objemovou hmotností byl do určité míry optimalizován výsledný objem a tvarové řešení přibetonávky. Všeobecně lze konstatovat, že při použití betonových směsí s vyšší objemovou hmotností je možné dosáhnout dalšího snížení výsledného objemu přibetonávky a tím i příznivějšího tvarového řešení. Z ekonomického hlediska je však možné uvažovat použití betonové směsi s objemovou hmotností maximálně zhruba do $2\,600\text{ kg/m}^3$ poté se jednotkové ceny, vzhledem k nutnosti použití směsi s využitím speciálních druhů kameniva a příměsí, skokově navyšují.

7.2.2.2 POSOUZENÍ STABILITY HRÁZOVÝCH BLOKŮ

Úvodní rozvaha v rámci stabilitního posouzení Varianty B je obdobná jako v případě Varianty A, a to včetně zavedení shodných předpokladů vstupujících do stabilitního výpočtu jak neupraveného dilatačního bloku, tak do stabilitního posouzení výsledného technického řešení přetížení hrázového tělesa.

V návaznosti na první fázi výpočtu v rámci níž je provedeno stabilitní posouzení hrázové bloku č. 9 a jejíž výsledky jsou shodné s Variantou A, je ve druhé fázi přistoupeno již vlastnímu posouzení navrhovaného řešení.

V druhé fázi postup výpočtu spočíval ve změně zatěžovacího obrazce vlastní tíhy tělesa hráze (G) tak, aby byly splněny podmínky stability prověřovaného bloku hráze. Na základě předchozích nepříznivých výsledků bylo přistoupeno k návrhu opatření ve formě přibetonávky kotvené ke stávající konstrukci stávajícího bezpečnostního přelivu (bloky č. 7, 9, 11). Technický návrh přibetonávky byl nejprve řešen nad stavebními výkresy zejména nad příčným řezem blokem č.9. Po zvážení všech možností bylo přistoupeno k umístění přibetonávky v místě ostruhy v předprsí bloku před přelivnou hranou.

Z výpočtu vyplynuly následující hodnoty:

- 1) Bezpečnost proti posunutí na základové spáře se zanedbáním soudržnosti na základové spáře:

$m = 1,18$ splňuje podmínku $m \geq 1,1$ pro krátkodobé mimořádné zatížení

- 2) Bezpečnost proti překlopení okolo bodu na vzdušném líci

$k = 1,51$ splňuje podmínku $k > 1,5$

Provedené výpočty prokazují, že při zvýšení MBH na úroveň 374,85 m n.m. není prokázána stabilita limitního přelivního bloku 9 (resp. 7, 9, 11) a je nutná aplikace nápravných opatření, která dovolí navýšení MBH na tuto hodnotu.

Příznivé výsledky výpočtu po dosažení návrhu přetížení konstrukce dokladují, že realizací přibetonávky o dostatečné hmotnosti v našem případě v místě ostruhy v předprsí bloku před

přelivnou hranou, lze dosáhnout požadovaných stupňů bezpečnosti. Současně lze splnit požadavek ČSN 75 2935 $MBH \geq KMH$ ($MBH = 374,85 \text{ m n.m.} \geq KMH = 374,70 \text{ m n.m.}$), při jehož splnění bude prokázána bezpečnost vodního díla při povodních.

Alternativní technické řešení s umístění přibetonávky na vzdušném líci přelivné plochy BP bylo na základě propočtů vyhodnoceno jako málo efektivní a to i v kombinaci s přibetonávkou v místě ostruhy v předprsí bloku. Z hlediska výslednice působících sil tato přibetonávka ke vzdušnému líci příliš nepřispívá a to zejména při posouzení bezpečnosti konstrukce proti překlopení okolo bodu na vzdušném líci, neboť její umístění přesouvá těžiště profilu blíže právě k tomuto bodu a zmenšuje tak délku ramena síly G a tím i moment působící proti vztlaku. Současně se lze domnívat, že výsledná přibetonávka by dosahovala objemu, který by negativně ovlivňoval kapacitu BP (tento předpoklad by bylo nutné ověřit na fyzikálním modelu) a měl by negativní vliv na stávající konstrukční uspořádání vývaru (například při řešení přibetonávky ve formě odrazných můstků).

V rámci posouzení stability hráze bylo provedeno dále ověření stability ostatních hrázových bloků s obdobnými závěry jako v případě předchozí Varianty A. Ve smyslu stabilitního ověření ostatních dilatačních bloků vodního díla platí stanovisko uvedené v rámci popisu Varianty A.

7.2.2.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

V rámci této navrhovaného variantního řešení nejsou doprovodné investice uvažovány. Vliv technického řešení varianty na území pod a nad vodním bude prakticky nezměněný oproti stávajícímu stavu. Navrhovaným řešení nejsou dotčeny žádné inženýrské sítě a případné omezení dopravy na mostovce vedené nad korunou vodního díla budou odvislé od konkrétního metodického postupu vybraného zhotovitele.

Za doprovodnou investici by mohla být považována opatření pro zajištění objektu ČS JETE před vniknutím vody, neboť objekt ČS není součástí vlastního VD. Vzhledem k faktu, že provoz ČS je úzce spjat s provozem VD Hněvkovice (provoz VD je ve značné míře podřízen provozu ČS, potažmo potřebám JETE) nebyla tato opatření vyjmuta z vlastního řešení zabezpečení VD před účinky velkých vod.

7.2.2.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Předpokládá se, že stavba bude prováděna pod ochranou jímky. Předpokládá se etapizace stavby, kdy bude vždy zájmkováno pouze jedno pole stávajícího bezpečnostního přelivu. Jímkování bude prováděno vždy jen na návodní straně. S ohledem na konzistentnost v rámci posuzování jednotlivých variant technického zabezpečení VD se předpokládá shodná výšková úroveň navrhované jímky, tj. s hladinou na 365,85 a s 0,5 m bezpečnostním převýšením. Jímka bude provedena jako jednoduchá štětovnicová zajištěná vzpěrami. Výška jímky bude cca 12 m. Na základě předpokládané linie ochranné jímky a na základě archivních výkresů lze předpokládat, že významná část jímky bude zabírána do místa zpětného zásypu v předprsí přelivných bloků. Alternativně lze uvažovat i variantě provádění, kdy nastražená štětovnice bude tvořit ztracené bednění a přesahující výška by po dokončení betonáže byla pod vodou uříznuta. V případě výběru předkládané varianty bude detailní návrh jímkování upraven v návazných stupních projektové přípravy.

Předpokládá se, že práce na jímce bude možné provádět „z vody“ z plavidla vybaveného příslušnou technologií. Provádění stavby kotvené přibetonávky přelivných bloků bude probíhat přímo v jímce. Dodávka betonové směsi bude probíhat pravděpodobně ze stávajícího mostu, během níž bude pravděpodobně omezen provoz na silnici III. třídy 12220.

Zajištění otvorů nad úrovní 372,60 m n.m. bude možné provádět za běžného provozu vodního díla.

7.2.2.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem Varianty B bylo posoudit a navrhnout takový systém přitížení dilatačních bloků hrázového tělesa, kterým by bylo docíleno zvýšení MBH na požadovanou úroveň 374,85 m n.m. Tento cíl byl i na základě stabilitních výpočtů potvrzen, přičemž nezbytný rozsah přitížení na návodní straně plně zaujímá prostor vymezený náběhovou částí návodních pilířů, tj. cca 2,0 m před stávající betonovou konstrukcí předprsí přelivného bloku. Ideově byl navržen upravený líc návodní strany spodní stavby přelivného objektu ve sklonu 1:2, nicméně jeho přesné tvarové řešení bude pravděpodobně nutné koordinovat s výstupy měření na fyzikálním modelu.

Nezpochybnitelným pozitivem předkládané varianty je dosažení požadovaného stupně bezpečnosti vodního díla. Navrhovaná úprava navíc nebude jakkoliv ovlivňovat stávající estetické vnímání vodního díla a jeho začlenění do okolní krajiny, neboť po výstavbě navrhovaného řešení bude toto skryto v prostoru stálého nadržení. V případě výčtu potenciálních negativ, resp. potenciálně možných technických komplikací lze uvést citlivost navrhovaného opatření na kvalitu betonové směsi či relativně náročný systém jímkování. Obě uvedené technické komplikace (potenciální negativní dopady) však lze v rámci následných projekčních příprav vhodně minimalizovat. Stále však zůstávají ve výčtu negativních dopadů implementace navrhované varianty nezměněné podmínky při převádění kontrolního průtoku stávajícím objektem bezpečnostního přelivu a vliv kontaktu přepadového paprsku s dolní částí segmentových uzávěrů, negativního dopady na ostatní konstrukce v rámci provozu VD (objekt VE, ČS JETE apod.) jak bylo shodně uvedeno v popisu Varianty A.

Na základě výše uvedeného lze závěrem konstatovat, že navrhovanou variantu z technického hlediska doporučujeme k dalšímu detailnímu sledování a to i v alternativní kombinaci s jinými technickými návrhy.

7.2.3 VARIANTA C – ZAMEZENÍ VZTLAKŮ NA ZÁKLADOVOU SPÁRU TĚLESA HRÁZE

V rámci Varianty C byla v první řadě prověřena možnost snížení pořadnice vztlakového obrazce působícího na základovou spáru tělesa hráze. Toho lze teoreticky docílit systémem drenáže podzákladí, nebo dodatečnou výstavbou injekční clony. V obou případech teoretického přístupu je cílem zvýšit úroveň MBH nad KMH. Z hlediska návrhu technického řešení bylo nutné řešit následující otázky:

- Posouzení stability hrázových bloků.
- Návrh technické řešení drenáže, případně těsnící clony.
- Návrh zajištění otvorů mezi korunou hráze a mostovkou.
- Identifikace opatření proti vzniku škod na VD a objektu ČS.
- Provést možnost provádění stavby s ohledem na minimalizaci dopadů na stávající provoz VD Hněvkovice resp. na zabezpečení odběru provozní vody pro JETE.
- Zhodnocení kladů a záporů navržené varianty.

7.2.3.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Drenáž podzákladí s následným odčerpáním vody mimo těleso hráze

Návrh technického řešení zamezení vztlaku na základovou spáru vychází z předpokladu navýšení stávající úrovně MBH= 372,60 m n.m. nad KMH= 374,70 m n.m., jejíž úroveň je dána hladinou při průtoku $Q_{10.000}$. Stanovení úrovně KMH vychází z výpočtu transformace návrhové povodňové vlny. Pro splnění podmínky ČSN 75 2935 MBH \geq KMH, proto byla nová úroveň MBH pro další postup zpracování této studie zvolena na kótě 374,85 m n.m. Toto navýšení má za následek změnu zatěžovacího stavu, který je nutné posoudit a případně navrhnout nápravná opatření v tomto případě ve formě drenáže podzákladí s odčerpáním vody mimo těleso hráze (případně doplněné novou těsnící clonou u vzdušní paty bloků BP), čímž bude zajištěno dodržení stupně bezpečnosti $m \geq 1,1$, resp. proti posunutí, resp. $m > 1,5$ proti překlopení. Posouzení stability bylo provedeno pro limitní hrázových bloků (bloky č. 7, 9 a 11), které jsou

z hlediska prověřovaného zatěžovacího stavu vystaveny nejméně příznivé kombinaci působících sil – viz kap. 7.2.1.2.

Podle výsledků vodních tlakových zkoušek prováděných v jádrových vrtech v rámci IG průzkumu národním podnikem Stavební geologie Praha v lednu 1981 lze konstatovat, že horniny skalního podloží jsou v profilu hráze propustné. Propustnost je vázána na výskyt větších nebo průběžných puklin a všeobecně se snižuje se vzrůstající hloubkou pod povrchem. V rozsahu údolní nivy se Jähdeho kritéria, tj. spotřeba vody menší než 0,3 l/min/m při tlaku 0,3 MPa, dosáhne v hloubce kolem 40 m pod úrovní povrchu, na pravém břehu v hloubce do 18 m a na levém v hloubce 30 až 40 m. S ohledem na možnost vzniku pásem zvýšených vztlaků v základové spáře byla proto v minulosti provedena těsnící clona. Injekční clona je provedena tak, aby bylo dodrženo následujícího kritéria snížení propustnosti horniny pod hrází:

při hloubce pod základovou spárou do 15 m	max. 0,5 l/min
při hloubce pod základovou spárou 15 ÷ 30 m	max. 2,0 l/min
při hloubce pod základovou spárou 30 ÷ 50 m	max. 4,0 l/min
(ztráty vody na běžný metr vrtu při zkušebním tlaku 0,3 MPa)	

Stávající injekční clona sestává ze svislých vrtů čtyř pořadí v ose injekční clony (dále IC) a z vrtů připojovací injektáže vrtané po obou stranách injekční štoly ukloněných o 30° od svislé osy. Délka vrtů svislé IC je v rozmezí 5,0 až 34,5 m. Průměrná délka připojovací injektáže je 8,0 m (vrtáno vždy do úrovně 5,0 m pod základovou spárou).

Tlak vody na základovou spáru před a za IC je měřen v 11-ti profilech vždy dvojicí vztlakoměrných vrtů provedených zhruba 5,0 m pod základovou spárou. Odklon osy vrtů od svislice je 30°. Tlak na základovou spáru při novém návrhovém stavu (průchod $Q_{10.000}$, MBH na úrovni 374,85 m n.m., úroveň DV= 362,58 m n.m.) byl odvozen z hodnot vycházejících z regresní analýzy dlouhodobých výsledků měření v rámci TBD s předpokladem lineárního průběhu hodnot. S určitou mírou zjednodušení tak lze uvažovat, že tlak v měřicím vrtu na návodní straně IC bude odpovídat tlaku na základovou spáru při hladině HV= 372,32 m n.m. Tlak v měřicím vrtu za IC pak bude korespondovat s uvažovanou hladinou dolní vody DV= 362,58 m n.m. Vzhledem ke stávajícím hydrogeologickým poměrům v podzákladí vodní díla se lze domnívat, že k nástupu výše uvedených tlaků a k jejich konsolidaci dojde s určitým časovým zpožděním.

Návrh drenáže podzákladí s následným odčerpáváním vody mimo těleso hráze má umožnit uvolnění tlaku (vztlaku) vyvíjeného na základovou spáru hrázových bloků č 7, 9, 11, které po navýšení MBH na úroveň 374,85 m n.m. (úroveň DV= 362,58 m n.m.) nesplňují podmínky stability. Umístění drenáže se uvažuje na povodní straně stávající injekční clony. Drenáž bude sestávat z šikmých vrtů délky 15,0 m odkloněných 30° od svislice umístěných v rozestupech po 2,0 m (tzn. 6 vrtů pro jeden blok BP, celkem 18 vrtů), které budou prováděny z prostoru injekční štoly. Vrty budou vystrojené PE trubkou, která bude v jímací části délky zhruba 3,0 m perforovaná, pod perforovanou částí bude ponechán úsek trubky délky cca 2,0 m jako kalník. Ve vyústění pažnice ve stěně štoly se trubka ukončí zhlavím sestávajícím z tlakového přechodového kusu, trojcestného kohoutu, manometru a tlakového ventilu.

Voda z drenážních vrtů bude dále odváděna sběrným potrubím směrem ke sběrné čerpací jímkce, ze které bude odváděna pomocí čerpadel. Vzhledem k prostorové dispozici stávající injekční štoly bude vhodné sběrné potrubí rozdělit do více větví tak, aby bylo možné dosáhnout instalace menší dimenze potrubí, které bude pravděpodobně vedeno podél stěny štoly a bude tak zaujímat část její průchozí šířky. V rámci technického návrhu byl zaveden předpoklad instalace 3 větví sběrného potrubí pro odvod vody z drenážních vrtů jednotlivých bloků odděleně. Sběrná jímka bude pravděpodobně umístěna mimo konstrukci hráze poblíž vzdušní paty bloku č. 5. a k jejímu plnění bude docházet samovolně gravitačně vlivem tlaku vody v podzákladí přelivných bloků. Hladina vystavená ve sběrné čerpací jímkce bude kontrolována a při dosažení kritických hodnot dojde ke spuštění automatického odčerpávání vody z jímky. Čerpání vody bude poté v provozu až do doby dokud nedojde ke konsolidaci hladiny v požadované úrovni (356,50). K plnění sběrné jímky bude docházet pouze v případě, kdy dojde k naplnění krizových scénářů a bude hrozit ohrožení stability přelivných bloků hráze. V závislosti na měření hodnot tlaku na základovou spáru prováděného na zhlaví jednotlivých

VD Hněvkovice zabezpečení VD před účinky velkých vod	A Technická zpráva
	FS

drenážních vrtů budou otevírány jednotlivé uzávěry vrtů a voda bude gravitačně odváděna do sběrné jímky.

Dodatečná injekční clona

V případě, že nebude možné dosáhnout technicky nebo ekonomicky uspokojivého návrhu výše popsaného drenážního systému lze alternativně řešit návrh úpravy řešení ve formě.

- druhé injekční clony u vzdušní paty přelivných bloků
- dotěsnění stávající injekční clony

Obě opatření přicházejí v úvahu zejména v případech, kdy bude výhodné dále snížit propustnost horninového prostředí pod hrází a případně tak docílit příznivější dimenze drenážních vrtů, sběrných potrubí nebo sběrné čerpací jímky a čerpadel. Hlavním cílem provedení druhé IC u vzdušní paty přelivných bloků je možnost redukovat propagaci tlaku vody v podzákladí s úrovní DV a dosáhnout tak snížení vztahové pořadnice, případně snížení množství vody odváděné výše popsaným navrhovaným drenážním systémem. Návrh druhé injekční clony má svůj význam obdobně jako je tomu i v případě stávající IC, tj. v zamezení vzniku pásem zvýšeného vztaku na základovou spáru vázaných na průběh puklinového systému a zároveň zpomalení propagace vlivu spodní vody na výslednou podobu vztahového zatěžovacího obrazce. Primárně jde tedy o snížení vlivu dolní vody na vztak v podzákladí. Současně však provedením druhé řady injekční clony při vzdušní patě dilatačního bloku vzniká potenciální riziko, že kvalita IC na vzdušném líci bude větší než stávající IC při návodním líci, čímž by residuálně došlo ke zhoršení vztahových poměrů v podzákladí.

Je nutné podotknout, že současný technický návrh lze považovat pouze za možnou koncepci řešení „zamezení vztaků na základovou spáru tělesa hráze“. Návrh technického řešení je v tomto případě závislý v první řadě na stanovení propustnosti horninového prostředí v konkrétních profilech podzákladí hráze vodního díla a jeho chování při návrhovém stavu (průchod $Q_{10.000}$). Geologický průzkum provedený národním podnikem Stavební geologie Praha v lednu 1981 dává určitou představu o hydrogeologických poměrech v podzákladí VD, nicméně pro další postup technického návrhu není dostatečně vypovídající. V případě volby předkládané varianty technického návrhu k dalšímu rozpracování v dalších stupních dokumentace proto bude nutné provést:

- **ověření propustnosti horninového prostředí v podzákladí (minimálně v rozsahu pro bloky bezpečnostního přelivu č 7, 9, 11).** Je otázkou jestli bude toto ověření možné provést na stávajících vztahoměrných vrtech pomocí vodní tlakové zkoušky (VTZ) nebo jestli bude nutné provést k tomuto účelu vrtů nové.
- **ověření tlaku vody na základovou spáru při návrhovém stavu (průchod $Q_{10.000}$; MBH na úrovni 374,85 m n.m.; úroveň DV= 362,58 m n.m.).** Toto ověření bude možné provést na stávajících vztahoměrných vrtech provedením podrobné regresivní analýzy dosavadních měření s následným odvozením sledovaných hodnot. Hodnoty používané pro účel posouzení stability hrázových bloků v rámci této studie jsou do určité míry zjednodušené.

7.2.3.2 POSOUZENÍ STABILITY HRÁZOVÝCH BLOKŮ

Úvodní rozvaha v rámci stabilitního posouzení Varianty C je obdobná jako v případě Varianty A, a to včetně zavedení shodných předpokladů vstupujících do stabilitního výpočtu jak neupraveného dilatačního bloku, tak do stabilitního posouzení výsledného technického řešení redukce vztahových složek zatížení hrázového tělesa.

V návaznosti na první fázi výpočtu v rámci níž je provedeno stabilitní posouzení hrázového bloku č. 9 a jejíž výsledky jsou shodné s Variantou A (resp. Varianty B), je ve druhé fázi přistoupeno již vlastnímu posouzení navrhovaného řešení.

V druhé fázi postup výpočtu spočíval ve změně zatěžovacího obrazce vztlaku tak, aby byly splněny podmínky stability prověřovaného bloku hráze. Na základě předchozích nepříznivých výsledků bylo přistoupeno k návrhu opatření ve formě drenáže s následným odčerpáním vody mimo těleso hráze v podzákladí bloků stávajícího bezpečnostního přelivu (bloky č. 7, 9, 11) doplněné druhou injekční clonou u vzdušní paty bloků. Pořadnice vztlaku na základovou spáru v místě drenáže uvažována ve výpočtu byla iterační metodou zvolena tak, že odpovídá pořadnici DV= 356,50 m n.m. Předpokládá se, že hodnota pořadnice vztlaku v místě druhé IC bude rovna tlaku na základovou spáru při hladině DV= 362,58 m n.m. (vliv umístění druhé IC na pořadnici vztlaku v místě vzdušní paty hráze je zanedbán).

Z výpočtu vyplynuly následující hodnoty:

- 1) Bezpečnost proti posunutí na základové spáře se zanedbáním soudržnosti na základové spáře:

$m = 1,17$ splňuje podmínku $m \geq 1,1$ pro krátkodobé mimořádné zatížení

- 2) Bezpečnost proti překlopení okolo bodu na vzdušním líci

$k = 1,51$ splňuje podmínku $k > 1,5$

Provedené výpočty prokazují, že při zvýšení MBH na úroveň 374,85 m n.m. není zajištěna stabilita limitního přelivného bloku 9 (resp. 7, 9, 11) a je nutná aplikace nápravných opatření, která umožní navýšení MBH na tuto hodnotu.

Příznivé výsledky výpočtu po úpravě zatěžovacího obrazce dosazením idealizované drenáže dokladují, že realizací dostatečně dimenzovaných drenáže, lze dosáhnout požadovaných stupňů bezpečnosti. Současně lze splnit požadavek ČSN 75 2935 MBH \geq KMH (MBH= 374,85 m n.m. \geq KMH= 374,70 m n.m.), při jehož splnění bude prokázána bezpečnost vodního díla při povodních.

Uvažovanou drenáží bude nutné snížit tlak na základovou spáru v místě vzdušního líce stávající IC minimálně o cca 608 kPa (odpovídá tlaku cca 6,08 m vodního sloupce) oproti stavu bez aplikace nápravných opatření.

V rámci posouzení stability hráze bylo provedeno dále ověření stability ostatních hrázových bloků s obdobnými závěry jako v případě Varianty A. Ve smyslu stabilitního ověření ostatních dilatačních bloků vodního díla platí stanovisko uvedené v rámci popisu Varianty A.

7.2.3.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

V rámci této navrhovaného variantního řešení nejsou doprovodné investice uvažovány. Vliv technického řešení varianty na území pod a nad vodním bude prakticky nezměněný oproti stávajícímu stavu. Navrhovaným řešením je dotčeno vedení podzemního optického kabelu (3x kabel) v místě navrhované příjezdové komunikace. Nutnost doplňkové IG průzkumu je chápána jako nedílná součást přípravy předkládané technické varianty v dalších stupních projektové dokumentace, obdobně jako prověření některých variant na hydraulickém modelu. Proto nejsou evidovány žádné doprovodné investice

Za doprovodnou investici by mohla být považována opatření pro zajištění objektu ČS JETE před vniknutím vody, neboť objekt ČS není součástí vlastního VD. Vzhledem k faktu, že provoz ČS je úzce spjat s provozem VD Hněvkovice (provoz VD je ve značné míře podřízen provozu ČS, potažmo potřebám JETE) nebyla tato opatření vyjmuta z vlastního řešení zabezpečení VD před účinky velkých vod.

7.2.3.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Provádění jednotlivých drenážních vrtů bude prováděno z prostoru stávající injekční štol. V prostoru injekční štol bude dále prováděno osazení sběrného potrubí od jednotlivých vrtů. Předpokládá se zřízením prostupů pro sběrné potrubí konstrukcí spodní stavby PK a vzdušním lícem hráze v místě bloku č. 5. Prostupy budou do konstrukce vyvrtány.

V případě, že dojde k realizaci druhé injekční clony, bude tato stavba prováděna pod ochranou jímky. Předpokládá se etapizace stavby. Jímkování bude prováděno vždy jen na povodní straně. Jímka bude provedena jako jednoduchá štětovnicová zajištěná opěrami nebo zemním přispěm. Pata štětovnicové stěny bude uchycena k původním drážkám jímky I. a II. etapy výstavby VD Hněvkovice. Předpokládá se, že část prací na jímkách bude možné provádět „z vody“ z plavidla vybaveného příslušnou technologií. V případě požadavku na dotěsnění stávající IC budou tyto práce prováděny z prostoru injekční štol.

Zajištění otvorů nad úrovní 372,60 m n.m. bude možné provádět za běžného provozu vodního díla.

7.2.3.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem Varianty C bylo prověřit možnost snížení vztakových složek na dilatační blok hrázového tělesa, kterým by bylo docíleno zvýšení MBH na požadovanou úroveň 374,85 m n.m. Tento cíl byl sice na základě stabilitních výpočtů potvrzen, avšak s vědomím nutnosti doplňkového IG průzkumu, kterým by se potvrdily, resp. definovaly základní vstupní předpoklady pro zodpovědný návrh technického řešení.

Na základě výpočetního posouzení lze konstatovat, že pozitivem předkládané varianty je předpokládané dosažení požadovaného stupně bezpečnosti vodního díla. V případě výčtu potenciálních negativ, resp. potenciálně možných technických komplikací lze uvést zejména nezbytnost doplnění podkladů pro detailní návrh. Současně s tím je nutno uvést otázku o proveditelnost navrhované varianty v dlouhodobé perspektivě a to jak ve smyslu údržby drenážních vrtů, údržba čerpacích jednotek apod. Navíc v případě drenážních vrtů, jejichž využitelnost v dlouhodobějším horizontu je diskutabilní, existuje reálné riziko zvýšené inkrustace, které ve své finální podobě mohou vést až k úplnému utěsnění drenážního vrtu a tím selhání požadovaného účinku.

Stále mj. zůstávají ve výčtu negativních dopadů implementace navrhované varianty nezměněné podmínky při převádění kontrolního průtoku stávajícím objektem bezpečnostního přelivu a vliv kontaktu přepadového paprsku s dolní částí segmentových uzávěrů, negativního dopady na ostatní konstrukce v rámci provozu VD (objekt VE, ČS JETE apod.) jak bylo shodně uvedeno v popisu Varianty A, resp. Varianty B.

Na základě výše uvedeného lze závěrem konstatovat, že navrhovanou variantu z pozice zpracovatele předkládané studie zejména z hlediska dlouhodobé udržitelnosti a tím spolehlivosti navrhovaného řešení nedoporučujeme k dalšímu detailnímu sledování.

7.3 NÁVRH VARIANT KOMBINOVANÉHO ŘEŠENÍ VE FORMĚ SNÍŽENÍ ÚROVNĚ KMH A SOUČASNĚ ZVÝŠENÍ MBH

Na základě průběžného projednání rozpracovanosti studie proveditelnosti bylo se zástupce objednatele dohodnuto prověření možnosti kombinovaných variant. Ve vztahu k výše popsaným variantám existuje celá řada vzájemných kombinací jednotlivých variant mezi sebou, případně kombinací většího počtu variant. Výše uvedené varianty navíc z hlediska technického návrhu nepředstavují dogmatický přístup k řešení dané problematiky, ale existuje reálná možnost jejich následné optimalizace ve smyslu jak technickém, tak ekonomickém.

V souladu s tímto doplňujícím požadavkem objednatele byl vypracován dodatek, ve kterém byly předběžné kombinované varianty specifikovány následovně:

- Varianty I – Zajištění převádění vod otevřenými dolními vraty plavební komory v kombinaci s návrhem kotvení přelivných dilatačních bloků
- Varianta II – Kombinace návrhu otvorů ve zdi plavební komory se stavební úpravou stávajících přelivů

Zatímco ve Variantě I se jedná o kombinaci varianty snižující KMH s variantou zvyšující MBH, tedy jakési hledání kompromisu mezi oběma přístupy (kombinace Varianty 7 a Varianty A), představuje Varianta II spojení dvou variant, díky nimž dochází ke snížení KMH (kombinace Varianty 7 a Varianty 1). Z hlediska hydraulicko-technického posouzení lze v případě Varianty II převzít základní parametry, tj. hladinu MBH, resp. KMH. V případě Varianty je nutno stanovit nové parametry.

V případě návrhu Varianty I však nadále zůstávají v platnosti nutnost veškerých doplňkových opatření, která bude nutno realizovat s navrhovanými variantami technického řešení. Kromě zajištění otvorů nad korunou hráze bude nutno provést další opatření, kterými bude zvýšena odolnost vodního díla, resp. bude sníženo riziko možného poškození a zhavarování jednotlivých konstrukčních celků. Souhrnný popis předpokládaného souboru opatření je uveden v kapitole 7.2.

Pro přehlednost jsou kombinované varianty označovány římskými číslicemi.

7.3.1 VARIANTA I – PŘEVÁDĚNÍ POVODŇOVÝCH PRŮTOKŮ PŘES PLAVEBNÍ KOMORU S DOPROVODNÝM KOTVENÍM

V rámci Varianty I byla provedena kombinace technického řešení uvedeného v rámci Varianty 7 s technickým řešením uvedeným v rámci Varianty A. Jedná se tedy o kombinaci varianty, již je zvýšena průtočná kapacita vypouštěcích zařízení na VD Hněvkovice a zároveň varianty zvyšující úroveň MBH. Cílem je docílit zajištění podmínek vyplývajících z normativu ČSN 75 2935.

Z hlediska návrhu technického řešení bylo nutné řešit následující otázky:

- Stanovení souhrnné kapacity stávajících konstrukcí bezpečnostního přelivu a plavební komory.
- Na základě souhrnné konzumní křivky a současném zohlednění transformačního účinku nádrže určit předpokládanou hladinu při průtoku 2 600 m³/s.
- V návazné stabilitní analýze určit předpokládaný zatěžovací obrazec.
- Upravit návrh kotvení
- Závěrečné zhodnocení kladů a záporů navržené varianty.

7.3.1.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Návrh technického řešení navrhované varianty kombinuje ideu technického přístupu použité v případě zprovoznění PK pro převádění části povodňových průtoků a dodatečného kotvení přelivných bloků VD Hněvkovice.

S odkazem na detailní popis uvedený v kapitole 7.1.7, resp. 7.2.1 je v popisu technického řešení uvedena základní idea technických úprav.

Výpočtem stanovená teoreticky dosažitelná kapacity otvoru plně otevřených dolních vrat stávající PK je při hladině na 372,60 dána maximální teoretickou hodnotou 664 m³/s. Pro dosažení této kapacity však není dostatečně kapacitní prostor horního ohlavi a proto se z tohoto důvodu doplňuje konstrukce PK o tři nápuštná okna situována ve zdi PK. Tímto technickým opatřením však nedojde k docílení požadované kapacity výpustných zařízení a hladina v nádrži tak při průchodu kontrolní povodně KMH (373,09) nastoupá nad MBH (372,60). Mezní bezpečná hladina pak bude muset být systémem dodatečného kotvení hrázových těles následně zvýšena pro zajištění požadovaného vztahu $KMH \leq MBH$.

7.3.1.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

Hydraulicko-technické posouzení je analogicky provedeno stejným početním postupem jako u Varianty 7. Tedy na základě stanovené průtočné kapacity stávajícího objektu BP pro zvolenou hladinu na úrovni koruny hráze byla stanovena kapacita otvoru v dolním ohlavi. Následně byla vytvořena souhrnná konzumní křivka obou vypouštěcích objektů. Jako řídicí scénář pro generování konzumní křivky bezpečnostního přelivu byla použita konzumní křivka vytvořená na základě fyzikálního modelu při zohlednění zaslepených prostupů mezi korunou hráze a mostovkou. Z důvodu nedosažení požadované kapacity rovnající se průtoku 2 600 m³/s byla konzumní křivka výpočetně extrapolována na hodnoty nad korunu hráze, tedy nad hodnotu 372,60 m n.m.

Následně byla provedena transformace povodňové vlny, na základě které byla stanovena hladina KMH pro posuzovanou variantu. Na základě polohy hladiny KMH byla určena požadovaná úroveň hladiny MBH. Pro upravenou úroveň MBH byl sestaven zatěžovací obrazec. V navazující stabilitní analýze byly výpočetně určeny požadavky na kotvení přelivných bloků.

7.3.1.3 POSOUZENÍ STABILITY HRÁZOVÝCH BLOKŮ

Úvodní rozvaha, resp. první fáze stabilitního posouzení Varianty I je obdobná jako v případě Variant A až C.

Na základě přetrvávajících nevyhovujících výstupů bylo v další fázi stabilitního posouzení přistoupeno k návrhu opatření ve formě kotvení bloků stávajícího bezpečnostního přelivu (7, 9, 11) pomocí trvalých kotev k podloží. Postup výpočtu spočíval ve vyjádření hodnoty momentu, který budou muset kotvy přenášet tak, aby byly splněny podmínky stability prověřovaných bloků hráze. Hodnota momentu dle výpočtu:

$$M_{\text{kot}} = 5\,272 \text{ kNm}$$

Umístění kotev bylo navrženo v místě ostruhy v předprsí bloku před přelivnou hranou. Kotvy budou provedeny jako trvalé pramencové pod úhlem 90° (svislé) v rozestupech po 1,0 m. Síla přenášená jednou kotvou (resp. síla působící na 1m šířky konstrukce) je pak dána hodnotou:

$$F_{\text{kot}} = 241 \text{ kN}$$

Velikost vypočtené síly se pohybuje v mezích, které dovolují bezproblémový přenos sil pomocí kotev. V tomto případě bude možné použít trvalé kotvy s 3 pramenci (návrhová únosnost 1 pramence ~ 100 kN).

Po zpětném dosazení návrhu kotvení do výpočtu podmínek stability vycházejí následující hodnoty:

- 1) Bezpečnost proti posunutí na základové spáře se zanedbáním soudržnosti na základové spáře:

$$m = 1,21 \dots \dots \dots \text{splňuje podmínku } m \geq 1,1 \text{ pro krátkodobé mimořádné zatížení}$$

- 2) Bezpečnost proti překlopení okolo bodu na vzdušném líci

$$k = 1,51 \dots \dots \dots \text{splňuje podmínku } k > 1,5$$

Příznivé výsledky výpočtu po dosazení návrhu kotvení dokladují, že realizací dostatečně dimenzovaných kotevních prvků v našem případě v místě ostruhy v předprsí bloku před přelivnou hranou, lze dosáhnout požadovaných stupňů bezpečnosti. Současně se zahrnutím zvýšené průtočné kapacity otvorem zdvižených dolních vrat PK lze splnit požadavek

ČSN 75 2935 MBH \geq KMH, při jehož splnění bude prokázána bezpečnost vodního díla při povodních.

Zvolené umístění kotev se z hlediska velikosti přenášené síly vyjádřené z hodnoty momentu potřebného pro dosažení podmínek bezpečnosti, jeví jako nejvýhodnější. Provádění šikmých nebo svislých kotev z prostoru injekční štol je z možných alternativ provádění avšak s adekvátní úpravou předpínací síly.

7.3.1.4 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí

Navrhované úpravy konstrukce a výměny technologie PK, nejsou ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí, vyjma rozvodů vlastního technologického vybavení PK. V rámci výstavby bude nutné pravděpodobně přesunout stožár signalizace, umístěný na levobřežní zdi PK. V rámci výměny ovládacího mechanismu a osazení ovládacích mechanismů třech nových stavidlových uzávěrů, bude nutné počítat s doplněním stávajících rozvodů vedených v kabelových kanálech o rozvody pro novou technologii.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury

Navrhovaná stavební úprava se dotýká stávající konstrukce plavební komory. Po dobu provádění prací bude přerušena plavba. Plavební komora byla v roce 2011 uvedena do provozu s finančním příspěvím EU. Proto je nutné počítat s limity, které stanovují například, že nesmí dojít k významnějšímu omezení provozní doby PK díky provádění stavebních úprav, včetně dlouhodobější odstávky provozu v plavební sezóně duben – říjen.

Soubor opatření zajišťující otvory nad úrovní 372,60 m n.m. a případně minimalizující doprovodné škody na VD

Pro všechny varianty technického řešení ve smyslu zvýšení MBH existuje společný soubor opatření, která bude nutno společně realizovat s navrhovanými variantami technického řešení. Podrobnější popis doprovodných opatření viz 7.2.

7.3.1.5 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Z hlediska realizovatelnosti navrhovaného opatření je, obdobně jako u všech technických návrhů, kde dochází ke kontaktu se zařízením pro plavbu, limitem požadavek ŘVC na zajištění provozu PK v plavební sezóně – více viz 5.3.

Výhodou navrhované úpravy PK je relativně malý prostor, který bude nutno v rámci stavebních úprav zajistit. Větší část stavebních prací bude realizována bez nutnosti výstavby ochranné jímky. Pouze v případě výstavby nátokových oken v levobřežní zdi PK bude nutno s výstavbou, resp. instalací ochranné jímky počítat. V případě výstavby nátokových oken však existuje varianta provádění větší části objemu stavebních prací z koruny zdi PK, resp. z vnitřního prostoru PK, s tím, že by finalizace nátokových oken z prostoru nádrže byla dokončena s přispěním potápěčské techniky.

Provádění stavby bude přímo odvislé od výsledné optimalizace navrhovaného opatření a tedy dle finální polohy kotev. Jak již bylo v rámci technického popisu naznačeno, předpokládá se ze stabilitních důvodů provádění kotev v předprsí přelivných dilatačních bloků. Nicméně lze v rámci detailního zpracování navrhované varianty uvažovat i o kombinaci provádění kotev z prostoru revizní štol, či z předem vybudovaných nik v konstrukci skluzu, které by po provedení zhlaví kotev byly zakryty demontovatelnými poklopy. Taková úprava by zásadně nenarušovala převádění povodňových průtoků přes stávající konstrukci bezpečnostního přelivu, tak by umožňovala relativně snadný přístup v případě pravidelných kontrol předpětí kotev. V případě provádění kotev z prostoru skluzu bude však nutné systém zakrytí hlav kotev prověřit pro podmínky převádění velkých vod a potenciálně negativních dopadů z toho vyplývajících – vznik podtlaků, kavitace, vytvoření překážek proudění apod.

Z hlediska provádění dodatečného kotvení v prostoru předprsí přelivných bloků lze provést teoreticky několika mírně odlišnými způsoby podrobněji popsány v kapitole 7.2.2.4.

První způsob představuje klasické řešení, kdy je kotvení prováděno pod ochranou jímky (vysoké cca 12 m), druhý přístup je více technologicky náročný a představuje řešení ve formě provádění kotvení z plavidla výbavného potřebnou technologií, případně lze provádět šikmé kotvy z prostoru horní hrany bezpečnostního přelivu. Provádění kotev bude etapově rozděleno pro každé přelivné pole zvlášť.

Zajištění otvorů nad úrovní 372,60 m n.m. v místech nad VE a v místě průchodu sportovní plavby bude možné provádět za běžného provozu vodního díla.

7.3.1.6 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem posuzované varianty bylo prověřit proveditelnost kombinace úpravy PK a dodatečného kotvení přelivných bloků při splnění požadavků na bezpečnost vodního díla $KMH \leq MBH$. Technickým návrhem a jeho hydraulickým posouzením bylo prověřeno, že takové opatření lze docílit.

Jednoznačným pozitivem posuzované varianty je kromě splnění požadavků na bezpečnost vodního díla při převádění povodňových průtoků daných příslušným normativem, prakticky zanedbatelný vizuální zásah do stávajícího vodního díla.

Z hlediska případných negativních dopadů lze uvést případný konflikt navrhované varianty z hlediska koordinace s plavbou na vodním díle. V rámci výčtu případných potenciálních negativ lze uvést určitou nejednoznačnost vstupních předpokladů (zejména ve vztahu k určení polohy hladiny v například v objektu PK při převádění povodňových průtoků), či částečnou komplikaci v případě technologického postupu provádění nátokových oken, resp. jejich revizních uzávěrů na lici zdi PK.

Přesto lze na základě výše uvedeného závěrem konstatovat, že navrhovanou variantu z technického hlediska doporučujeme k dalšímu detailnímu sledování.

7.3.2 VARIANTA II – PŘEVÁDĚNÍ POVODŇOVÝCH PRŮTOKŮ PŘES PLAVEBNÍ KOMORU A ZVÝŠENÍ KAPACITY BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

V rámci Varianty II byla provedena kombinace technického řešení uvedeného v rámci Varianty 7 s technickým řešením uvedeným v rámci Varianty 1. Jedná se tedy o kombinaci variant, jimiž je zvýšena průtočná kapacita vypouštěcích zařízení na VD Hněvkovice a tedy ve svém důsledku snížení KMH pod stávající MBH .

Z hlediska návrhu technického řešení bylo nutné řešit následující otázky:

- Stanovení souhrnné kapacity stávajících konstrukcí bezpečnostního přelivu a plavební komory.
- Úprava technického řešení snížení přelivné hrany bezpečnostního přelivu pro dosažení požadované celkové kapacity 2 600 m³/s.
- Závěrečné zhodnocení kladů a záporů navržené varianty.

7.3.2.1 NÁVRH TECHNICKÉHO ŘEŠENÍ

Návrh technického řešení navrhované varianty kombinuje ideu technického přístupu použité v případě zprovoznění PK pro převádění částí povodňových průtoků a stavebně technologickou úpravu stávajícího bezpečnostního přelivu.

S odkazem na detailní popis uvedený v kapitole 7.1.7, resp. 7.1.1 je v popisu technického řešení uvedena základní idea technických úprav.

Výpočtem stanovená teoreticky dosažitelná kapacita otvoru plně otevřených dolních vrat stávající PK je při úrovni hladiny na 372,60 dána hodnotou 664 m³/s. Pro dosažení této kapacity však není dostatečně kapacitní prostor horního ohlaví a proto se z tohoto důvodu doplňuje konstrukce PK o tři nápusná okna situována ve zdi PK.

Do požadované kapacity dané hodnotou kontrolní povodně je nutno zvýšit kapacitu stávajícího přelivu. Požadované navýšení je dáno hodnotou průtoku cca 190 m³/s. Na toto

navýšení bude provedeno prověřením stavebně technických úprav na přelivu, přičemž se předpokládá provedení úprav pouze na středním poli bezpečnostního přelivu.

7.3.2.2 HYDRAULICKO – TECHNICKÉ POSOUZENÍ

Postup hydraulického posouzení navrhované varianty spočíval v prvním kroku ve stanovení průtočných kapacit stávajícího objektu BP. Kapacita PK při dosažení koruny hráze a tedy nekontrolovatelnému přepadu přes horní vrata PK nebylo s ohledem na návrh technických úprav shledáno relevantním. Kapacita bezpečnostního přelivu při dosažení maximální hladiny v nádrži byla standardními výpočty hydraulické analogie přepadu přes jezové přelivy výpočetně stanovena na 1 746 m³/s.

Následně byla stanovena průtočná kapacita plně vyhrazeného otvoru v dolním ohlavi dle analogie výtoků zatopeným otvorem. Zde je však nutno uvést, že vzhledem k absenci znalosti průběhu hladin v PK je tento výpočet do jisté míry schematizován předpokladem vystavení hladiny v PK na úrovni 372,60, tj. na úrovni koruny zdi PK. Na základě dříve provedeného výpočtu kapacity nátokové části PK v oblasti horního ohlavi bylo prokázáno, že nátoková část není dostatečně kapacitní. Proto bude nutné konstrukci PK v oblasti levostranné zdi dodatečně vystrojit sérií nátokových oken, jimiž bude doplněn přítok do PK. Kapacita otvoru v dolním ohlavi po úplném vyhrazení dolních vrat byla výpočetně stanovena na 645 m³/s.

Poté bylo přistoupeno k výpočetnímu určení upravené koruny spodní stavby bezpečnostního přelivu. Výpočet koruny přelivu byl určen za předpokladu přepadu přes nově konstruovaný přeliv se Scimemiho přelivnou plochou. Jde tedy v hlavních návrhových parametrech na stanovení nového hodnoty návrhového průtoku. V případě úpravy pouze jednoho (středního) pole je nutno snížit korunu o 2,2 m na kótu 362,40, zatímco v případě úpravy všech polí je potřeba snížit korunu pouze o 1,0 m na kótu 363,60 m n.m. S ohledem na očekávané ekonomické dopady spojené s výměnou všech tří uzávěrů je při výsledném posouzení uvažováno pouze s úpravou středního přelivného bloku.

Samostatnou kapitolou v hydraulicko-technickém posouzení navrhované varianty je dopad změny průtokových parametrů centralizované situovaných do prostoru dilatačního bloku č. 9 na navazující konstrukci vývaru. Pokud bychom posuzovali stávající konstrukci vývaru (korektně navrhnutou na zcela zásadně odlišné hydraulické parametry) lze konstatovat, že délka vývaru je z hlediska úpravy BP nevyhovující. Úprava této konstrukce je sice zahrnuta do technického řešení posuzované varianty s následným ekonomickým vyhodnocením, avšak i s ohledem na stanovisko odborníků posuzujících bezpečnost vodních děl, lze akceptovat lokální poškození konstrukcí, nedojde-li k porušení vlastního vodního díla. Z pohledu zpracovatele předkládané studie se lze domnívat, že v průběhu průchodu kontrolní povodně mohou vzniknout lokální poškození na konstrukci vývaru, resp. s poměrnou vysokou pravděpodobností vzniknou v důsledku zachování parametrů vývaru významné změny v morfologii koryta pod vodním dílem. Tato lokální poškození však s ohledem na charakter převáděné povodně lze akceptovat.

Na základě hydraulického posouzení lze konstatovat, že navrhovanou úpravou stávajících zařízení VD Hněvkovice dojde k docílení požadované kapacity pro převádění kontrolní povodně.

7.3.2.3 DOPROVODNÉ INVESTICE NÁVRHOVOU ÚPRAVOU

Střety s vedením inženýrských sítí

Zkapacitnění současných přelivů

Navrhované řešení snížení přelivné hrany, výměny stávajících uzávěrů BP a dodatečně upravené konstrukce vývaru není ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí, kromě nezbytné úpravy kabeláže pro nově navrhované hradicí konstrukce.

Úprava konstrukce plavební komory a výměna dolních vrat

Úpravy konstrukce a výměny technologie PK, nejsou ve střetu se stávajícím vedením inženýrských sítí, vyjma rozvodů vlastního technologického vybavení PK. V rámci výstavby

bude nutné pravděpodobně přesunout stožár signalizace, umístěný na levobřežní zdi PK. V rámci výměny ovládacího mechanismu a osazení ovládacích mechanismů třech nových stavidlových uzávěrů, bude nutné počítat s doplněním stávajících rozvodů vedených v kabelových kanálech o rozvody pro novou technologii.

Střety s objekty technické a dopravní infrastruktury

Zkapacitnění současných přelivů

Navrhované řešení zkapacitnění současných přelivů, které počítá s výměnou stávajícího uzávěru na středním poli BP, se dotýká konstrukce bočních pilířů a středního pole přelivu VD. Mimo zásah do vlastní konstrukce si vyžádá pouze dopravní omezení po dobu demontáže, resp. montáže hradicího uzávěru a současně bude pravděpodobně vhodné upravit manipulaci na VD ve vazbě na úroveň hladiny v nádrži

Úprava konstrukce plavební komory a výměna dolních vrat

Navrhovaná stavební úprava se dotýká stávající konstrukce plavební komory. Po dobu provádění prací bude přerušena plavba. Plavební komora byla v roce 2011 uvedena do provozu s finančním příspěvím EU. Proto je nutné počítat s limity, které stanovují například, že nesmí dojít k významnějšímu omezení provozní doby PK díky provádění stavebních úprav, včetně dlouhodobější odstávky provozu v plavební sezóně duben – říjen.

7.3.2.4 PROVÁDĚNÍ STAVBY

Z hlediska provádění stavby představuje zásadní okrajovou podmínku návrhu skutečnost, že veškeré případné úpravy PK lze provádět pouze v mimoplavebním období, tj. od začátku listopadu do konce března.

Nicméně z hlediska vlastního provádění výměny dolních vrat lze konstatovat, že tuto činnost lze provést bez nutnosti dodatečně budovat poměrně finančně nákladné konstrukce ochranné jímky. Hlavním aspektem, který bude v rámci provádění výměny dolních vrat nutno zohlednit je primárně harmonogram výstavby s důrazem na technologickou kázeň provádění stavby v zimním období.

Odlíšná situace však panuje v případě dovystrojení PK o nátokové otvory ve zdi PK. Tuto část úpravy lze stavebně provádět několika různými způsoby. Z pozice zpracovatele je doporučen přístup maximalizace stavebních úkonů z koruny PK, resp. z prostoru vypuštěné PK. Vlastní nátoková část z prostoru nádrže vodního díla lze alternativně provádět s využitím potápěčské techniky, nebo pod ochrannou nasazených jímek konstruovaných například ve formě krátkodobě přikotvených předsazených ocelových konstrukcí, které by byly dotěsněny k lici zdi PK.

V případě provádění výměny segmentových uzávěrů není nutno, v porovnání s postupem provádění uvedeným v kapitole 7.1.1.4, dělit stavbu na etapizované celky. Vlastní demontáž, resp. montáž nové hradicí konstrukce, jakožto úprava stávající spodní stavby přelivu bude probíhat postupem uvedeným v rámci Varianty 1. Ve vazbě na úpravu stávající konstrukce BP ve smyslu zvýšení kapacity centralizovaně situované do jednoho pole vzniká residuální požadavek na úpravu vývaru. Z důvodu konzistentního porovnání jednotlivých variant je tato úprava zahrnuta do vlastního technického řešení a tedy i do popisu provádění stavby. Z tohoto důvodu lze tedy navrhnout, že změna konstrukce vývaru bude prováděna pod ochranou jímky provedené v dolní vodě ve formě zabírané dvojité štětovnicové stěny z obou stran stabilizované zemním přísypem. Předpokládá se, že jak konstrukce jímky, tak zejména rozhodnutí o filozofii nutnosti změny vývaru na situaci převádění $Q_{10.000}$, bude v navazujících stupních projektové přípravy dále detailně prověřeno.

V průběhu úpravy bezpečnostního přelivu bude nutno upravit (přerušit/omezit) provoz na silnici III. třídy 12220, která je vedena po koruně hráze. Po dobu demontáže stávajících segmentů, resp. montáže nových hradicích konstrukcí bude nutné zajistit objízdnu trasu.

7.3.2.5 ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÉ VARIANTY

Cílem posuzované varianty bylo prověřit proveditelnost kombinace úpravy PK a BP při dosažení požadované kapacity výpustných zařízení pro převádění kontrolní povodně. Technickým návrhem a jeho hydraulickým posouzením bylo prověřeno, že takové opatření lze docílit. Jednoznačným pozitivem posuzované varianty je úprava zásahu do konstrukce přelivu za současně optimalizovaného využití konstrukce PK. Ve Variantě II navíc byly zkombinovány dílčí varianty technického řešení, které z hlediska provádění představují relativně minimální požadavky na výstavbu konstrukcí, pod jejichž ochranu by byly navrhované úpravy realizovány.

V rámci výčtu potenciálních negativ lze uvést nejednoznačnost vstupních předpokladů (zejména v případě předpokladů výpočtů teoretické kapacity BP), částečnou komplikaci (v porovnání s ostatními variantami) v případě technologického postupu provádění nátokových oken, resp. jejich revizních uzávěrů na líci zdi PK. Nicméně i na základě tohoto popisu je zřejmé, že výčet negativů je ve svém důsledku pouze neznalostí dané problematiky v aktuálním stavu poznání a bude i v interakci s výstupy na fyzikálním modelu upřesněn v dalších stupních projektové dokumentace.

Na základě výše uvedeného lze závěrem konstatovat, že navrhovanou variantu z technického hlediska doporučujeme k dalšímu detailnímu sledování.

8 VÝPOČET TRANSFORMACE KONTROLNÍ POVODŇOVÉ VLNY

V rámci hydraulicko-technického návrhu jednotlivých opatření byly stanoveny základní parametry navrhovaných úprav. Ve výpočtu transformace PV je následně provedeno prověření navrhovaných opatření ve vztahu k vlastnímu převádění KPV, a to zejména ta opatření, kde dochází k návrhu zvýšení kapacity vypouštěcích stávajících zařízení. Je potřeba ověřit kapacitu vypouštěcích zařízení ve vztahu k průchodu KPV při splnění požadavků daných normou ČSN 75 2935. Na základě výstupů transformace PV je stanovena úroveň hladiny při průchodu KPV a tím zároveň ověřen požadavek na bezpečnost vodního díla daného vztahem $MBH \geq KMH$.

Na základě klasických hydraulických výpočetních postupů a s přispěním výstupů z fyzikálního simulačního modelu byly stanoveny souhrnné konzumní křivky pro jednotlivé varianty technických opatření. Použitím této 1D hydraulické schematizace se však jedná spíše o obalovou křivku teoretických průtočných maxim. Takto odvozené konzumní křivky jsou kromě vlastních výpočetních postupů odvislé mj. od předpokládané a tedy zvolené manipulace na VD. Přestože základní kroky manipulace za povodní jsou dány MŘ je nutno uvést, že návrhem nových konstrukcí mohou být stávající postupy manipulace adekvátně revidovány. Nicméně pro účely výpočetního určení transformace PV v nádrži byly základní manipulační postupy zadány objednatelem. Ty se mírně odlišují od simulace manipulace uvedené v aktualizovaném posudku bezpečnosti vodního díla při povodních [8].

Hlavními parametry vstupující do vlastního výpočtu transformace povodňové vlny jsou údaje batygrafických křivek (čára zatopených ploch, resp. čára zatopených objemů), časový průběh vlastní povodňové vlny, souhrnná konzumní křivka vypouštěcích zařízení a navrhnutý scénář manipulace. V případě čáry zatopených ploch, resp. objemů byly pro výškové údaje do úrovně 370,10 m n.m. převzaty údaje poskytnuté obsluhou vodního díla. Tyto údaje byly následně extrapolovány na základě podklad digitálního modelu reliéfu 5.generace (DMR 5G) s detailním krokem volené výšky po 1,0 cm.

V rámci hydrologické studie [4] byly pro vodní dílo Hněvkovice stanoveny průběhy teoretických povodňových vln s kulminačním průtokem s pravděpodobností překročení $p_Q=0,0001$. Pro účely transformace byly v souladu s posudkem TBD [8] zvolena shodně KPV s podmíněnou pravděpodobností překročení objemu $pp_W = 0,4$.

Vlastní návrh simulované manipulace byl zvolen na základě upřesnění požadavků objednatele. Simulace manipulace (dle PVL) při převádění povodňové vlny vychází z hladiny 370,10, která je při nástupu povodně udržována postupným otevíráním jednotlivých uzávěrů. Nelze-li již manipulací na vypouštěcích zařízeních zajistit udržení hladiny na 370,10, dojde k úplnému vyhrazení a nastává neovladatelný stav. S kapacitou vodní elektrárny není uvažováno.

Tento scénář je mírně odlišný od simulace manipulace uvedené v [8] (dle TBD). Jako výchozí hladina zde byla uvažována hladina na úrovni 369,58 m n.m. Při povodňových průtocích se nejdříve plní zásobní prostor nádrže. Po naplnění zásobního prostoru – dosažení hladiny na 370,10 m n.m. a vyhrazení segmentů na přelivech nastává neovladatelný stav a hladinu v nádrži nelze dále ovlivnit. S kapacitou vodní elektrárny je při převádění povodňových průtoků počítáno pouze do úrovně hladiny 370,10 m n.m. a následně se počítá s jejich vynucenou odstávkou. Při podrobnějším popisu jednotlivých manipulací na vodním díle je uvažováno, že od hladiny na kótě 370,01 je povodňový průtok převáděn VE a jedním zdviženým segmentem s otevřením 1,0 m (výtok po jedním segmentem při hladině 370,00 m n.m.). Od kóty 370,10 m n.m. se začnou vyhrázovat (otevírat) všechna výpustná zařízení a nastává neovladatelný stav. VE je vyjmuta k uvažované kapacity vypouštěcích zařízení.

Společné pro oba přístupy (TBD a PVL) je zavedení předpokladu, že ve výpočtech není zohledněn efekt snížení kapacity jednotlivých vypouštěcích zařízení vlivem ucpání. Naopak rozdílné pro oba přístupy je kromě předpokladu částečného využití zásobního prostoru (TBD) a ponechání průtočné kapacity VE do hladiny 370,10 (TBD) rozdílný předpoklad lineárního průběhu manipulace mezi hladinami 370,10 a 371,15 (TBD), zatímco podle grafického vyjádření

obálky průtočných maxim je závislost exponenciální (PVL). Tím je zaveden předpoklad maximálního využití kapacit vypouštěcích zařízení.

Při finální formulaci jednotlivých výstupů vyvstala v řešitelském týmu otázka citlivosti zvolené manipulace na výsledné parametry transformace PV. Proto byla pro vybrané varianty nad rámce zadání studie proveditelnosti provedena simulace i dle přístupu TBD. Z hlediska výsledného zhodnocení je nutno uvést několik hlavních poznatků. Jedním z hlavních výstupů provedené transformace je fakt, že přestože většina nově navrhovaných konstrukcí má ve svém maximu při dosažení MBH souhrnnou kapacitu dostatečnou pro převod KPV, není tím automaticky vždy zaručeno splnění podmínky $MBH \geq KMH$. Navrhovaná opatření jsou relativně kapacitní. Zejména ve fázi nástupu povodňové vlny je však pro účely splnění výše uvedené podmínky nutno adekvátní dispečerskou manipulací udržovat optimální scénář simulace při převádění povodňového průtoku. Nezpochybnitelným aspektem celého výpočtu je přesnost stanovené konzumní křivky navrhovaných opatření, resp. stanovené souhrnné konzumní křivku, kterou bude nutno pro vybrané varianty v dalších stupních projektové přípravy nepochybně ověřit na fyzikálním modelu a to včetně různých způsobů manipulace.

Na základě provedené transformace PV pro jednotlivé varianty lze konstatovat, že u Varianty 1, 3, 4, 5 a 8 lze docílit požadovaného požadavku na bezpečnost vodního díla daného vztahem $MBH \geq KMH$. Hladina KMH pro výše uvedené varianty se pohybuje na cca 372,58 m n.m. Naproti tomu u Variant 6 a 7 nebylo již s ohledem na jejich maximální teoretickou kapacitu stanovenou na základě standartních hydraulických výpočtů výše uvedeného vztahu dosaženo. Zatímco u samostatného technického řešení ve Variantě 6 je diskutabilní otázkou vůbec technický význam navrhované úpravy, lze u Varianty 7 tuto možnost zohlednit v kombinaci s jinými opatřeními, jak je ostatně provedeno v rámci Varianty I a Varianty II. Technická opatření, která byla navržena v rámci Variant A, B a C v zásadě korespondují s již dříve publikovanými závěry [8]. Hladiny tedy nastoupá na úroveň 374,77 m n.m.

Grafická interpretace průběhu transformace povodňové vlny je pro jednotlivé posuzované varianty technického návrhu uvedena v příloze D této studie. Pro přehlednost jsou jednotlivé hladiny KMH stanovené na základě výpočtu transformace přehledně uvedeny v následující tabulce:

Posuzovaná varianta	KMH [m n.m.]
Varianta 1	372,58
Varianta 2	nehodnoceno
Varianta 3	372,58
Varianta 4	372,59
Varianta 5	372,58
Varianta 6	373,73
Varianta 7	373,09
Varianta 8	372,58
Varianta A	374,70
Varianta B	374,70
Varianta C	374,70
Varianta I	373,09
Varianta II	372,59

9 EKONOMICKÉ ZHODNOCENÍ NAVRHOVANÝCH VARIANT

Stanovení orientačních investičních nákladů je obecně vzato jedním z hlavních parametrů posouzení navrhovaných technických opatření. V případě předkládané studie se jedná o poměrně rozsáhlý soubor technických opatření. Odhad nákladů zahrnuje téměř všechny technické disciplíny návrhu vodohospodářských staveb. Z hlediska potřeby ekonomické evaluace jednotlivých opatření byly stanoveny jak investiční náklady stavební a technologické části, ale zároveň byly kvalifikovaným odhadem předběžně určeny očekávatelné provozní náklady v horizontu 50 let provozu.

Je však nutno uvést, že přesnost a časová platnost předkládaných ekonomických parametrů je omezena a to jak svými absolutními hodnotami odpovídající předkládanému stupni projektové dokumentace, tak jejich vypovídací hodnota vztahená k datu zhotovení studie. Zatímco časovou validitu předkládaných investičních nákladů lze pomocí převodních indexů zohledňující vývojový trend cen ve stavebním odvětví orientačně extrapolovat do prakticky libovolného časového období, je stanovená přesnost předkládaných hodnot jednoznačně limitována stupněm projektové dokumentace, ke které je vztahena, resp. v rámci které je určena. Předpokládá se, že v případě výběru příslušné varianty, bude v dalších stupních projektové dokumentace provedeno příslušné zpřesnění do větší podrobnosti, a to jak v rámci technického, tak ekonomického řešení, čímž se docílí obecného zpřesnění předkládaných údajů.

Je-li na tomto místě otevřena otázka přesnosti ekonomických výstupů, je zcela korektní uvést očekávatelnou hodnotu korelace. Obecně lze konstatovat, že ve fázi studie proveditelnosti se přesnost ekonomických ukazatelů bere z přesností $\pm 50-60\%$. Na první pohled se může jevit hodnota korelačního procentuálního koeficientu poměrně vysoká, a proto bývá zvykem u významných projektů rozpracovat ekonomické parametry do větších detailností s cílem dosáhnout orientační přesnosti v úrovni cca $\pm 30\%$. K tomu bylo přistoupeno i v případě předkládané studie proveditelnosti VD Hněvkovice – zabezpečení VD před účinky velkých vod. Za tímto účelem bylo využito zkušeností z výstavby jiných hydrotechnických staveb a to jak v případě zohlednění poznatků ze speciálního zakládání staveb, tak například z problematiky hradicích konstrukcí. Dále byly vypočítány hlavní stavební objemy, které byly následně oceněny formou kumulativních položek. Stanovení hodnot kumulativních položek bylo provedeno dle cenové soustavy URS v cenové úrovni 2015/II. Uvedené investiční náklady jsou bez DPH.

Níže v uvedené tabulce jsou pro posuzované varianty technického řešení přehledně uvedeny investiční náklady. Podrobnější rozklad jednotlivých cen je uveden v části E. Ekonomické zhodnocení – odhad nákladů.

Posuzovaná varianta	Odhad investičních nákladů [mil. Kč]
Varianta 1	413,164
Varianta 2	nehodnoceno
Varianta 3	628,134
Varianta 4	920,644
Varianta 5	664,452
Varianta 6	132,655
Varianta 7	64,717
Varianta 8	72,454
Varianta A	12,921
Varianta B	21,242
Varianta C	24,761
Varianta I	77,647
Varianta II	238,692

Cílem této kapitoly bylo stanovení předpokládaných investičních nákladů navrhovaných technických opatření. Určení byznys plánu, způsobu financování, citlivosti jednotlivých ekonomických ukazatelů je nad rámce předkládané studie.

10 NÁVRH NÁVAZNÝCH FÁZÍ PŘÍPRAVY PROJEKTU

Předkládaná studie je chápána jako pilotní projektová příprava v rámci níž mají být navrženy možné úpravy stávajícího vodního díla Hněvkovice za účelem zvýšení bezpečnosti VD dle požadavků daných příslušným normativem. V žádném případě nelze předkládanou studii vnímat jako vše objímající práci, která poskytne jednoznačné odpovědi na vyvstálé otázky. Je tedy zřejmé, že v návaznosti na tuto studii bude zpracována celá řada dalších přípravných dokumentů, pomocí níž bude jednak vybráno užší portfolio variant řešení. Ty pak budou v následných projektových dokumentacích adekvátně zpřesněny a to jak po technické, hydraulické, ekonomické stránce, tak vlastního provádění a doprovodných opatření. Zejména s ohledem na střetávání různých subjektů na vodním díle (PVL, ČEZ, RVC) bude nezbytná koordinace všech subjektů a jejich přímé začlenění do celého procesu přípravy. Z hlediska přímých navazujících kroků lze uvést v minimálním rozsahu níže uvedené činnosti:

- Upřesnit vyvstálé nejistoty vyplývající ze studia dostupných podkladů a sjednotit základní předpoklady pro navazující projektovou přípravu dané akce.
- Na základě vybrané varianty prověřit technicko-hydraulické parametry na fyzikálním modelu.
- Zpřesnit vstupní údaje ovlivňující stabilitní posouzení. Jedná se zejména o doplnění neznámých informací ve vztahu k doplňkovému IG průzkumu
- Vybrané varianty dále zpracovat v rámci návrhu technických parametrů v navazující studii technického řešení
- Zpracovat projektovou dokumentaci pro stavební povolení s následným standartním procesem přípravy realizace konkrétní vybrané varianty.

11 ZÁVĚR

Na základě SoD č.14/2015 resp. č. 11-4289-0100 uzavřené mezi Povodním Vltavy, státní podnik a akciovou společností Sweco Hydroprojekt byla zpracována studie proveditelnosti „VD Hněvkovice – zabezpečení VD před účinky velkých vod“. Cílem studie bylo navrhnout technická opatření, kterými bude zajištěno bezpečné převedení kontrolní povodně přes VD Hněvkovice. Hlavním cílem bylo navrhnout a následně prověřit taková opatření, kterými by bylo zajištěno převedení $Q_{10,000}$ při splnění podmínky, že úroveň mezní bezpečné hladiny je vyšší než úroveň kontrolní maximální hladiny

V úvodu prací na studii proveditelnosti byla uskutečněna návštěva lokality a detailní rešerše dostupných podkladů. Navrhovaná opatření zajišťující bezpečnosti vodní díla lze docílit dvěma základními způsoby, kterými jsou:

- a) Snížením úrovně kontrolní maximální hladiny (dále KMH) pod současnou mezní bezpečnou hladinu (dále MBH), tj. zkapacitněním zařízení pro převádění povodňových průtoků nebo
- b) Zvýšením úrovně MBH nad současnou KMH, tj. dodatečným zajištěním stability tělesa hráze.

V rámci variant snižující úroveň kontrolní maximální hladiny byly prověřeny níže uvedené návrhy:

- Varianta 1 – Zkapacitnění současných přelivů
- Varianta 2 – Dodatečná výstavba šachtového přelivu
- Varianta 3 – Nový hrazený bezpečnostní přeliv na levém břehu
- Varianta 4 – Nový nehrazený bezpečnostní přeliv na pravém břehu
- Varianta 5 – Nový hrazený bezpečnostní přeliv na pravém břehu
- Varianta 6 – Úprava konstrukce plavební komory formou předsazeného uzávěru
- Varianta 7 – Úprava konstrukce plavební komory a výměna dolních vrat
- Varianta 8 – Zvýšení kapacity objektu plavební komory

V rámci variant zvyšující úroveň mezní bezpečné hladiny byly prověřeny níže uvedené návrhy:

- Varianta A – Kotvení hrázových bloků do podloží
- Varianta B – Přetížení tělesa hráze
- Varianta C – Zamezení vztlaků na základovou spáru tělesa hráze

V průběhu prací byla s objednatelem dodatečně dohodnuta účelnost rozšíření prací o prověření variant kombinující dílčí varianty návrhy zabezpečení vodního díla. V rámci tohoto rozšíření byly posouzeny níže uvedené varianty:

- Varianta I – Převádění povodňových průtoků přes plavební komoru s doprovodným kotvením
- Varianta II – Převádění povodňových průtoků přes plavební komoru a zvýšení kapacity bezpečnostního přelivu

V rámci návrhu opatření byl proveden jak vlastní technický návrh, který spolu s hydraulicko-technickým posouzením vytváří hlavní ideu o možném přístupu k řešení dané problematiky bezpečnosti vodního díla. Návrh hydraulických parametrů byl proveden na základě jednorozměrné hydraulické schematizace s využitím dostupných výstupů fyzikálního modelování. Následně byly pro návrhy jednotlivých opatření stanoveny maximální úroveň hladiny při průchodu kontrolní povodně a její transformace v nádrži. Současně byly naznačeny možnosti provádění výstavby navrhovaných opatření. Jakékoliv hodnocení návrhu technických opatření se neobejde bez určení předpokládaných nákladů, což bylo pro technické varianty provedeno po finalizaci technického návrhu.

Již na základě zhodnocení základního kritéria, kterým je zajištění požadovaného převedení kontrolní povodně, resp. zajištění zvýšení MBH lze vyloučit varianty 2, 6 a 7, kterými nebylo dosaženo požadované kapacity upravené konstrukce vodního díla. Obdobně

nejednoznačné je řešení uvedené ve Variantě C, kde bez doplnění dalších informací lze uvažovat spíše o ideovém řešení. Z hlediska studie proveditelnosti byl těmito variantami prověřen limitní efekt a v rámci celého souhrnu navrhovaných opatření je nutno je i takto vnímat. Jedním s cílů předkládané studie bylo současně prověřit, zda při průchodu návrhové povodně ($Q_{1,000}$) bude/nebude překročena hladina na úrovni 371,60 m n.m. Zatímco u všech posuzovaných variant je poměrně jednoznačné určit, zda je či není tato hladina překročena, je nutno v případě Varianty 1 uvést fakt, že hladina sice překročena z největší pravděpodobností nebude, ale dolní okraj zdvižené konstrukce nebude možno zvednout nad tuto hodnotu se všemi potenciálními negativními dopady spojenými s výtokem pod segmentem.

Z hlediska technického a s přihlédnutím k určitým nejistotám se jako nejvíce příznivé varianty jeví varianty dodatečně zvyšující průtočnou kapacitu. To je primárně dáno dodatečnou úpravou stávajícího BP a PK či výstavbou nových doplňkových BP. Úprava stávajícího BP představuje poměrně radikální zásah do v podstatě bezporuchové konstrukce, která po více jak 25 letech provozu a zátěži prověřené 2 velkými povodněmi vykazuje dobrou kondici, se nejvíce jako optimální technické řešení. Výstavba nového BP se naproti tomu jeví jako dobrou alternativou pro dosažení požadovaných průtočných parametrů. Zatímco výstavba hrazených přelivů představuje spíše konzervativní přístup, výstavba nehrazeného labyrintového přelivu by znamenalo v pravdě zajímavé a originální řešení, které přesahuje standartní rámec nejen tuzemského, ale i evropského přehradního stavitelství. Nicméně z hlediska zkapacitnění stávajícího díla se jeví jako logické využití „průtočného otvoru“, který na vodním díle již je, avšak nebyl doposud adekvátně upraven. Tím je myšlena konstrukce plavební komory. Její plnohodnotné využití však představuje zásah jak do technologické, tak stavební části. Současně zde existuje reálný limit v podobě případné realizace, který z hlediska majetkoprávních vztahů a nutnosti projednání s dotčenými orgány je v současné době ne zcela přesně uchopitelný. Jedná se o konstrukce a zařízení využívaných pro plavbu a tedy následně jednání se zástupci ŘVC. To se však netýká jen variant, kde dochází ke kontaktu s konstrukcí PK, ale současně variant, které jsou situovány na pravém břehu, a jejíž výstavbou dojde k nutné úpravě stávajících konstrukcí plavby v horní vodě.

Z hlediska variant zvyšující stávající MBH lze konstatovat, že všechny posuzované varianty splnily svůj základní účel a lze jejich implementaci splnit požadované parametry dané příslušným normativem ČSN 75 2935. Z hlediska technického zhodnocení lze však zodpovědně doporučit k dalšímu sledování především Variantu A („kotvení“) a Variantu B („přetížení“). Zatímco kotvení a zejména nutný rozsah představuje horní limit v tuzemsky obvyklých stavebních přístupech, představuje řešení uvedené ve Variantě B konzervativní řešení, kterým je do jisté míry limitována i určitá nejistota v případě detailního stanovení zatěžovacích stavů na vybrané části dilatačních bloků VD Hněvkovice. Z hlediska technického hodnocení na základě větší důvěryhodnosti navrhovaného technického řešení lze doporučit k dalšímu sledování Variantu A a Variantu B. Variantu C jak s ohledem přetrvávající nejistoty v návrhu, tak zejména na její dlouhodobou udržitelnost neshledáváme optimální pro další sledování.

Nicméně jedním z hlavních, ne-li zcela zásadním kritériem při volbě doporučitelných variant technického řešení je ekonomické hledisko. Zatímco jednoznačné stanovení provozních nákladů v dlouhodobém horizontu je obtížně vyčíslitelné z důvodu neznalosti hlavních vstupních parametrů, jako jsou kvalita provedení, četnost obsluhy, výskyt extrémních zatěžovacích stavů, kvalita údržby apod. (aniž by autor studie jakkoliv o kvalitě například obsluhy pochyboval), lze údaje o předpokládaných investičních nákladech spojených s aplikací navrhovaných opatření vyčíslit lépe; samozřejmě s přihlédnutím k očekávatelné přesnosti vyplývající z podrobnosti stupně projektové dokumentace.

Z ekonomické analýzy je zřejmé, že varianty s nevyššími investičními náklady jsou reprezentovány variantami snižující KMH. Naproti tomu varianty zvyšující MBH jsou řádově levnější. Z ekonomického hlediska lze tedy doporučit Variantu A případně B. Pokud by technické hledisko úpravy stávající konstrukce zvyšující průtočnost profilu VD Hněvkovice bylo

VD Hněvkovice zabezpečení VD před účinky velkých vod	A Technická zpráva
	FS

vyhodnoceno, jako významnější, pak nejvyšší ekonomické nároky jsou spojeny s Variantou 8, případně s Variantou II.

V závěru předkládané studie bylo provedeno souhrnné zhodnocení posuzovaných variant. V rámci souhrnného komplexního hodnocení všech variant byla zvolena kritéria zohledňující pozitiva, negativa a nejistoty navrhovaných variant jako např. dosažení požadovaného efektu bezpečnosti vodního díla, ekonomické hledisko, omezení plavby apod. Je nutno však uvést, že uvedené zhodnocení, resp. návrh na komplexní vyhodnocení jednotlivých variant z různých úhlů náhledu je do jisté míry limitován subjektivitou posuzovatele. V rámci objektivnosti se jeví doporučitelné, aby uvedené zhodnocení bylo současně provedeno např. zástupci provozu VD, dispečinku, technicko-bezpečnostního dohledu nad vodními díly apod. a výsledné doporučení bylo generováno na základě vzájemného kladného stanoviska všech subjektů. Uvedené souhrnné zhodnocení je uvedeno v úplném závěru předkládané zprávy.

Hodnocené kritérium	Snížení KMH pod současnou MBH								Zvýšení MBH nad souč. KMH *)			Kombinované varianty	
	VAR 1	VAR 2	VAR 3	VAR 4	VAR 5	VAR 6	VAR 7	VAR 8	VAR A	VAR B	VAR C	VAR I	VAR II
Převedení $Q_{10.000}$ při MBH ₂ KMH													
Převedení $Q_{1.000}$ při hladině 371,60 m n.m.													
Spolehlivost opatření													
Investiční náklady													
Provozní náklady - výhled na 50 let													
Vliv na plavbu a konstrukce s plavbou spojené													
Zásah do konstrukcí zřízených z dotací EU													
Náročnost technologického zařízení													
Dispoziční náročnost													
Přesun stavebních hmot a materiálů													
Příprava a realizace (např. doba výstavby, jímkování, doprovodná omezení apod.)													
Možné dopady na ekologii													

*) Varianty zvýšení úrovně MBH nad souč. KMH posuzovány bez doplňkových opatření proti vzniku ekonomických škod na VD viz kap.7.2.