

VEDOUCÍ SDRUŽENÍ FIREM ŠINDLAR s.r.o. Na Brně 372/2a 500 06 Hradec Králové HLAVNÍ INŽENÝR PROJEKTU: ING. JIŘÍ KAPLAN	RAZÍTKO	STAVBY VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ A KRAJINNÉHO INŽENÝRSTVÍ 	ŠINDLAR s.r.o. Na Brně 372/2a 500 06 Hradec Králové IČO 260 03 236	tel.: 495 402 560 e-mail: info@sindlar.cz http://www.sindlar.cz
		ČÍSLO ZAKÁZKY	20160122	

ČLEN SDRUŽENÍ FIREM HG partner s.r.o. Smetanova 200 250 82 Úvaly VEDOUCÍ PROJEKTU: ING. MICHAL DVOŘÁK	RAZÍTKO		HG partner s.r.o. Smetanova 200 250 82 Úvaly IČO 272 21 253	tel.: 246 082 015 e-mail: vrzak@hgpartner.cz http://www.hgpartner.cz
		ČÍSLO ZAKÁZKY	H-16/006	

VEDOUCÍ PROJEKTU Ing. Jiří Kaplan	VYPRACOVAL Ing. Miroslav Staněk Ing. Vladimír Zevl Tomáš Dostál	KONTROLOVAL Ing. Michal Dvořák	AUTORIZACE Ing. Jaroslav Vrzák	STAVBY VODNÍHO HOSPODÁŘSTVÍ A KRAJINNÉHO INŽENÝRSTVÍ 	ŠINDLAR s.r.o., Na Brně 372/2a, 500 06 Hradec Králové, IČO 260 03 236
KRAJ: Pardubický kraj		STAVEBNÍ ÚŘAD: KÚ Pardubického kraje		FORMÁT	A4
KATASTRÁLNÍ ÚZEMÍ: Perálec, Hněvětice, Miřetín, Česká Rybná				DATUM	říjen2019
INVESTOR: Povodí Labe, státní podnik, Víta Nejedlého 951, 500 03 Hradec Králové				STUPEŇ	DPS
Krounka, Kutřín, výstavba poldru				ČÍSLO ZAKÁZKY	20160122
				SOUŘADNÝ/VÝŠKOVÝ SYSTÉM	
D – Dokumentace objektů D.1.1 – SO 01 hráz				INTERVAL VRSTEVNIC	
				MĚŘÍTKO	

ÚVOD 3

D.1. DOKUMENTACE STAVEBNÍCH OBJEKTŮ.....	4
D.1.1. SO 01 HRÁZ.....	4
D.1.1.1 ARCHITEKTONICKO-STAVEBNÍ ŘEŠENÍ.....	4
D.1.1.2 STAVEBNĚ-KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ.....	5
D.1.1.2.1 SO 01.1 TĚLESO HRÁZE.....	6
D.1.1.2.2 SO 01.2 ZÁKLADOVÁ VÝPUST.....	21
D.1.1.2.3 SO 01.3 BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV.....	29
D.1.1.3 ZÁKLADNÍ PŘEDPOKLADY VÝSTAVBY.....	61
D.1.1.4 PŘEVEDENÍ TOKU KROUNKY:.....	62
D.1.1.5 TECHNIKA PROSTŘEDÍ STAVEB.....	63
D.1.1.6 POŽÁRNĚ BEZPEČNOSTNÍ ŘEŠENÍ.....	63
D.1.1.7 DOKUMENTACE TECHNICKÝCH A TECHNOLOGICKÝCH ZAŘÍZENÍ.....	63
D.1.1.8 SEZNAM PODKLADŮ.....	64

ÚVOD

Poldr (suchá nádrž) Kutřín je prvkem systému protipovodňové ochrany v povodí řeky Novohradky. Nádrž je situována na vodním toku Krounka, významném levostranném přítoku Novohradky. Vodnost Krounky je v ústí srovnatelná s hlavním tokem.

Hlavním účelem stavby je ochránit obce níže na toku (Luže, Jenišovice, Chroustovice) před škodami způsobenými souběhem povodní z výše zmiňovaných toků Krounky a Novohradky. Funkcí suché nádrže je zadržení a transformace povodňových vln. Vzhledem k přírodním hodnotám řešeného území je návrh koncipován s ohledem na maximální možné zachování cenných stanovišť a podmínek pro chráněné druhy rostlin a živočichů. Součástí návrhu je rovněž revitalizace toku a údolní nivy Martinického potoka a vytváření nových stanovišť pro cílové druhy.

Členění stavby na stavební objekty a provozní soubory vychází z projektové dokumentace pro vydání stavebního povolení „Krounka, Kutřín, výstavba poldru, Sdružení firem ŠINDLAR s.r.o. a HG partner s.r.o, listopad 2016. Stavba je členěna na níže uvedené stavební objekty a provozní soubory:

SO 01 – Hráz

SO 01.1. – Těleso hráze

SO 01.2. – Základová výpust

SO 01.3. – Bezpečnostní přeliv

SO 01.4 – Kácení

SO 02 – Rekonstrukce mostu

SO 03 – Opatření na ochranu vodních zdrojů

SO 05 – Objekty v zátopě, nová výstavba

SO 06 – Revitalizace Martinického potoka

SO 107 – Obslužné komunikace

SO 09 – Vegetační úpravy

SO 10 – Odvodnění pozemku 369/8 (k.ú. Perálec)

SO 11 – Přípojka elektrické energie, přeložky

SO 12 – Rekultivace zemníků

SO 13 – Ochrana pozemku

Provozní soubory

PS 1 – Strojní část hrazení základových výpustí

PS 2 – Elektrotechnologická část hrazení základových výpustí

PS 3 – Vodohospodářský monitoring (teplota, srážky, hladina v nádrži, přenos dat)

PS 4 – Monitoring TBD

PS 5 – Monitoring polohy a dálkového ovládání uzávěrů (tabulový uzávěr a 1 provozní uzávěr na každé trubní výpusti)

D.1. DOKUMENTACE STAVEBNÍCH OBJEKTŮ

D.1.1. SO 01 HRÁZ

D.1.1.1 ARCHITEKTONICKO-STAVEBNÍ ŘEŠENÍ

Předmětným stavebním objektem popsaným v této technické zprávě je objekt SO 01 – hráz. Koncepce stavebního řešení hráze vycházela z vlastního zadání dle předchozího stupně projektové dokumentace (*Krounka, Kutřín, výstavba poldru, DSP, sdružení firem HG partner s.r.o. a ŠINDLAR s.r.o., listopad 2016*; a podmínek vydaného územního rozhodnutí ze dne 16.12.2015 (č.j. SÚ/154/15Ká).

Cílem stavby je vytvoření suché nádrže – poldru s prioritní vodohospodářskou funkcí, kterou je zadržení a transformace povodňových vln a protipovodňová ochrana obcí ležících pod soutokem Krounky a Novohradky. Výhodnost profilu pro stavbu poldru spočívá zejména v tom, že při relativně krátké hrázi (146,10 m) je dosaženo významného retenčního prostoru (až 3,60 mil. m³ při průtoku Q₁₀₀).

Při návrhu typu a vlastní konstrukce hráze se vycházelo z provozních požadavků na funkci vodního díla, ale zároveň i z požadavků na ochranu přírody a krajinného rázu v biologicky hodnotném území. Těleso hráze se nachází v Pardubickém kraji v k. ú. Miřetín (695947), Hněvčice (640034) v blízkosti části obce Perálec-Kutřín. Vlastní objekt hráze suché nádrže je navržen na toku Krounka v profilu ř. km 9,170, cca 60 m nad Šilinkovým dolem. Hrázový profil se nachází v nezastavěném území. Prostor plánované zátopky nádrže tvoří zčásti lesní porosty (především v údolí Krounky), z větší části pak pozemky využívané zemědělsky (především údolí Martinického potoka).

Konstrukce hrázového tělesa je navržena jako betonová tížná hráz. Celková délka hráze je 146,10 m (včetně spadiště bezpečnostního přelivu), maximální výška hráze nad terénem je 17,80 m, celková šířka koruny hráze je 5,67 m. Na koruně hráze je navržena zpevněná komunikace. Součástí tělesa je také funkční objekt se dvěma spodními výpustmi a migračním prostupem. Za běžných průtoků bude ve funkci migrační prostup, který bude plně otevřený a bude splňovat požadavky na migrační prostupnost i na volný pohyb splavenin. Jeho profil bude ve dně složený, tvořený protékanou kynetou a suchými bermami pro pohyb terestrických druhů. Rovněž byl v návrhu kladen důraz na vlastní estetické začlenění celého prvku do významného krajinného prvku údolí Martinického potoka. Řešen byl především pohledový ráz stavby s cílem zajištění plynulého přechodu tělesa hráze do okolních skalních výchozů a suťových svahů, a to i včetně částečné biologické rekultivace povrchu těchto navazujících částí v blízkosti tělesa hráze. Napojení hráze na údolní svahy bude realizováno pomocí kamenitých přísypů tvarovaných do teras, které budou obdobou okolních suťových svahů. Dále je v návrhu uvažováno s omezením exponovaných betonových ploch tělesa hráze a jeho objektů. Na obou lících hráze budou mimo vlastní kamenné přísypy viditelné betonové části tělesa řešené jako pohledový beton se strukturovaným povrchem provedeným formou vhodně volených elastických matric vkládaných do bednění při betonáži.

K zajištění bezpečnosti vodního díla je navržen boční bezpečnostní přeliv situovaný u pravobřežního zavázání hráze s navazujícím skluzem od přelivu, který je zakončený vývarem. Tento objekt je řešen jako samostatný stavební objekt SO 01.3. – bezpečnostní přeliv.

Objekt SO 01 – hráz zahrnuje veškeré stavební konstrukce a technologické zařízení související s výstavbou hrázového tělesa a jeho příslušenství. Stavební objekt je dále členěný na jednotlivé stavební podobjekty a provozní soubory řešících technologické prvky.

Pro připravované vodní dílo byl ve fázi zpracování projektu pro územní řízení zpracován „Posudek o potřebě, popřípadě návrhu podmínek provádění technickobezpečnostního dohledu (TBD) a zařazení vodního díla do kategorie podle §61, odst. 4, zákona č. 254/2001 Sb., o vodách“ (tzv. kategorizace TBD). V tomto posudku ze dne 26. 8. 2009 bylo vodní dílo navrženo k zařazení **do II. kategorie z hlediska TBD. Posudek byl aktualizován ke dni 22.2.2019, zařazení do II. kategorie bylo zachováno.**

D.1.1.2 STAVEBNĚ-KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ

Tato kapitola dále popisuje stavebně-konstrukční řešení stavby, tedy jednotlivé použité konstrukce a jejich popis a případně popis stavebních postupů pro jednotlivé úseky stavby.

A) CELKOVÁ CHARAKTERISTIKA SUCHÉ NÁDRŽE

Účel užití akumulované vody:	protipovodňová ochrana
Plocha povodí vodního toku:	63,29 km ²
Objem stoleté povodňové vody:	4,88 x 10 ⁶ m ³
Objem vody ovladatelného prostoru (retenční prostor):	3 600 tis. m ³
Kóta hladiny ovladatelného prostoru nádrže:	440,40 m n.m.
Objem vody při maximální hladině Q ₁₀₀₀ :	4 750 tis. m ³
Kóta hladiny při Q ₁₀₀₀ :	441,92 m n.m.

B) TĚLESO HRÁZE:

Typ hráze:	betonová tížná
Kóta koruny hráze:	442,70 m n.m.
Šířka hráze v koruně:	5,67 m (9,92 m)
Max. šířka hráze v patě:	20,2 m
Převýšení koruny hráze nad Q ₁₀₀₀ :	0,78 m (výběh vlny)
Max. výška hráze od ZS:	24,8 m
Max. výška hráze od stávajícího terénu:	17,8 m
Délka koruny hráze v ose:	130,60 m
Sklon návodního líce:	20:1
Sklon vzdušného líce:	1:0,8 (schodovitě odstupňováno)

Komunikace na koruně hráze	betonová šířky 3,1 (3,5) m, pojízdná pro občasný pojezd údržby a obsluhy
Spodní výpusti	2 x DN 1200
Návrhová kapacita SV	19,5 m ³ /s (obě výpusti)
Transformovaný odtok:	5,2 m ³ /s
Rozměry vývaru od SV	13,7 x 4,8 m (délka x šířka)
Kategorizace VD dle TBD	II. kategorie

C) BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV

Typ přelivu	boční, s kruhovou přelivnou hranou
Kóta koruny BP:	440,40 m n.m.
Délka přelivné hrany	25 m
Výška přelivného paprsku při Q ₁₀₀₀ :	1,52 m
Poloměr zaoblení koruny přelivu	1,2 m
Šířka a délka spadiště BP	15,0 m a 30,8 m
Šířka a délka skluzu BP	15,0 m a 55,8 m
Rozměry vývaru od BP	15,0 x 35,5 m

D.1.1.2.1 SO 01.1 TĚLESO HRÁZE

Hráz suché nádrže je řešena jako betonové tížné těleso trojúhelníkového příčného řezu s mírně šikmým návodním lícem ve sklonu 20:1 a schodovitě odstupňovaným vzdušným lícem. Osa přehradního tělesa je příčná. Celková délka tělesa hráze (SO 01.1 včetně SO 01.2) je 128,72 m. Hráz je v podélném směru osy rozdělena celkem na 9 dilatačních bloků (7 bloků po 15,00 m, 1 blok délky 12,37 m a 1 blok délky 11,35 m). Koruna hráze je navržena betonová o celkové šířce 5,67 m s komunikací šířky 3,10 m (v dilatačních blocích č. 1–6 a č. 8–9), respektive 4,10 m (v dilatačním bloku č. 7). Maximální výška koruny hráze nad terénem je 17,80 m. Šířka v patě hráze je 20,30 m. Těsnění podloží je zajištěno pomocí injekční clony hluboké 12 m. Součástí vybavení hráze je dále i kontrolní a injekční chodba a odlehčovací drén. Konstrukčně je hráz tvořena na návodním líci železobetonovou návodní částí a přehradním jádrem z válcovaného betonu. Vzdušný líc je tvořen železobetonovými prefabrikáty tvaru „L“. Z důvodu exteriérového začlenění hráze do svahů údolí jsou navrženy na obou lících kamenné přísypy tvořené z místních vytěžených materiálů z výkopů.

A) ZALOŽENÍ TĚLESA HRÁZE

V prostoru hráze jsou pod kvartérními zeminami zastoupeny zpevněné slabě metamorfované horniny charakteru drob a drob s břidlicemi. Povrchy těchto hornin jsou v nivě a na severním svahu interpretovány v hloubkách většinou 1-3 m p.t. a na jižním svahu lze předpokládat v hloubce několika

decimetrů až asi 3–5 m p. t. Severní svah údolí je relativně příkrý. Zóna přípovrchového rozvolnění horniny je, jakožto důsledek zvětrávání, vyvinuta v celém profilu projektované hráze. Její mocnost byla průzkumy ověřena v údolní nivě a na levém svahu do hloubek cca 5 - 5,6 m pod terén a na pravém břehu do hloubky cca 4 m p.t. Mocnost takto postižené horniny je v průzkumných vrtech ověřena 2 m (vrt VKK-1) až 4,6 m (VKK-3). Pevné skalní horniny souvrství drob až drob s břidlicemi jsou pod výše popsanou rozvolněnou zónou v celém prostoru projektované hráze a funkčních objektů. Podle závěrů IGP jsou horniny prakticky v celém zájmovém prostoru vysoce kvalitní a řazené do horninových tříd R2 a pouze lokálně pak do R3. Poloha těchto vrstev byla určující pro volbu úrovně základové spáry hráze.

S ohledem na výsledky a závěry z provedených průzkumných inženýrsko-geologických prací je navrženo založení tělesa hráze na únosném skalním podloží přibližně v hloubce 6 až 8 m pod terénem. Vzhledem k rozsahu a vypovídací schopnosti IG průzkumu lze předpokládat, že při výstavbě budou dále zpřesňovány informace o skutečných základových poměrech v podloží hráze, což může mít vliv na případné úpravy výškové úrovně založení hráze v průběhu výstavby.

V rámci výstavby bude provedeno odstranění pokryvných útvarů a v rámci výkopových prací bude odtěžena i vrstva rozvolněných horninových vrstev, nevhodných pro založení hráze. Poslední vrstva nad uvažovanou základovou spárou bude dolamována tak, aby nedocházelo k dalšímu porušení horniny v úrovni základové spáry. Základová spára je navržena na pevném skalním podloží na úrovni 417,50 m. Je plynulá v podélném směru v bocích údolí se zvedá dle sklonu svahu údolí. Základová spára je v příčném řezu vodorovná v délce 8,34 m. Na této části spáry bude provedena konstrukce základového bloku hráze tvořeného ŽB deskou. Dále směrem k patě vzdušního líce základová spára stoupá ve sklonu 1:6. Návodní pata hráze je zkosená ve sklonu 2:1. Povrch základové spáry musí být drsný, zbavený uvolněných kamenů a nečistot. Současně musí být zajištěno odvedení případných průsakových vod mimo základovou spáru do čerpací jímky. Betonáž podkladních vrstev bude provedena z konstrukčního nevyztuženého betonu tloušťky min. 0,50 m, který vytvoří vhodný podklad, na který se dále ukládají jednotlivé vrstvy válcovaného betonu. Specifikace jednotlivých betonů viz příloha D.1.1.3. Součástí podkladní vrstvy betonu bude odlehčovací drén vymezený pomocí betonového prefabrikátu (lichoběžníkový odvodňovací žlab) o rozměrech 1,00 x 1,40 m a světlé hloubce 0,80 m.

Pozn.: S ohledem na provedené IG průzkumy v průběhu přípravy stavby, které nemohly zcela podrobně zajistit popis horninového prostředí v zájmovém území, lze předpokládat, že při výstavbě budou dále zpřesňovány informace o skutečných základových poměrech v podloží hráze, případných odchylkách od předpokladů, což může mít vliv na případné úpravy výškové úrovně založení hráze v průběhu výstavby.

B) VÝKOPOVÉ A TĚŽBNÍ PRÁCE:

Dle provedených inženýrsko-geologických průzkumů se v prostoru pod hrází, po úroveň základové spáry, nachází zeminy dle ČSN 73 6133 třídy těžitelnosti I, II, III (dle staré ČSN 73 3050 se jedná o třídy těžitelnosti 3–7). V projektové dokumentaci je uvažováno s následným způsobem těžby:

- třída těžitelnosti I (resp. 3-4) je těžena „klasickou“ cestou rozrývání a těžení,
- třída těžitelnosti II (resp. 5) je těžena s rozrýváním a s předstřelem,
- droby, tj. horniny R3, R2, třídy těžitelnosti III (resp. 6 a 7) jsou těženy s odstřelem 100%.

Pozn.: Horniny třídy těžitelnosti III (zejména třídy 7) jsou navíc těženy následujícím způsobem:

- Posledních 1,5 m nad projektovanou úrovní základové spáry hráze bude provedeno opatrnou (šetrnou) technologií mikroodstřelů.

V případě trhacích prací při odtěžování horniny bude nutné postupovat v souladu se zákonem č. 61/1988 Sb. o hornické činnosti a výbušninách a o státní báňské správě a dále v souladu s vyhláškou ČBÚ č. 55/96 Sb. o požadavcích na zajištění bezpečnosti a ochrany zdraví při práci a bezpečnosti provozu při činnosti prováděné hornickým způsobem. Dodavatel stavebních prací musí být k této činnosti odborně způsobilý dle výše uvedených předpisů. Dle rozsahu trhacích prací bude zajištěna dodavatelská dokumentace a technologický postup trhacích prací.

Odstřely se realizují na základě projektu trhacích prací malého nebo velkého rozsahu, který podléhá schválení příslušného orgánu státní báňské správy (Obvodní báňský úřad-OBÚ). Projekt trhacích prací zajistí zhotovitel, který musí dodržovat veškeré právní předpisy o provádění odstřelů. Dále je nutné dodržet výnosy ČBÚ a bezpečnostní předpisy vztahující se na manipulaci, dopravu a skladování trhavin. Souhlas k odstřelu dává objednatel vždy písemně.

Zhotovitelem trhacích prací může být pouze osoba vlastnící:

- a) v případě trhacích prací malého rozsahu oprávnění pro výkon funkce střelmistra daného typu prací,
- b) v případě trhacích prací velkého rozsahu oprávnění pro výkon funkce technického vedoucího odstřelu pro daný typ prací.

Technické odstřely pomocí trhavin vyvolávají indukované seismické účinky. Je tedy žádoucí při větších nebo hromadných odstřelech, stanovit dosah zóny indukovaných seismických účinků a také jejich intenzitu (frekvenci a rychlost kmitání, které jsou závislé na velikosti efektivní nálože a vzdálenosti od místa odstřelu). Před zahájením trhacích prací musí zhotovitel předložit objednateli stavby dokumentaci, tj. projekt trhacích prací (odstřelů), včetně stanovení dílčích náloží, celkové nálože a způsobu roznětu. Současně předkládá rozhodnutí OBÚ o povolení k trhacím pracím malého/velkého rozsahu. Zhotovitel musí rovněž předložit vymezení zóny indukovaných účinků a případně dokumentaci technického stavu ohrožených objektů.

Zhotovitel zajišťuje potřebná měření, která musí provádět nezávislá odborná organizace. Pro tuto problematiku platí ČSN 73 0040 (Zatížení stavebních objektů technickou seizmicitou a jejich odezva, duben 2019).

Dále je doručeno realizovat zkušební odřely, kterými se stanoví maximální povolená hloubka mikroodstřelů (předpoklad hloubky je 0,5 m), počet náloží, hmotnost trhaviny a celkovou nálož v kg na odstřel (záběr), maximální nálož v časovém stupni a dalších parametrů mikroodstřelů tak, aby bylo zamezeno narušení stávajícího skalního masivu pod základovou spárou hráze během těžebních prací. Součástí zkušebních odstřelů je i měření seismických účinků na okolí stavby, tj na ohrožené okolní objekty či okolní svahy. V rámci svahů se jedná i posouzení vlivu na svahy realizované v rámci výkopových prací předmětné stavby.

Výlom pro definitivní terénní úpravu (stav zářezu) musí být proveden tak, aby nedošlo k porušení skalního masivu a ke zhoršení podmínek stability přetěžením nebo nadvýlomem základové spáry hráze. V tomto případě je žádoucí použití technologie řízeného výlomu (hladký výlom).

Pokud bude horninový materiál těžený odstřelem určený pro budování kamenných násypů, musí být volena taková technologie odstřelu (uspořádání a vzdálenost vrtů, velikost náloží), která zaručí optimální fragmentaci horniny při odstřelu. V případě potřeby se materiál rozpojuje předrcením.

Definitivní dotěžení horniny na projektovanou základovou spáru po provedení odstřelu a odebrání materiálu na úroveň neporušeného skalního masivu bude pod jednotlivými bloky určovat geolog.

Je nutné při výlomových pracích v rámci geologického dohledu, sledovat průzkumnými činnostmi (geofyzikální měření, vodní tlakové zkoušky...) případné narušení skalních hornin (zvýšení propustnosti) pod základovou spárou. Skalní horniny budou v základové spáře odlehčené od vytěžených násypů v nadloží a mohou být náchylné na případná narušení, zejména při odstřelech.

Pokud se prokáže, že odstřely mohou způsobit narušení (rozrušení) skalních hornin, je nutné přehodnotit trhací práce, případně navrhnout dolamování poslední vrstvy nad základovou spárou.

Pozn.: Odtěžování horninových vrstev musí být prováděno pod geologickým dohledem zajišťovaného inženýrským geologem, který přímo na místě vyhodnotí soulad skutečných parametrů a poloh zastížených hornin s předpoklady v projektu. Nejedná se pouze o pevnostní parametry hornin, ale také o případnou polohu a vzdálenost diskontinuit, rozpukanost a porušenost horninového masivu, polohu a směr trhlin apod. Současně bude průběžně po celou dobu výkopových prací geologickým dohledem prováděno zatřídění odtěžovaných hornin do jednotlivých tříd těžitelnosti a bude prováděn přehledný záznam o poloze rozhraní tříd těžitelnosti do podélného profilu hráze a příčných řezů. V případě rozdílů mezi předpoklady v projektu a skutečností bude průběžně upravován a aktualizován projekt výkopových a trhacích prací. Následně na to pak může být upraven i projekt tělesa hráze a způsob založení. Veškeré úpravy a aktualizace budou prováděny až po konzultaci s autorským a technickým dozorem stavby, kteří budou vždy o zjištěných rozdílech prováděcího projektu a skutečnosti informováni. Na základě výše uvedených skutečností bude aktualizována dodavatelská dokumentace zahrnující právě tyto změny.

C) UTĚSNĚNÍ PODLOŽÍ

Skalní horninové prostředí je charakteristické puklinovou propustností, která může být s ohledem na charakter, kvalitu a stupeň rozpukání horniny místo od místa velmi proměnlivá. Nepříznivé účinky nerovnoměrného proudění vody puklinami s vysokým gradientem lze omezit vybudováním těsnící clony v podloží v profilu hráze.

Vzhledem k rozpukání podkladních skalních hornin je těsnící clona navržena rovněž v podloží řešené hráze suché nádrže na Krounce. Účelem vybudování clony je omezení nerovnoměrných průsaků a snížení či eliminace proudění vody v puklinách skalního podloží, redukce vztlaku a zvýšení bezpečnosti hráze proti posunutí, překlopení a nadzvednutí konstrukce. Charakter těsnící clony je trvalý a s ohledem na její realizaci ve skalních horninách byla zvolena účinná a ověřená technologie provedení clony jako injekční.

Injekční clona je navržena v celé délce hráze a s přesahy do terénu mimo vlastní těleso hráze v obou zavázáních. V levobřežním zavázání přesahuje clona těleso hráze o cca 8 m do terénu. V pravobřežním zavázání prochází clona pod dnem koryta spadiště bezpečnostního přelivu a je ukončena až na pravém břehu spadiště. Celková délka clony je 164 m.

Těsnící clona bude prováděna po etapách v souladu s navrženým postupem výstavby hráze. V obou zavázáních budou výkopové práce, včetně realizace betonáže bločku, vrtání a vlastní injektáže prováděny v etážích výšky cca 2 m, tj. při hloubce výkopu 2 m. Fáze realizace injekční clony v zavázání hráze jsou graficky znázorněny ve výkresu D.1.2.2.21.c.

V podélném řezu kopíruje pata clony základovou spáru hráze, resp. terén v přesazích clony mimo hráz. Hloubka clony pod základovou spárou hráze je navržena max. 12,0 m. Pod krajními levobřežními bloky je hloubka clony 10,0 m a v přesazích clony mimo těleso hráze je její hloubka 8,5 m pod základovou spárou injekčního bločku.

V příčném řezu tvoří injekční clonu dvě řady svislých vrtů (dvouřadý injekční rastr) a dále dvě řady šikmých vrtů fortifikační (připojovací) injektáže. Poloha těchto čtyř řad vrtů je vztažena k hlavní podélné ose hráze, respektive z ní odvozeným osám kontrolní chodby v hrázi nebo betonového injekčního bločku mimo hráz. Vzdálenost obou řad svislých vrtů od osy chodby či bločku je +250 a -250 mm, vzdálenost krajních šikmých fortifikačních vrtů od osy chodby či bločku je +550 a -550 mm. Sklon šikmých vrtů je +15° a -15° od svislé.

Podélná vzdálenost vrtů v jedné řadě je 1500 mm, druhá řada vrtů je situována 700 mm (příčná vzdálenost) od řady první. Vrty v sousedních řadách jsou vůči sobě posunuty o 750 mm (prostrídání o polovinu podélné rozteče vrtů – šachovnicové uspořádání).

V délce hráze budou injekční vrty realizovány z úrovně zesíleného podkladního betonu. Do vytýčené polohy budou do betonu osazeny průchodky pro realizaci všech čtyř řad vrtů. Průchodky budou z plastových trubek vnitřního průměru DN 80 mm. Při osazování průchodek bude dodržen navržený půdorysný rastr vrtů – pozor, v šikmých úsecích na svazích údolí představuje půdorysné schéma vrtů průmět do vodorovné, nikoliv do šikmé roviny.

V přesazích clony mimo vlastní hráz budou injekční vrty realizovány z horního povrchu injekčního bločku. Injekční bloček představuje betonový trám o průřezu $b \times h = 3000 \times 1500$ mm. Podélná osa bločku bude navazovat na osu kontrolní chodby v hrázi. V konstrukci bločku budou osazeny do vytýčené polohy průchodky pro realizaci všech čtyř řad vrtů. Průchodky budou z plastových trubek vnitřního průměru DN 80 mm (max.). Délka průchodek svislých vrtů je 1500 mm, šikmých vrtů 1555 mm. Při osazování průchodek bude dodržen navržený půdorysný rastr vrtů.

Šikmé fortifikační vrty budou realizovány v předstihu před svislými vrty. Jejich účelem je zajištění těsnosti v napojení clony na těleso hráze a omezení šířky rozlivu injekční hmoty při injektáži hlavních

svislých vrtů v horní části clony. Vrty průměru cca 50 mm budou hloubeny rotačně příklepovým způsobem na plnou čelbu. Hloubka všech fortifikačních vrtů pod základovou spárou hráze, je 3,0 m. V případě stabilních stěn vrtů budou tyto ponechány bez vystrojení a injektáž jílocementovou injekční směsí bude realizována přes jednoduchý obturátor, upnutý ve zhlaví vrtu. Každý vrt by tak byl zainjektován v jediné etáži délky 3,0 m. V opačném případě bude nutné do vrtu osadit manžetovou injekční trubku a vrt vně trubky vyplnit jílocementovou zálivkou. Injektáž by pak byla realizována pomocí dvojitého obturátoru vloženého do manžetové trubky, po etážích á 500 mm (rozteč manžet na trubce), s tím, že by bylo nutné v každé etáži trhacím tlakem nejprve protrhnout zálivku vrtu.

Fortifikační injektáž bude provedena vždy v ucelenějších úsecích délky cca 30 m (vodorovná základová spára), vyplývajících z předpokládaného postupu výstavby hráze (viz výše). Následně lze ve stejném úseku realizovat hlavní svislé vrty vlastní clony.

V rámci provádění svislých vrtů injekční clony je navrženo 5 zkušebních vrtů prvního pořadí: 2 až 3 vrty budou umístěny v údolní části přehradního profilu a 1 až 2 vrty na levém svahu a 1 vrt bude na pravém svahu. Tyto zkušební vrty mohou být umístěny v rámci rastru systémových vrtů clony. Kvůli kontrole geologického profilu budou zkušební vrty provedeny jako jádrové o průměru cca 80 mm. Ve vrtech budou realizovány vodní tlakové zkoušky. Následnou injektáží vrtů bude ověřena správnost návrhu technického řešení a výběru injekční hmoty, účinnost zvolené injekční směsi v daném horninovém prostředí (v daném úseku stavby), ověřen potřebný injekční tlak a bude zpřesněna prognóza spotřeby směsi.

Systémové svislé vrty injekční clony budou průměru cca 80 (160) mm a budou hloubeny jako jádrové, jádro vrtů bude vyhodnoceno geotechnickým dozorem stavby. Hloubka injekčních vrtů pod základovou spárou hráze bude 12,0 m, resp. 10,0 m (pod krajními bloky hráze). Pod injekčním bločkem budou vrty hloubeny do hloubky 8,5 m.

V případě stabilních stěn budou vrty ponechány bez vystrojení a injektáž bude realizována přes dvojitý obturátor, upnutý do stěny vrtu. Sestupná injektáž bude prováděna po etážích délky 2,0 až 3,0 m. V případě nestabilní stěny vrtu (výskyt nekonzistentní horniny, tj. hrozí riziko zavalení vrtu) bude nutné provést pažení (vystrojení) či cementaci stěn vrtu. Bude-li nutné vrty pažit budou vrty injektážní clony průměru min. 160 mm.

V případě pochybností o stavu horninového masivu bude vodní tlaková zkouška provedena na každé etáži injekčního vrtu.

Jednou z metod provádění injekční clony je tzv. injektáž v pořadích, při níž jsou vrty následujících pořadí umísťovány podle potřeby do středů vzdálenosti mezi vrty předchozího pořadí. Tato metoda umožňuje průběžně upravovat návrh injektáže s cílem dosažení co nejlepšího účinku. Pro stavbu hráze suché nádrže na Krounce jsou navrženy injekční vrty ve dvou pořadích.

Vrty prvního pořadí představuje řada svislých vrtů umístěná blíže k návodnímu líci hráze. Aby nedocházelo ke vzájemnému ovlivňování sousedních vrtů musí být mezi po sobě realizovanými vrty vzdálenost nejméně 6,0 m. První řada vrtů pak bude postupně zahušťována až na výslednou rozteč á 1500 mm.

Poznámka: Výše uvedené jádrově hloubené zkušební vrty mohou být rozmístěny v rámci vrtů prvního pořadí, pokud investor nerozhodne o jejich provedení mimo navržený rastr systémových vrtů clony.

Vrty druhého pořadí jsou umístěny v řadě vzdálenější od návodního líce. K jejich realizaci lze přistoupit po dokončení primární řady na delším uceleném úseku ($L > 50$ m). Nejprve bude na základě zaznamenaných výsledků injektáže vrtů prvního pořadí zvoleno umístění zkušebních vrtů druhého pořadí pro provedení vodních tlakových zkoušek. Vzdálenost zkušebních vrtů, situovaných v linii vrtů těsnící clony, bude < 10 m, jejich předpokládaný počet je 16 – 20 ks. Vodními tlakovými zkouškami bude ověřena účinnost clony z vrtů prvního pořadí. Pro posouzení bude použito Jähdeho kritérium:

$$q < 0,5 \text{ l (opt. } 0,3 \text{ l)}/\text{min}/\text{m}/0,3 \text{ MPa}$$

kde q je specifická ztráta vody v litrech za minutu na 1 bm vrtu, při tlaku 0,3 MPa (délka měření 10 min).

Na základě výsledků vodních tlakových zkoušek bude rozhodnuto o provádění či neprovádění vrtů druhého pořadí v daném úseku, případně bude upravena receptura či pozměněn typ injekční směsi. V případě provádění vrtů druhého pořadí bude činit konečná rozteč vrtů injekční clony 750 mm (vrty budou rozmístěny prostřídáně ve dvou řadách).

Po dokončení vrtů druhého pořadí budou v příslušných úsecích provedena další série zkušebních vrtů pro ověření účinnosti injektáže vodními tlakovými zkouškami. Pro posouzení bude opět použito Jähdeho kritérium. V případě nevyhovujících výsledků bude nutno projednat s investorem případné další zahuštění clony v daném úseku. V případě, že etáže kontrolního vrtu nebo dvě sousedící etáže těmto kritériím nevyhoví, je vhodné v daném úseku provést další kontrolní vrt do příslušné hloubky.

Před vlastním provedením injektáže se doporučuje provést propláchnutí vývrtů vodou. Propláchnutím se dosáhne vyčištění vývrtů od zbytků vrtného výnosu a šlemu, tj. propláchnutím se zajistí lepší podmínky pro pronikání injekční směsi do injektovaného prostředí. Provedením tlakových vodních zkoušek se ověří injektovatelnost prostředí a získané informace budou využity pro vlastní injekční práce.

Injektáž všech vrtů clony, včetně vrtů fortifikačních, bude prováděna s předpokládaným injekčním tlakem vyšším než 2 MPa, aby byly spolehlivě utěsněny i jemnější pukliny v okolí vrtu.

Pozn.: Je žádoucí sledovat vliv injektáží na okolní konstrukce, včetně podkladní betonové desky a zaznamenávat případné výškové změny konstrukcí (např. metodou přesné nivelace, měření na deformetrech, atd...). Měření se uskuteční před zahájením prací, v průběhu a po ukončení prací v daném úseku injektáže. Za sledování vlivu injektážních prací na okolní konstrukce by měl být odpovědný geologický dohled, který bude injektážní práce průběžně monitorovat.

Vzhledem k tomu, že průzkumnými pracemi byly v podloží hráze zastiženy horniny různého stupně porušení, s předpokladem výskytu trhlin proměnlivé šíře s výplní, předpokládá tento projekt pro realizaci injekční clony použití dvou odlišných typů injekčních hmot a jejich případná kombinace: suspenze na bázi jílocementu a hmoty na bázi chemických směsí.

Pozn.: Horniny skalního masívu pod základovou spárou jsou dosti puklinově porušené, avšak tyto pukliny jsou spíše sevřené a v převážné většině druhotně vyplněné zejména karbonátovou hmotou.

Klasická injektáž skalního podloží v hrázovém profilu poldru stabilizovanou cementovou směsí nebo jílocementovou směsí z hlediska průchodnosti horninovým masívem není zcela vhodná (Mgr. MICHAL ŠTAINER, PODROBNÝ INŽENÝRSKOGEOLOGICKÝ A HYDROGEOLOGICKÝ PRŮZKUM PRO HRÁZ POLDRU A FUNKČNÍ OBJEKTY, BŘEHY, 2016).

Jílocementová injekční a zálivková směs bude připravena z vody a portlandského struskového cementu s příměsí aktivovaného bentonitu. Pro vyplnění i jemných puklin v masivu budou dle potřeby použity jemně mleté cementy. Poměr mísení hmotnostních dílů vody a cementu s bentonitem bude přibližně 1,75 : 1. Bentonitu bude do směsi přidáno cca 5 % - 10 % z hmotnosti cementu. Směs bude stabilní, odstoj směsi bude pod 2 % / 1 hod. Maximální objemová hmotnost směsi bude cca 1350 kg/m³. Injekční směs bude vyráběna v míchacím centru na staveništi.

Poznámka: Pro dosažení co největší účinnosti a dosahu je vhodné při injektáži plynule měnit hustotu směsi.

Z důvodu předpokládané nízké propustnosti horninového masivu (přítomnost málo otevřeného puklinového systému) doporučujeme použít injekční chemickou směs, která bude splňovat min. tyto požadavky: relativně nízká viskozita injekční směsi, dlouhá doba zpracovatelnosti (kterou lze v případě nutnosti regulovat), zvětšování objemu (napěňování) směsi při kontaktu s vodou (lepší pronikání do injektovaného prostředí).

Výše uvedené požadavky splňuje např. dvousložková polyuretanová pryskyřice určená pro injektování na velké vzdálenosti nebo pro injektování špatně prostupných horninových prostředí.

Odhad předpokládané spotřeby jílocementových injekčních směsí: cca 50 – 150 l na bm vrtu (v závislosti na měrné pórovitosti injektovaného horninového prostředí, viskozitě injekční hmoty a na pořadí injektáže).

Předpokládané spotřeby chemických směsí: cca 50 kg / 1 bm (stupeň napěnění 2, předpokládaná pórovitost prostředí < 5 % - horniny neporušené nebo málo porušené, teoretický objem pórovitosti < 90 dm³ / 1 bm).

Hmoty pro chemickou injektáž mají díky své relativně nízké viskozitě vysokou schopnost pronikat i do mikrotrhlin horninového prostředí. Použity mohou být hmoty na bázi dvousložkové PUR pryskyřice nebo akrylátového gelu. Hmoty musí být odolné vůči působení chemicky agresivních látek, bakterií či plísní a musí být inertní, bez negativního vlivu na podzemní nebo povrchovou vodu.

Vhodnou kombinací obou typů materiálů na základě kontrolních zkoušek realizovaných v průběhu výstavby bude docíleno účinného a ekonomicky přijatelného řešení utěsnění podloží hráze.

S ohledem na poměrně velký rozsah vrtných prací a značnou spotřebu injekčních směsí je nutno počítat s extenzivním nasazením techniky – především vrtné a injektážní.

Na stavbě je nutná trvalá přítomnost odborného geologa.

Při provádění injekčních prací je nutné dbát velké pozornosti na dodržování technologické kázně. Vyhodnocení výnosů jádra z určených vrtů a provádění a vyhodnocování tlakových zkoušek musí být prováděno velmi pečlivě a pod dohledem odborného geologa. Na základě výsledků zkoušek může být rozhodnuto o úpravě návrhu injekční clony (úprava receptury směsi, volba typu směsi, provádění či neprovádění vrtů druhého pořadí, doplnění vrtů,...).

Opravy injekční clony v případě pozdějších zjištěných průsaků pod patou hráze bude možno provádět z prostoru kontrolní chodby v hrázi.

Pozn.: Při provádění těsnící clony bude zajištěn geologický dohled (geotechnická služba dodavatele), kdy injektážní práce budou průběžně monitorovány a v případě optimalizovány s ohledem na skutečně zastižené podmínky. Veškeré úpravy a aktualizace budou prováděny až po konzultaci s autorským a technickým dozorem stavby, kteří budou vždy o zjištěných rozdílech prováděcího projektu a skutečnosti informováni.

Pozn.: V soupisu prací je vyčleněna rezerva (10 % celkové metráže vrtů) pro potřeby zahuštění vrtů v úsecích, kde bude případně zjištěn nepředpokládaný stav horninového prostředí pod základovou spárou. Použití rezervy je podmíněno nezaviněním provedení vadných vrtů dodavatelem nebo dokladem o potřebě zvýšení počtu vrtů v dotčeném úseku na základě provedených zkoušek. Použití rezervy musí být odsouhlaseno zadavatelem. Rezerva je vyčleněna v uvedeném rozsahu pro všechny související činnosti (vrty, injektáž, spotřeba směsi). V případě nečerpání rezervy bude množství vyčleněné jako rezerva odečteno formou méněprací.

Pozn.: V případě nutnosti pažení vrtu bude průměr vrtu navýšen z 80 na min. 160 mm. V projektové dokumentaci je uvažováno, že 40 % z celkového počtu vrtů bude průměru min. 160 mm.

Pozn.: Pokud některé vrty budou vykazovat nepřijatelné odchylky v tolerancích parametrů stanovených projektovou dokumentací a kontrolních zkoušek, může zadavatel rozhodnout o provedení nových náhradních vrtů jako náhrada za vrty s nepřijatelnými odchylkami parametrů.

D) KONSTRUKCE TĚLESA HRÁZE

Hráze je v podélném směru rozdělena na dilatační bloky. V rámci objektu SO1.1 se jedná o 8 samostatných dilatačních celků šířky 15,00 m (bloky č. 2 – 9) a šířky 11,35 m (blok č. 1).

Příčný profil tělesa hráze je na návodní straně tvořen monolitickou železobetonovou konstrukcí ve tvaru písmene „L“, která se skládá ze základového bloku (desky) a návodní stěny. Účelem návodní části je zajištění těsnosti a mrazuvzdornosti návodního líce hráze a zajištění ochrany vnitřní (stabilizační) části hráze proti účinkům vnějšího prostředí. Konstrukce návodní části je provedena z betonu s ocelovou výztuží. ŽB základová deska hráze má celkovou výšku 1,90 m a šířku v úrovni základové spáry 8,85 m. Svislá část návodní stěny má v příčném řezu v místě navázání na základovou desku maximální šířku 3,055 m, směrem ke koruně hráze se plynule zužuje na 0,80 m. Sklon rubu i líce návodní stěny je navržen v poměru 20:1. Rozdilatování základové desky a stěny v podélném směru odpovídá dilatačním celkům hráze.

Z hlediska postupu výstavby je po vybetonování vodorovného základového bloku hráze navrženo postupné provádění jednotlivých výškových záběrů návodní stěny. Výška záběru je s ohledem na technologické možnosti stanovena na 2,50 m. V rámci jednotlivých záběrů se předpokládá použití systémového bednění s kotevním kónusem SK, viz výkres D.1.2.2.20.a. Pracovní spáry v návodní stěně budou těsně viz odstavec níže. Návodní líc v exponovaných částech (bez kamenných přísypů) bude řešen jako pohledový beton s povrchovou strukturou, reliéfem vzniklý „obtiskem“ sestavy matic vkládaných do bednění.

TĚSNĚNÍ DILATAČNÍCH SPÁR:

Spáry návodní stěny (návodního líce ve tvaru „L“) budou odděleny těsněnými dilatačními spárami o šířce min. 20 mm. Těsnění bude zdvojené, tj. budou použity dva těsnící vnitřní pásy do dilatačních spár. Pás první v pořadí od návodního líce (primární) bude z PVC s šířkou 500 mm typ dle DIN 18541 (18541-2) D500 DIN, druhý v pořadí (sekundární) typ D500 C11 DIN s injektážními hadičkami o min. vnitřním průměru 6 mm osazené na konci těsnící žebrované části. Vzájemná rozteč těsnících pásů je 0,25 m. V úrovni základové spáry budou za těsnící clonou pásy zavázány (zabetonovány) do podkladní základové desky na hloubku min. 0,3 m. Pozn.: Těsnící pásy v betonovém základu v horizontální poloze musí být instalovány ve tvaru V pod úhlem kolem 15° směrem vzhůru, aby pod těsnícím pásem nevznikaly póry, a aby se předešlo vytvoření voštin oddělením cementového mléka během betonování. Do prostoru mezi těsnící prvky bude po téměř celé výšce návodní stěny osazena injektážní manžetová trubka o průměru 34/27 mm. Injektážní trubka bude po 0,5 m ukotvena (např. pomocí nerezových kotev nebo pomocí přichytky s klipem) na rovné stěně dilatačního bloku. Injektážní trubka bude zároveň stabilizovaná v protějším dilatačním bloku (v protější stěně) „V“ drážkou (vložená trojhranná lišta do bednění). Těsnící PVC pásy budou mimo pracovní spáru (ve vzdálenosti od spáry cca 0,5 m) horizontálně propojeny PVC pásem shodného typu (D500 DIN). První horizontální propojení, tj. situované v základovém bloku ve vzdálenosti 1,7 m nad podkladní základovou deskou, bude protaženo pod půdorys kontrolní chodby. Za sekundárním pásem ve vzdálenosti 0,23 m (uvažováno v ose použitých prvků) bude realizován (vložením trojhranné lišty do bednění) odtokový kanálek o rozměrech 0,135 x 0,125 m, který (v dolní části návodní stěny, ve vzdálenosti cca 0,47 m od základového bloku a ve vzdálenosti 1,31 m od stěny kontrolní chodby) bude navazovat na HDPE trubku DN 100, svedená do kontrolní chodby, která umožní kontrolu těsnosti dilatační spáry. Plošná výplň dilatační spáry bude tvořena spárovými deskami ze síťovaného polyetylénu. Graficky znázorněno ve výkresové příloze D.1.2.2.9.

TĚSNĚNÍ PRACOVNÍCH SPÁR (NÁVODNÍ STĚNA):

Pracovní spáry návodní stěny hrázového tělesa budou těsněny těsnícím oboustranně povrstveným plechem (ETA 15/0003) šířky 0,25 m. Plech bude přes šroubový svěrný prvek napojen na primární těsnící vnitřní pás osazený v dilatační spáře. V každé pracovní spáře návodní těsnící stěny bude osazena drenážní trubička DN 80 mm, která bude napojena na odtokový kanálek dilatační spáry. Trubička bude do spáry osazena ve vzdálenosti 0,48 m od těsnícího plechu. Účelem drenážní trubičky je svedení případných průsaků do odtokového kanálku a do kontrolní chodby. Drenážní trubičky budou (z důvodu eliminace vztlakových sil při zalévání betonovou směsí) po 0,25 m ukotveny nerezovými kotvami. Podrobné řešení těsnění pracovních spár viz výkres D.1.2.2.9.

JÁDRO TĚLESA HRÁZE:

Vlastní jádro hráze bude provedeno z válcovaného betonu s ukládáním souvisle po vodorovných vrstvách o mocnosti do 30 cm a hutněním pomocí pojezdů vibračních válců. K této technologii stavby z betonu se musí připravit specifická betonová směs, viz příloha D.1.1.3. Technologie ukládání válcovaného betonu musí být volena zejména s ohledem na nutnost souvislé betonáže po vrstvách bez časových prodlev, a to vzhledem k charakteru stavební hmoty – betonu, která v čase mění významně své vlastnosti („teplé“ a „studené“ pracovní spáry). Základním požadavkem je příprava, doprava a zpracování válcovaného betonu v časovém limitu omezeném začátkem tuhnutí betonu. S ohledem na tyto požadavky musí být zajištěna průběžná dodávka betonové směsi do prostoru hráze (resp. nedaleko) o výkonu odpovídajícím objemu průběžně ukládaných vrstev. Předpokládá se použití betonárky na místě a doprava směsi pomocí jeřábu (vyložením 50 m, nosnost na konci vyložení 5 t.) se závěsnou badií. Další informace a doporučení viz příloha D.1.1.6.

V rámci návrhu betonové směsi a ověření kvality navržené technologie válcovaného betonu je nutné realizovat „testovací blok“. Testovací blok projektová dokumentace předpokládá realizovat v prostoru hráze, konkrétně v prostoru zahloubení základu (zámku) dilatačního bloku č.7. V rámci testovacího bloku budou naplněny a vyhodnoceny tyto základní body:

- Množství směsi
- Kalibrace měřidel (hustoty)
- Doprava a vykládka RCC
- Rozhrnutí RCC
- Zamezení segregace
- Hutnění RCC
- Vytvrzování RCC
- Výkon zařízení
- Plán výroby a provozu
- Školení personálu
- Techniky montáže jiných konstrukcí
- Ruční práce a zhutňování RCC
- Spojovací malta
- Úprava ložních vrstev
- Čerstvé a studené spoje
- Stanovení cílové hustoty
- Stanovení optimální hustoty a maximální hustoty

- Stanovení optimální vlhkosti
- Ostatní odběry vzorků a testování

Vnitřní část tělesa hráze bude dilatována shodně s návodní stěnou. Dilatační spáry nebudou těsněné a budou provedeny zavibrováním pozinkovaných plechů (případně plechů z PVC fólií) do linie na výšku zhutněných a „živých“ vrstev, tímto postupem vzniknou predisponované plochy v betonu pro následné vytvoření dilatačních prasklin.

Napojení (navázání) válcovaného betonu na okolní konstrukce či horninové prostředí je nutné provést vždy přes přechodovou betonovou vrstvu. Detaily napojení, včetně úprav skalních ploch viz výkresová část D.1.2.2.24.

VZDUŠNÍ LÍC HRÁZE

Vzdušní lícová zóna, jejímž účelem je ochrana jádra hráze z válcovaného betonu před vnějšími vlivy prostředí, je tvořena železobetonovými prefabrikáty, které plní funkci ztraceného bednění a z vnitřní strany konstrukčním betonem (bližší specifikace viz příloha D.1.1.3), který vytváří přechodovou (propojovací) konstrukci mezi jádrem a prefabrikáty. Přechodový beton o min. šířce 0,60 m bude ukládán do ztraceného bednění současně s ukládáním vrstev válcovaného (jádrového) betonu. Prefabrikát ve tvaru „L“ o rozměrech 0,96 x 1,20 m a tloušťce 0,24 m (resp. 0,28 m) je na vzdušním líci usazen na podkladní vrstvu z cementové malty tloušťky cca 20 mm, která slouží k přesnému vyrovnání a osazení prefabrikátu. Stabilizace prefabrikátu bude posílena tahovým vodorovným prvkem – geomříží o podélné pevnosti 100 kN/m. Délka ukotvení v konstrukci z válcovaného betonu bude min. 1,5 m. Detaily viz výkresová část D.1.2.2.10.a. Napojení ukotvené části v prefabrikátu a části ukotvené v jádrovém betonu bude pomocí spojovací tyče.

Prefabrikáty v základních délkách 2,5 m a 5,0 m budou osazeny dle schématu, viz výkres D.1.2.2.26. V rámci členitého tvaru vzdušního líce jsou v schématu osazení (uložení) navrženy prefabrikáty atypických rozměrů (celkem 11 typů dílců). Jedná se o prefabrikáty (atypické dílce) situované v prostoru líce kolem dilatačního bloku č. 7.

Podélné dilatování lícové zóny bude totožné s ostatními betonovými částmi konstrukce hráze. Dilatační spára na vzdušní straně bude těsněna vnitřním pásem do dilatačních spár D320 DIN. Horizontální a vertikální pracovní spáry mezi prefabrikáty budou těsněny bobtnajícím těsněním s trvalou pamětí. Detaily těsnění dilatačních a pracovních spár jsou zobrazeny ve výkresové části D.1.2.2.10.a.

Pohledová svíslá část prefabrikátu bude opatřena reliéfem vyhotovený pomocí matrice o shodném vzoru, který bude použit na návodní těsnící stěně hráze. Rubová svíslá část (vnitřní) bude pro lepší propojení s přechodovým betonem povrchově upravena např. „hrabičkováním“ (zdrsněním povrchu).

E) KONTROLNÍ CHODBA

Kontrolní chodba je vedena 2,555 m v osové vzdálenosti od podélné osy hráze (osa chodby je shodná s osou těsnící clony - pro případné budoucí dotěsnění podloží pod tělesem hráze). Chodba má obdélníkový průřez o šířce 2,00 m a výšce 2,50 m. Strop chodby je tvořen, vyjma části chodby situované v bloku č.7, železobetonovými prefabrikáty (předpjatými stropními dílci) délky 2,65 m a 2,80 m (dilatační blok 1, 2, 3 a 9) o tloušťce 0,4 m. Šířka panelů je standardního rozměru 1,2 m, na rozhraní dilatačních spár a na koncích kontrolní chodby se mění, podrobněji viz výkres D.1.2.2.7. Podlaha chodby bude provedena z vibrovaného betonu, příčně vyspádována ve sklonu 2 % směrem

k odtokovému kanálku vedený podél chodby. Kanálek o šířce 0,25 m a hloubce 0,1 m je zaústěný do sběrné jímky. Podélný sklon kanálku směrem k jímce je 0,5%. Podélný sklon chodby je proměnný v závislosti na sklonu základové spáry (resp. na tvaru dna údolí). Na svazích je podélný sklon proměnný od 1:3,47 až po 1:1,74. V těchto úsecích je podlaha chodby doplněna o schodišťové stupně šířky 0,80 m (povrchově upravené striáží) se zábradelním madlem z kompozitního materiálu kotveným do stěny chodby nerezovým úchytem. Na stropním panelu kontrolní chodby jsou ve vzdálenosti cca 15 m osazeny vázací body v podobě háku o nosnosti min. 0,5 t. Háky jsou ukotveny pomocí závitové tyče 4xM16 na chemickou kotvu.

Celková délka chodby (uvažováno ve vertikální a horizontální ose) je 126,00 m. Podélně spádovaný odvodňovací žlábek, který je navržen v celé délce chodby a je umístěn v podlaze u paty návodní stěny chodby. Ve staničení podélného profilu 79,15 - 81,95 m je příčný odvodňovací kanálek zaústěný do sběrné jímky průsaků o rozměrech 0,9x1,0x2,80 m. Chodba je odvětrána pomocí dvou větracích oken o rozměrech 0,30 x 0,30 m situovaných na kótě 434,85 m n. m., v polohách poblíž obou konců chodeb na pravém i levém svahu. Větrací průduchy jsou vyvedeny skrz těleso hráze na vzdušní líc, kde jsou zajištěny ocelovou nerez mříží.

Přístup do kontrolní chodby je řešen přes portál vstupu a přes příčnou komunikační (přístupovou) chodbou ze vzdušního líce hráze. Vstupní hrana komunikační chodby je 0,05 m nad úroveň zpevněné plochy (stavební objekt SO 07), tj. na kótě 424,75 m n.m. Vstupní portál je navržen jako železobetonový objekt s betonovým základem o rozměrech 2,82x1,2x2,69 m, s betonovými bočními zdmi tl. 0,3 (0,28) m a se stropní deskou tl. 0,3 m. Stropní deska je na vnější straně opatřena spádovou vrstvou (min. tl. 0,05 m) ve sklonu 1,6 % svažující se ke sběrnému žlabu situovaný ve středu otvoru odpadního tunelu spodních výpustí. Vyrovnávací vrstva je povrstvena hydroizolačním nástřikem tl. min. 2 mm a zakryta kamenivem fr. 16-22 mm (prané, nedrcené, podíl odplavitelných složek do 2 %, materiál shodný s přísypem hráze). Čelo portálu je osazeno ocelovými uzamykatelnými vraty šířky 1,8 m. Podélný sklon chodby o průřezu 2,0 x 2,5 (2,4) m je 1:2,27. Schodiště situované v levé části chodby (uvažováno z pohledu z návodní strany) bude šířky 0,80 m, s 31 betonovými stupni (povrchově upravené striáží). Pravá stěna chodby bude též osazena zábradelním madlem z kompozitního materiálu kotveným do stěny chodby nerezovým úchytem. Strop nad schodištěm v komunikační chodbě je tvořen železobetonovými prefabrikáty (předpjatými stropními dílci) o rozměrech 2,65x1,2x0,4 m. Stropní dílce jsou v délce 4,755 m osazeny na zdech komunikační chodby a skladové místnosti I. Část stropu v délce 5,855 m je uložena v rámci konstrukce válcovaného betonu. Stropní část v místě křížení komunikační a kontrolní chodby je řešena opět železobetonovými prefabrikáty (předpjatými stropními dílci) o rozměrech 2,93x1,53x0,4 m, 2 ks. Tyto dílce budou osazeny v podélném směru na ocelovém nosníku „L“ (profil - 1.4301, 200x100x min.13 mm, délka 3,1 m, 2 ks) a na opačném konci v sedle železobetonové návodní těsnící stěny (min. přesah, uložení je 0,2 m). Ve dně chodby, tj. v místě křížení komunikační a kontrolní chodby je osazen odvodňovací žlab šířky 0,1 m a délky cca 2,96 m.

F) DRENÁŽNÍ SYSTÉM HRÁZE

Hlavní odlehčovací drén hráze je situován za injekční clonou, ve vzdálenosti 4,49 m od osy clony. Drén je vedený v úrovni základové spáry, ve staničení hráze cca - 0,001 10 až 0,118 60 km. Celková délka odlehčovacího drénu v ose je 125,8 m. Drén je průběžný, a je tvořen betonovými prefabrikáty (lichoběžníkový odvodňovací žlab) o světlých rozměrech (průtočném profilu) 1,2 x 0,8 x 0,8 m. Ve staničení podélného profilu je napojený na vstupní a kontrolní šachtu. Tato šachta je tvořena systémem

čtvercových a kruhových litých betonových kanalizačních dílů, viz výkres D.1.2.2.17.a. Ze šachty jsou vody převáděny propojovacím potrubím DN 150 do sběrné (čerpací) jímky o rozměrech 0,90 x 2,80 m, hl. 1,0 m. Na dně čerpací jímky je osazena dvojice automaticky spínaných čerpadel napojených na NZ. Přístup do jímky je možný pomocí kompozitního žebříku osazený na stěnu kontrolní chodby. Výtlač čerpané vody je řešený pomocí dvou výtlačných řadů z nerezových armatur. Jeden výtlačný řad je veden přes šachtu uzávěrů do odpadní chodby spodních výpustí. Druhý řad je veden do prostoru profilu tabulového uzávěru migračního koridoru, čerpaná voda slouží k proplachování vodících drážek stavidlového uzávěru. Průtoky čerpaných vod v rámci výtlačných řadů jsou regulovány pomocí dálkově regulovatelných elektrických uzávěrů.

Odlehčovací drén bude sloužit už v době výstavby jako hlavní páteřní drén stavební jámy do kterého budou svedené vedlejší drény a z čerpací šachty bude voda čerpána do prostoru mimo stavební jámu. Drény jsou rovněž vybaveny i kamenné přísypy hráze, resp. návodní i vzdušná pata hráze. Tyto jsou tvořeny perforovaným potrubím PE-HD DN 300 s kamenným obsypem a filtry, podrobněji viz výkres D.1.2.2.17.a. Délka drenážního potrubí přísypů je cca 113 m (návodní pata) a cca 115 m (vzdušná pata). Drény jsou vyvedeny v podhráží do vývaru od spodních výpustí nebo do koryta migračního koridoru; na nátokové straně jsou vyvedeny do nátokového bazénu a vtoku do migračního koridoru.

G) HLADINOVÉ SONDY (SNÍMAČE HLADIN)

Hydrostatický snímač (hydrostatický ponorný hladinoměr) na nátoku je situován za stěnou hrubých česlí v pravé zdi bermy před nátokem do migračního koridoru. Ultrazvukový a radarový hladinový snímač bude instalován na konzolách upevněných na návodním líci přehradní zdi. Hydrostatický snímač na výtoku je situován v levobřežní železobetonové opěrné zdi za vývarem spodních výpustí. Ponorné hladinoměry jsou osazené v konstrukcích ve vtokových žlabech. Komunikace s vodní hladinou ponorných hladinoměrů bude probíhat přes rošt (profil „C“) z pozinkované oceli. Hladinový senzor bude pomocí závěsného držáku z nerezové oceli osazen na zadní stěně žlabu. Hladinové sondy (snímače) a jejich kabely budou uloženy v plastových chráničkách (min. DN 60 mm) vedené v betonových konstrukcích zejména v bloku č.7. V trase vedení budou dodrženy min. poloměry oblouků 0,3 m, opt. 0,5 m. Chráničky je třeba přivést až ke snímačům a snímač v ní nechat "utopený", aby byl chráněn. V chráničkách musí být připraveno zatahovací lanko pro kabel snímače. Snímače hladin jsou zakresleny ve výkresové části D.1.2.2.18 a D.1.2.2.19.

Signály snímačů budou vedeny přes analogové oddělovače do telemetrické stanice a do řídicího systému v rozvaděči RH. Vyhodnocovací telemetrická stanice je společná pro všechny hladinové sondy a bude umístěna v rozvaděči technologie vodního díla v horní strojovně na koruně hráze.

Pozn.: V případě zdvojených čidel bude jedno jako hlavní např. ultrazvuk či radar a druhé jako záložní. Samozřejmě oba snímače v páru musí být nastaveny tak, aby měřily stejně. V případě většího rozdílu, než je nastavená mez, bude generována varovná zpráva (např. SMS) s požadavkem na kontrolu.

Hydrostatický snímač hladiny na nátoku:

Ponorný snímač hladiny, rozsah 0-25 m v.s., výstup 4-20 mA

PUR kabel s kompenzační kapilárou k tlakovému snímači

Nerezová trubka průměr 40 mm, tl.2 mm + nerezová příchytka na trubku, vč. kotvy

Radarový snímač hladiny na nátoky:

Radarový snímač hladiny, rozsah 0,2-23 m v.s., výstup 4-20 mA
Držák snímače včetně ochranného krytu a vodorovného ráhna

Měření hladiny na výtoku:

Ponorný snímač hladiny, rozsah 0-2,5 m v.s., výstup 4-20 mA
PUR kabel s kompenzační kapilárou k tlakovému snímači
Nerezová trubka průměr 40 mm, tl.2 mm + nerezová příchytka na trubku, vč. kotvy

Ultrazvukový snímač hladiny v přepadu:

Ultrazvukový snímač hladiny, rozsah 0,2-4 m, výstup 4-20 mA + montážní nerezový úchyt
Držák snímače včetně ochranného krytu a vodorovného ráhna
Držák snímače včetně ochranného krytu a vodorovného ráhna

Telemetrická a řídicí stanice:

Universální multikanálová monitorovací jednotka, vestavný GSM/GPRS komunikační modul, TA4 přípojná deska, 8x AIN, 6x BIN, 2x BOUT relé 48VAC/DC, 5A, provedení na panel, pro nejvýše 2 moduly DV2 (alternativní stanice: universální multikanálová monitorovací jednotka - až pro 5 modulů DV2). Externí vstupně výstupní modul k jednotce H3, 16x BIN, 6x BOUT relé 250VAC, 3A. Soubor sledování hladin bude dále zahrnovat další drobný instalační materiál (spojovací materiál, elektroinstalační materiál, kabeláž apod). Podrobněji popsáno v k části D.1.5.1 – PS 3.

H) KORUNA HRÁZE

Úprava koruny hráze je navržena jako pojížděná s neveřejnou komunikací šířky 3,10 m (v dilatačních blocích č. 1–6 a č. 8–9), respektive 4,10 m (v dilatačním bloku č. 7) pro zajištění přístupu pro vozidlo obsluhy vodního díla. Celková šířka koruny v běžném bloku hráze je 5,67 m. Na vzdušné straně hráze je koruna ukončena železobetonovým L prefabrikátem o rozměrech 0,8 x 1,56 x 2,5 m. Na návodní straně je koruna ukončena železobetonovým L prefabrikátem o rozměrech 1,37 x 1,56 x 2,5 m. Prefabrikáty jsou kotveny do tělesa hráze pomocí ocelových kotev. Pro kotvení jsou navrženy dvě řady kotev. První řada je navržena ze závitové tyče M 36, ocel 8.8., kotevní délka 0,6 m. Druhá řada je navržena ze závitové tyče M 24 ocel 8.8., kotevní délka 0,4 m. Betonové prefabrikáty budou osazeny na MC 30. V příčném řezu je komunikace jednostranně spádována ve sklonu 1,5 % ke vzdušnému líci hráze, kde je ukončena podélným odvodňovacím žlabem, do něhož je v podélném sklonu min. 1,0 % uloženo drenážní potrubí. Toto je zaústěno do chrliče vyústěného na vzdušném líci. Žlab je vyplněn kamenivem (kačírkem) fr. 16-22 mm (materiál shodný s materiálem přísypu hráze). Pod vozovkou je osazen kabelovod délky 127 m, vedoucí vede od levobřežního zavázání hráze do objektu horní strojovny, který dále pokračuje na pravý konec hráze k bezpečnostnímu přelivu. Kabelovod je tvořený vodotěsnými protahovacími kabelovými šachtami a průchodkami 1x 160 mm a 2x 90 mm. Kabelové šachty jsou osazeny ocelovými poklopy o rozměrech 500x500x330 mm, s betonovou výplní a s možností nastavení sklonu, a jsou zavírány na klíč. Vlastní vozovka je tuhá, betonová, řešená technologií válcovaného betonu tloušťky min. 150 mm na podkladním (spádovém) betonu tloušťky min. 200 mm. Pod konstrukcí vozovky se nachází membránová stříkaná celoplošná

hydroizolace a pod ní dále lícový beton uzavírající jádro z válcovaného betonu (bližší specifikace betonů viz příloha D.1.1.3).

Vodočetná lať bude umístěna na předsazeném bloku č. 7 (věži spodních výpustí), tak aby byla kontrolovatelná z prostoru koruny hráze.

I) KAMENITÉ PŘÍSYPY HRÁZE

S ohledem na potřebu estetického začlenění hráze do okolního prostředí je plynulý přechod betonového tělesa hráze do okolních skalních výchozů a suťových svahů řešen pomocí kamenitých terasovitých přísypů, které budou napodobovat přirozené tvary okolních suťových svahů. Přísypy jsou navrženy na vzdušním i návodním líci hráze. Jako materiál přísypů bude využit kámen vytěžený z prostoru základové jámy hráze a bezpečnostního přelivu. Jedná se o netříděný místní lomový kámen s mírným zahliněním, který umožní dokonalé oddrénování vody v případě zadržení a náhlého vypuštění nádrže při povodních. Sklony svahů jsou navrženy ve sklonu 1:1,4. Jednotlivé terasy jsou tvořené lavičkami šířky min. 3,0 m. Přísypy u návodního líce hráze terasy jsou navrženy postupně na kótách 429,90 m n.m. a 434,00 m n.m. a přísypy u vzdušního líce na kótách 429,50 a 434,10 m n.m. Povrch přísypů bude prosypán zeminou pro umožnění částečné biologické rekultivace povrchu zejména na vzdušním líci.

Kamenité přísypy budou prováděny až po dokončení betonového tělesa hráze postupným sypáním kamene současně na obou stranách hráze a jeho hutněním po vrstvách cca 0,80 m.

D.1.1.2.2 SO 01.2 ZÁKLADOVÁ VÝPUST

Nedílnou součástí tělesa je funkční objekt se dvěma spodními výpustmi a migračním prostupem. Objekt je navržen jako samostatný dilatační blok č. 7. Je tvořený šachtou uzávěrů spodních výpustí s navazujícím odpadním tunelem ukončeným vývarem. Dále pak prostupem v hrázi, který společně s napojeným korytem zajišťuje migrační prostupnost. Za běžných průtoků bude migrační prostup plně otevřený a bude splňovat požadavky jak na migrační prostupnost, tak i na volný pohyb splavenin. Objekt představuje monolitickou ŽB konstrukci věžového typu, částečně předsazenou před návodní líc tělesa hráze. Na koruně objektu je vedena komunikace a nachází se zde rovněž i objekt horní strojovny (viz část J) *Objekt horní strojovny této kapitoly*).

Na boční straně rozšíření bloku základových výpustí bude osazena vodočetná lať, a to tak aby byla kontrolovatelná z prostoru koruny hráze.

A) ZALOŽENÍ OBJEKTU

Založení funkčního objektu je obdobné jako v případě tělesa hráze. Základová spára je v podélném směru vodorovná a je navržena na pevném skalním podloží na úrovni 417,50 m. Základová spára je v příčném řezu vodorovná v délce 8,33 m a dále směrem k patě vzdušního líce stoupá ve sklonu 1:6. Návodní pata hráze je zkosena ve sklonu 2:1. Povrch základové spáry musí být drsný, zbavený uvolněných kamenů a nečistot. Současně musí být zajištěno odvedení případných průsakových vod mimo základovou spáru do čerpací jímky. Pod základovou spárou je situován zámeček (zahlobení základu), který je založen na kótu 416,65 m n. m.

Betonáž podkladních vrstev (zesílených podkladních betonů) bude provedena z konstrukčního nevyztuženého betonu tloušťky min. 0,50 m, který vytvoří vhodný podklad pro vlastní ŽB monolitickou část spodní stavby objektu (detailní specifikace betonu viz příloha D.1.1.3). V podkladní vrstvě budou do vytýčené polohy osazeny průchodky pro realizaci všech čtyř řad vrtů injekční clony. Průchodky budou z plastových trubek vnitřního (podrobně popsáno v kapitole D1.1.2.1 SO 01.1 Těleso hráze, část C) Utěsnění podloží) Součástí podkladní vrstvy betonu bude odlehčovací drén vymezený pomocí betonového prefabrikátu (lichoběžníkový odvodňovací žlab) o rozměrech 1,00 x 1,40 m a světlé hloubce 0,80 m.

B) SPODNÍ STAVBA FUNKČNÍHO BLOKU

Půdorysné rozměry spodní stavby bloku č. 7 jsou 15,00 m x 21,30 m. Založení funkčního bloku je na kótě 416,65 m n. m, tj. zámek bloku č. 7 je oproti přilehlým blokům prohloubený o 0,85 m (417,50 m n. m. - 416,65 m n. m.). Tato část zámku je určena pro zkušební blok (zkušební pole) válcovaného betonu. Ve zkušebním poli bude odzkoušen a odladěn technologický postup pokládky (válcování) betonové směsi použité pro budoucí jádro tělesa hráze. Kromě odzkoušení betonové směsi a technologického postupu pokládky, bude odzkoušeno i navázání (napojení) válcovaného betonu na skalní výrub, tj. odzkoušení přechodové části z vibrované betonové směsi.

Konstrukce objektu je po výšce rozdělena těsněnými pracovními spárami na jednotlivé dílčí záběry, které budou betonovány postupně. Součástí monolitické železobetonové spodní stavby je také kontrolní a injekční chodba šířky 2,00 m a výšky 2,50 m. Chodba funkčního objektu směrově i výškově přímo navazuje na chodbu v sousedních dilatačních blocích hráze. Součástí kontrolní a injekční chodby je sběrná jímka průsaků o půdorysných rozměrech 2,80 x 0,90 m a hloubce 1,00 m (detailně viz výkres D.1.2.2.7). Tato je vybavena armaturou k čerpání průsakových vod (toto je podrobně popsáno v kapitole D.1.1.2.1 SO 01.1 Těleso hráze, část E) Drenážní systém hráze). Na obou stranách bloku funkčního objektu konstrukce tvarově navazuje na návodní ŽB těsnící část tělesa hráze pomocí bočních křídel. Od sousedních bloků je funkční objekt oddělen těsněnou dilatační spárou.

C) HORNÍ STAVBA FUNKČNÍHO BLOKU – ŠACHTA UZÁVĚRŮ

Konstrukce horní stavby je monolitická železobetonová. V levé části věže funkčního bloku č.7 je umístěna strojovna spodních výpustí, má vnitřní půdorysné rozměry 4,80 x 4,20 m. Na strojovnu navazuje komunikační věž (šachta uzávěrů), která je vytažena až do úrovně koruny hráze. Světlá výška šachty uzávěrů je 18,00 m. Věž je železobetonová a její lícni stěny se postupně s výškou zužují ve sklonu 20:1. Pohledově exponované lícni stěny budou z vnější strany řešeny jako pohledový beton se strukturou vytvořenou matricemi vkládaných do bednění. Směrem po vodě přechází věž do odpadního tunelu od spodních výpustí, který ústí na vzdušní patě hráze do vývaru. Jedná se o monolitickou rámovou konstrukci ze železobetonu s podélným sklonem 1,5 %, délkou 11,70 m, šířkou 4,80 m a výškou 3,10 m. Zavzdušnění prostoru za výtokem SV v tunelu je řešeno pomocí tří oken šířky 1,50 m ve stěně oddělující migrační koridor od odpadního tunelu.

Strop šachty uzávěrů je tvořen pojižděnou ŽB deskou. V desce je proveden montážní otvor o světlych rozměrech 3,20x1,20 m. Otvor bude uzavřen ocelovým těsněným pochozím poklopem 3,50x1,50 m s pochozí vrstvou z nerezového plechu (ocel 1.4301) s protiskluzovou úpravou, třída zatížení C250. Poklop bude po obvodu těsněný lepeným pryžovým těsněním a trvale pružným tmelem. Otvor slouží jako montážní pro případ nutnosti vyjmutí prvků technologie ze šachty uzávěrů.

Součástí šachty uzávěrů jsou dále i montované kompozitní konstrukce zajišťující přístup pro obsluhu uzávěrů spodních výpustí. Přístup do spodní strojovny uzávěrů je pomocí kompozitních plošin a žebříků z koruny hráze, resp. z objektu horní strojovny. Kompozitní plošiny budou uloženy na ocelové nosníky (profily UPE 140, UPN 200 a I 120). Konkrétně se jedná o pracovní plošiny č.1, č.2, č.3 a č.4. Ve spodní části, nad manipulačními armaturami spodních výpustí, je ve výšce 4,7 m nade dnem umístěna pracovní (provozní) plošina č.1 zajišťující přístup k pohonům uzávěrů. Ve věži jsou po výšce osazeny další dvě kompozitní podesty šířky 1,0 m (pracovní plošina č.2 a č.3). Poslední plošinou je plošina č.4 na kótě 438,90 m n. m., která je v celé půdorysné ploše strojovny. Podesty jsou propojeny žebříky s ochranným košem (materiál kompozit), které vedou ode dna věže až po podlahu provozní místnosti v horní části věže. Jednotlivé plošiny a podesty jsou kompozitní konstrukce nesené ocelovými nosníky. Ocelové prvky konstrukce pracovních plošin budou žárově pozinkované. Konstrukce plošiny jsou uloženy na kotevních konzolách a jsou demontovatelné.

D) HORNÍ STAVBA FUNKČNÍHO BLOKU – MIGRAČNÍ PROSTUP

V pravé části funkčního bloku č. 7 je navržen migrační prostup skrze těleso hráze, otevřený za běžných průtoků, při funkci nádrže jako poldru je prostup uzavřen. Jedná se o profil tvořený protékanou kynetou a suchými bermami pro pohyb terestrických druhů. Celková šířka profilu je 3,80 m a výška 3,10 m včetně kynety. Terestrické pásy tvořené povrchem obou berm jsou průchozí o výšce pohledu 2,10 m. Celková délka zakryté části prostupu je 7,50 m. Ze vzdušní strany hráze je strop výpusti šikmo otevřen, aby byla zkrácena délka zakrytého úseku toku. Tímto otevřením vznikají boční stěny, vybíhající na vzdušní líc hráze a strop prostupu je zakončený ŽB římsou o rozměrech 1,93 x 1,19 m a délce 5,80 m.

Dno kynety migračního prostupu je vedeno v přímé v podélném sklonu 1,5 % a je přírodního charakteru tvořené kameny do betonového lože. Betonové lože bude zhotoveno z betonu C 25/30 S1. Hmotnost kamene v tůních bude o hmotnosti 80 – 100 kg. Hmotnost kamene v brodech bude 300 – 400 kg. Kameny v brodech budou kotveny k tělesu hráze pomocí žebírkové výztuže. Po osazení kamenu bude do kamenu vytvořen vývrt o průměru 50 mm. Vývrt bude mít celkovou hloubku 1,3 m. Do vývrtu bude vložena žebříková výztuž průměru 20 mm. Výztuž následně bude zalita zálivkovou hmotou na bázi cementu, která splňuje požadavky na výrobky pro kotvení ocelových výztužných prutů dle ČSN EN 1504-6 a splňuje požadavky třídy R4 dle ČSN EN 1504-3. Dno kynety je nepravidelné, částečně tvořené klidovými tůněmi. Šířka dna kynety v brodech je 1,60 m. Šířka dna kynety v tůních je 1,49 m. Boční zdi kynety o sklonu 10:1 jsou betonové. Povrch pravobřežní +bermy je betonový se zdrsněním (striáží). Levobřežní berma je také betonová s úpravou povrchu na způsob vymývané betonové dlažby, kdy po provedení betonáže této části bude zavadlý beton v povrchové části vymýván tlakovým vodním paprskem pro dosažení požadovaného efektu. Následně bude proveden ochranný impreganční nátěr povrchu.

V úseku, kde migrační koridor vystupuje z tělesa hráze, dno tvoří kamenná rovnanina. V brodových úsecích jsou navrženy kameny o hmotnosti 1500–2000 kg. V tůních jsou navrženy kameny o hmotnosti 250 – 500 kg. Kamenná rovnanina bude uložena do šterkodrtě tloušťky 0,1 m.

Migrační koridor je ukončen závěrným prahem. Práh je navržen o rozměrech 1,8 x 1,5 x 1,6 m. Práh je navržen z betonu C 25/30 S3.

E) UZÁVĚR MIGRAČNÍHO PROSTUPU

Zahrazení migračního prostupu bude realizováno pomocí ocelové svařované tabule osazené do šachty vytvořené uvnitř funkčního bloku ústící v koruně hráze. Předpokládaná váha tabule bude do 12 t s šířkou 4,22 m, výškou 3,41 m a tloušťkou 0,4 m. Deska - tabule bude dosedat na lichoběžníkový dosedací práh svařený z ocelových profilů U a osazený do spodní stavby funkčního bloku. Spodní hrana tabule bude opatřena dubovým dosedacím prahem slícovaným se spodní stavbou. Po obvodu (boční hrany a horní hrana) bude deska dosedat pryžovým těsněním proti ocelovému rámu osazenému do stavební části funkčního bloku, to směrem po vodě, tzn. při uzavřeném migračním prostupu bude v šachtě tabule voda.

Tabule opatřená 4 pojezdovými kladkami bude v šachtě vedena v bočních drážkách s osazeným vodícím profilem a v dolní části s pojezdovými kolejkami na povodní i protivodní straně. Součástí tabule budou i dva dosedací kameny na okrajích hradící části kynety dosedající v hradící poloze na opěrné stoličky. Tyto dva body budou zajišťovat jak pevnost tabule, tak její stabilní osazení v hradící poloze při zvyšující se hladině. Při montáži bude nutné kontaktní mezeru těchto bodů s ohledem na očekávané deformace rektifikovat.

Tabule bude zavěšena na dvojici gallových řetězů (rozteč 110 mm) sloužících rovněž k jejímu pohybu nahoru a dolů. Pohyb tabule bude realizován elektromechanicky pomocí zdvihadla (svařného ocelového rámu) osazeného dvojicí řetězových kol na hřídeli poháněné elektromotorem přes sestavu planetové a šnekové převodovky. Zdvihadlo musí být samosvorné, samosvornost lze zajistit vhodným brzdovým zařízením.

Manipulace s uzávěrovou tabulí bude ve třech polohách. Při běžné provozní poloze bude tabule zavěšena v šachtě nad migračním prostupem na gallových řetězech. Tato poloha bude jistěna samosvorností, resp. brzdou na zdvihadle. Při funkci poldru bude tabule spuštěna do hradící polohy do profilu migračního prostupu dolů o 3,15 m a usazena na dosedací práh s odlehčenými řetězy. Opěrné body v dolní části tabule musí být rovněž vyrovnány. (Spuštění tabule bude provedeno vždy při povodni a to při dosažení kapacitního průtoku kynety v migračním prostupu. Při kontrolách a revizích tabule bude možné tuto vytáhnout šachtou nahoru (o 11,5 m) do revizní komory umístěné pod korunou hráze, ve které bude možné tabuli uložit na podpěrné trámy, zajistit a případně odmontovat pohon s řetězy, resp. vyjmout celou tabuli z šachty na korunu hráze.

Vyjmutí tabule z šachty funkčního bloku bude realizováno pomocí autojeřábu (nosnost cca 20 t) skrze střechu objektu horní strojovny. V takovém případě bude nutné demontovat střechu strojovny i zdvihací mechanismus. Šachta uzávěrové tabule je přístupná po provizorním žebříku v levém rohu objektu.

F) ČESLOVÁ STĚNA (POHYBLIVÁ)

Před uzávěrem migračního koridoru bude situována pohyblivá česlová stěna, která bude snižovat či eliminovat zachytávání větších plavenin v profilu tabulového uzávěru migračního koridoru. Česlová stěna bude vysoká 1,2 m na celou šířku koridoru 4,2 m, uprostřed bude na spodní hraně stěny proveden přesah do kynety migračního koridoru o šířce 1,6 m a výšce 0,45 m, tak aby v kynetě zůstal volný prostor pro pohyb živočichů a výšce cca 0,5 m. Stěnu bude tvořit ocelový svařenec z oceli S 235 s povrchovou úpravou žárový pozink tl. 85 µm s roztečí česlic 80 mm. Stěna bude osazena ve vodícím

rámu s drážkou z ocelových U-profilů výšky cca 4,2 m. Na obou koncích stěny budou pomocí závitnic kotveny rotační zdvihací tyče. V horní úrovni vodícího rámu bude umístěno příčné břevno s integrovaným pohonem, které bude zajišťovat rotaci zdvihacích tyčí. Rotací zdvihacích tyčí bude docházet k vysunutí a zasunutí celé česlové stěny do prostoru migračního koridoru. Pohon stěny bude zajištěn celo-nerezovým bubnovým elektromotorem pro práci pod vodou, s výkonem min. 2,2 kW, úrovní těsnění min. IP68, odolávajícího tlaku vodního sloupce min. 20 m, s minimálním kroutícím momentem 1 kN/m. Elektromotor bude napájen přívodním kabelem 4x2,5 mm², vedeným v chrániče DN 50 v betonovém tělese hráze z horní strojovny. Současně bude v betonové konstrukci tělesa hráze vedena ještě jedna rezervní chránička. V železobetonovém tělese hráze bude nad vstupem do migračního koridoru vytvořen výklenek a „zasouvací otvor“, tak aby celá mechanika ovládání pohybu česlové stěny i samotná česlová stěna ve vysunuté poloze byly železobetonovou konstrukcí zakryty. Celý výklenek bude zakryt demontovatelnými zákrytovými plechy tl. 5 mm z oceli S 235 s povrchovou úpravou žárový pozink tl. 85 µm ve sklonu 2,5% s přivařenými úchyty pro manipulaci. Mezi plechy budou větrací otvory č. 10 mm, aby nedocházelo k podtlaku v prostoru výklenku v případě vyšších vodních stavů (zatopení konstrukce). Plechy budou kotveny do železobetonové konstrukce pomocí L profilu 80x80x8 mm z oceli S 235 s povrchovou úpravou žárový pozink tl. 85 µm na vodorovné stěně a chemických nerezových (nerez 1.4301) kotev tř. M16 s roztečí 0,5 m. Systém uchycení a hmotnosti jednotlivých plechů musí umožňovat ruční demontáž a zpětnou montáž pro manipulaci a servis česlové stěny a jejího pohonu.

G) SPODNÍ HRÁZOVÉ VÝPUSTI

Spodní hrázové výpusti budou tvořeny dvěma potrubími DN1200 mm, PN6 umístěnými do funkčního bloku hráze. Na návodním líci budou vyústěny mezi usměrňovací návodní pilíře s drážkami pro osazení jemných česlí. Do vedlejších drážek bude možné osazení návodního revizního hrazení tvořeného dřevěnými či ocelovými hradidly. Vtok do potrubí DN1200 bude upraven, plynule rozšířen do tvaru s hydraulicky příznivým rozšířením.

Na povodní straně budou spodní výpusti zaústěny do odpadní ŽB štol (4,8 x 3,1 m) vyúsťující z hráze v její vzdušní patě. Konec potrubí bude osazen usměrňovacím výtakovým dílem s eliptickým výtokem usměrněným mírně proti dnu odpadní štol.

Vtoková část spodních výpustí je tvořena ŽB nátokovými pilíři s půlkruhovým zhlavím. Dno před výpustmi je na úrovni 423,60 m n. m. a prostor je propojen s kynetou migračního prostupu pomocí nátokových otvorů šířky 1,30 m vytvořených bočními přelivy ve stěně zídky kynety. Otvory jsou v místě bermy migračního prostupu přemostěny pomocí lávky z dřevěných fošen tl. 8 cm. Konstrukce prostoru nátoků je tvořena dlažbou z lomového kamene tl. 30 cm do betonového lože a plynule přechází v zděnou zeď kynety. Zdivo je z lomového kamene na MC30, materiál žula.

Uvnitř funkčního objektu bude v šachtě umístěna strojovna uzávěrů spodních výpustí. Ve strojovně budou osazeny dvě dvojice provozních uzávěrů (pravé a levé spodní výpusti). Provozní uzávěry budou konstrukčně shodné s různým účelem použití. Bude se jednat v obou případech o třmenová šoupata se stoupajícím vřetenem, ale návodní uzávěry budou sloužit jako rezervní a povodní uzávěry jako regulační.

Ovládání armatur spodních výpustí bude elektromechanické pomocí servopohonů řízených automatickým systémem vodního díla. Předpokládáno je osazení servomotorů AUMA SA 14.2 s převodovkami GST 16.1. Ovládání servomotorů bude přes řídicí jednotku (součást dodávky zařízení) AC1.2 (modbus 2 kanálový).

Funkce uzávěrů bude spočívat v otevření, uzavření, resp. nastavení do předem stanovené polohy dle plánované manipulace zajišťující omezení odtoku z nádrže. Toto bude prováděno jak v průběhu funkce nádrže jako poldru, tak během jejího následného prázdnění, resp. povodňování po odeznění povodně.

H) VÝVAR OD SPODNÍCH VÝPUSTÍ A NAPOJENÍ NA PŮVODNÍ KORYTO

K tlumení kinetické energie vypuštěné vody je pod spodními výpustmi (SV) situován vývar. Jedná se samostatný dilatační blok o půdorysných rozměrech 13,70 x 8,40 m. Základová spára vývaru je v podélném směru převážně vodorovná a je navržena na pevném skalním podloží na kótě 420,80 m. V části dlouhé 2,81 m je základová spára zahlobená tak, aby ve sklonu 1,5:1 navazovala na konstrukci funkčního objektu (blok č.7). Betonáž podkladních vrstev bude provedena z konvenčních hutněných betonů (bližší specifikace viz příloha D.1.1.3), které vytvoří vhodný podklad pro vlastní monolitickou ŽB desku vývaru. Konstrukce vývaru je navržena jako monolitická ŽB polorámová konstrukce. Světlá šířka vývaru je 4,80 m (a je tedy shodná se šířkou odpadního tunelu od SV). Hydraulicky plynulé napojení dna vývaru na odpaní tunel je v délce 4,70 m tvořeno pomocí na sebe navazujících kruhových oblouků o poloměrech 6,00 a 7,00 m. Vývar je zakončen závěrovým prahem šířky 1,00 m, který je vyvýšený o 1,40 m nad úroveň dna vývaru. Práh je uprostřed opatřen otvorem o rozměrech 0,40 x 0,40 m. Kóta dna vývaru je 421,90 m n. m. Mocnost ŽB desky dna vývaru je min. 1,00 m. Železobetonové svíslé stěny vývaru budou opatřeny otiskem matrice vložené do bednění. Koruny bočních zdí jsou na úrovni 425,90 m n.m. Výška stěn nade dnem vývaru činí 4,00 m. Odvodnění rubu levobřežní zdi je tvořené pomocí podélného odvodňovacího drénu (PE-HD DN 150) připojeného do drénu vzdušního přísypu. Levobřežní zeď dále pokračuje podél zpevněné plochy směrem po vodě a tvoří zde břehovou linii navazujícího koryta. Zeď je následně ukončena šikmým zavazujícím křídlem délky 4,07 m. V místě zlomu zdi je situován hydrostatický snímač hladiny (měření dolní vody pod SV).

V pravé části funkčního bloku č. 7 je navržen migrační prostup skrze těleso hráze, otevřený za běžných průtoků, při funkci nádrže jako poldru je prostup uzavřen. Jedná se o profil tvořený protékanou kynetou a suchými bermami pro pohyb terestrických druhů. Celková šířka profilu je 3,80 m a výška 3,10 m včetně kynety. Terestrické pásy tvořené povrchem obou berm jsou průchozí o výšce podhledu 2,10 m. Celková délka zakryté části prostupu je 7,50 m. Ze vzdušní strany hráze je strop výpusti šikmo otevřen, aby byla zkrácena délka zakrytého úseku toku. Tímto otevřením vznikají boční stěny, vybíhající na vzdušní líc hráze a strop prostupu je zakončený ŽB římsou o rozměrech 1,93 x 1,19 m a délce 5,80 m.

Dno kynety migračního prostupu je vedeno v přímé v podélném sklonu 1,5 % a je přírodního charakteru tvořené kameny do betonového lože. Betonové lože bude zhotoveno z betonu C 25/30 S1. Hmotnost kamene v tůních bude o hmotnosti 80 – 100 kg. Hmotnost kamene c brodech bude 300 – 400 kg. Kameny v brodech budou kotveny k tělesu hráze pomocí žebírkové výztuže. Po osazení kamenu bude do kamenu vytvořen vývrt o průměru 50 mm. Vývrt bude mít celkovou hloubku 1,3 m. Do vývrtu bude vložena žebříková výztuž průměru 20 mm. Výztuž následně bude zalita zálivkovou hmotou na bázi cementu, která splňuje požadavky na výrobky pro kotvení ocelových výztužných prutů dle ČSN EN 1504-6 a splňuje požadavky třídy R4 dle ČSN EN 1504-3. Dno kynety je nepravidelné, částečně tvořené

klidovými tůněmi. Šířka dna kynety v brodech je 1,60 m. Šířka dna kynety v tůních je 1,49 m. Boční zdi kynety o sklonu 10:1 jsou betonové. Povrch pravobřežní bermy je betonový se zdrsněním (striáží). Levobřežní berma je také betonová s úpravou povrchu na způsob vymývané betonové dlažby, kdy po provedení betonáže této části bude zavadlý beton v povrchové části vymýván tlakovým vodním paprskem pro dosažení požadovaného efektu. Následně bude proveden ochranný impreganční nátěr povrchu.

V úseku, kde migrační koridor vystupuje z tělesa hráze, dno tvoří kamenná rovnanina. V brodových úsecích jsou navrženy kameny o hmotnosti 1500 – 2000 kg. V tůních jsou navrženy kameny o hmotnosti 250 – 500 kg. Kamenná rovnanina bude uložena do štěrkodrtě tloušťky 0,1 m.

Migrační koridor je ukončen závěrným prahem. Práh je navržen o rozměrech 1,8 x 1,5 x 1,6 m. Práh je navržen z betonu C 25/30 S3. Mezi konstrukcemi pravé boční zdi vývaru a levé boční zdi kynety bude výplň z vibrovaného konstrukčního betonu (bližší specifikace viz příloha D.1.1.3). Koruna této betonové části bude rovněž opatřena dlažbou z lomového kamene tl. 0,3 m do betonového lože.

Za prahem vývaru koryto plynule navazuje na původní břehové linie toku. V přechodném úseku za vývarem délky cca 30 m je na obou březích je navrženo opevnění těžkou kamennou rovnaninou se sklonem líce 1:1,5. Konstrukce kamenné rovnaniny min. tl. 0,6 m (opt. 0,7 m) bude ve dně stabilizována kamennou záhozovou patou o půdorysné šířce cca 1,2 m a min. hloubce 0,8 m. Konstrukce kamenné rovnaniny bude položena na podkladní vyrovnávací vrstvu o min. tloušťce 0,1 m. Zrnitost podkladní vrstvy se volí taková, aby bylo zamezeno vyplavování podloží a samotné vrstvy. V rámci projektové dokumentace je doporučen výkopový materiál z toku, frakce 8 – 32 (64) mm. Rovnanina bude kladená na sucho, s vazbou ve směru podélném i příčném, tj. delší a širší kameny (běhouny a vazáky) budou použity na provázání podkladu a konstrukce rovnaniny. Mezery v konstrukci rovnaniny se vyplní a pečlivě vyklínují menšími kameny. Menší kameny budou použity pouze pro důkladné vyklínování (je nutné dodržet jednotnou hmotnosti kamenů). Sklon líce rovnaniny nemá být strmější než 1:1,3. Kameny budou ukládány prostřednictvím vhodné mechanizace tak, aby výsledná konstrukce měla urovnaný líc, jevíla znaky kamenné dlažby. V líci kamenné rovnaniny budou jednotlivé kameny, pokud možno, bez výstupků. Po uložení kostry z velkých kamenů se provede doplnění spár, převrstvení konstrukce, prošťerkování, místním materiálem z koryta toku (šťerkovitým materiálem, částečně zahliněným). Převážně se bude jednat o materiál z výkopů stabilizačních pat. Je důležité, aby větší kameny, které však nevyhovují návrhové hmotnosti, nebyly použity do míst, kde je nejvíce namáhán břeh, tj. v patě svahu a nad ní. Kameny budou použity do méně namáhaných míst svahu, tj. do míst břehové horní hrany. Menší kameny budou použity pouze k vyklínování stávající či nové kamenné rovnaniny.

Dno v předmětném úseku (v místě napojení na stávající) bude opevněno záhozem z lomového kamene (místní materiál) o hmotnosti kamenů nad 500 kg. Kameny budou prošťerkovány výkopovým materiálem z koryta toku.

I) HRUBÉ OCHRANNÉ ČESLE

Návrh konstrukce hrubých česlí vychází z předpokladu, že při povodních lze očekávat pohyb velkého množství plavenin, včetně vzrostlých stromů. Ochrana je navržena formou ocelových stojek ukotvených do železobetonové patky. S ohledem na geologické a místní podmínky se předpokládá nutnost mikropilotového založení.

Osa linie hrubých česlí je předsazena 14,15 m před osou tělesa hráze. Osová rozteč stojek je 1,50 m. Celkem je v linii nevrženo 20 ks stojek. Osa hrubých česlí je dvakrát zalomená v úhlu 149° a 169°. Z důvodu zajištění příjezdu do prostoru vtokové části objektu spodních výpustí (dilatační blok č.7) budou vybrané stojky řešené jako demontovatelné. Ocelové stojky výšky 1,65, 2,1 a 3,0 m jsou navrženy z profilu HEB260, kotvených do železobetonového nosníku závitovými tyčemi M30, ocel 8.8. Tyče budou uchyceny do ocelového kotevního roštu v železobetonovém bloku. Koruna ŽB bloků budou výškově osazena na kótách 425,00 (levá strana), 423,65 (dno koryta toku) a 424,55 m n.m. (pravá strana). Koruna česlí, resp. stojek je na kótě cca 426,68 m n.m. Materiál závitových tyčí je zvolena ocel tř. 8.8 s antikorozií ochrannou pozinkováním. Závitové tyče jsou navrženy v metrické výrobní řadě. Povrchová úprava profilů HEB260 a kotevního roštu je žárový pozink tl. 85 µm.

V ocelovém profilu HEB260 z oceli 11 373 (S235) bude na nekotveném konci proveden otvor ve stejné pro možnost uchycení do jeřábového závěsu a správné a přesné osazení česle. Každý ocelový profil bude z obou stran vyplněn dřevěnou půlkulatinou, tak aby výsledné česlové sloupy co nejvíce zapadali do krajinného rázu a nevytvářeli tak opticky patrnou stavbu. Dřevěné půlkulatinu (s min. tvrdostí 4, 650 kg/cm²) budou přikotveny ocelovými svorníky skrz stojinu ocelového profilu po 1,2 m.

Mikropiloty mají trvalý charakter. Jsou navrženy 4 mikropiloty v rozích základového betonového bloku. Rozteč mikropilot ve směru proudění vody je cca 1,0 m, ve směru kolmém na proudění vody je rozteč 700. Délka mikropilot pod základovou patkou se předpokládá 3,5 m.

Mikropilotové založení je tvořeno ocelovými trubkami 108/16 ocel 11 523 (S355) bez povrchové úpravy, osazenými do vrtu průměr 220-300 mm. Mikropiloty jsou zainjektované – vysokotlaká injektáž.

J) ČESLOVÁ STĚNA (PEVNÁ) - NA VTOKU SPODNÍCH VÝPUSTÍ

Před vtokem do spodních výpustí (SV) je situovaná pevná česlová stěna, resp. klec česlí, o rozměrech 4,44 x 3,82 x 0,84 m. Klec je složena ze dvou rámců (ze dvou česlových polí) profilu L 180 a vyplní z česlicových prutů profilu 165 x 15 mm.

Klec je ukotvena o horní a opřena o dolní práh profilu I 260. Prahy budou ustaveny a vůči kotevním deskám vyrektifikovány. Prahy budou osazeny do drážky (profilu cca 600 x 220 mm) vynechané ve dně vtokového bazénu a v nátokovém čele. V rámci primární betonáže budou do dna drážek osazeny kotevní desky. Ke kotevním deskám budou prahey v podélném i příčném směru ustaveny a vyrektifikovány pomocí šroubů M16, poté budou ukotveny stabilizačními plechy (svařením) a zality betonovou zálivkou do úrovně betonových ploch.

Stabilizace česlové konstrukce vůči usmyknutí je v dolním prahu zajištěna stabilizačními čepy vevařenými po vyrektifikování dnového prahu mezi rám česlí a dosedací profil.

Ocelová konstrukce bude podle požadavku investora žárově metalizována v lázni bez další povrchové úpravy. Plochy určené k zabetonování do konstrukcí, budou očištěny a dodatečně zdrsňeny.

K) OBJEKT HORNÍ STROJOVNY

V místě rozšíření koruny hráze v rámci funkčního bloku bude na koruně hráze situovaný objekt horní strojovery tabulového uzávěru migračního prostupu. Ve strojovery bude dále umístěn hlavní elektrický rozvaděč a nouzový zdroj. Součástí vybavení horní strojovery je taky odvod spalin od nouzového zdroje tvořený nerezovým komínem a ventilační technikou pro bezpečný provoz nouzového zdroje. Dále bude z prostoru strojovery zajištěn vstup do šachty uzávěrů po kompozitním žebříku na úroveň pracovní plošiny č.4.

Půdorysně je objekt strojovny obdélníkového tvaru o rozměrech 8,50 x 3,80 m. Obvodové zdi jsou navrženy jako železobetonové z betonu C30/37 XC4 XF1 tl. 300 mm s povrchovou maticí (shodně s tělesem hráze). Vstup do objektu je z jižní strany pomocí vstupních uzamykatelných dveří šířky 1,20 m. Na západní stěně jsou umístěna dvě hliníková okna o rozměrech 1,50 x 1,20 m. Okna budou zakryta pevnými ocelovými bezpečnostními mřížemi s povrchovou úpravou žárový pozink. Na severní stěně je situována žaluzie o rozměrech 900x900 mm (regulační klapka se servopohonem, s tlumičem hluku). Jedná se o výtlač teplého vzduchu (výtlač VZT). Nasávání studeného vzduchu (sání VZT) bude umožněno přes shodnou žaluzii situovanou na západní stěně, v dolní části nalevo od oken. Podlaha ve strojovně je betonová s ochranným nátěrem (dvousložkový epoxidový protiskluzový nátěr). Vnitřní stěny, strop i zaklápěcí panel budou opatřeny dvoukomponentním ochranným nátěrem na bázi epoxidové pryskyřice. Část podlahy nad šachtou tabulového uzávěru je tvořena demontovatelnou pororoštovou podlahou. Střešní konstrukce objektu je tvořena vodonepropustnou ŽB stropní deskou a vodonepropustným ŽB zaklápěcím panelem s plechovou střešní krytinou. Pro veškeré železobetonové konstrukce je dle ČSN EN 12 390-8 předepsána maximální hloubka průsaku tlakovou vodou 50 mm.

Ve stropní desce strojovny tl. 250 mm bude vytvořen montážní otvor o rozměru 1,45x5,25 m, lemovaný skrytými průvlaky přesahující horní hranu stropní desky o 180 mm, na které bude osazen zaklápěcí panel. V případě potřeby bude možné za pomoci jeřábové techniky sejmout, popř. vyměnit zaklápěcí panel za účelem vyzdvižení či výměny tabulového uzávěru. Zaklápěcí panel bude tl. 200-280 mm s vyspárování ve sklonu 3%, bude opatřen čtyřmi zdvihacími oky pro možnost manipulace s panelem a bude zakryt plechovou krytinou tl. 0,6 mm s falcovanou drážkou na difuzně otevřeném nosném pásu. V prostoru montážního otvoru bude osazen demontovatelný ocelový nosník s ručním řetězovým kladkostrojem s nosností min. 500 kg z nekorodujícího materiálu.

Po obvodě střechy horní strojovny (mimo část se zaklápěcím panelem) bude vytvořena železobetonová atika výšky 400 mm, šířky shodně s nosnými stěnami strojovny s přesahem 100 mm před konstrukci pro zabránění zatékání srážkové vody do konstrukce. Atika bude oplechována pozinkovaným plechem tl. 0,55 mm s přesahem 60 mm přes atiku. Horní hrana zaklápěcího panelu bude ve stejné výškové úrovni jako atika, aby bylo možné plynulé navázání jednotlivých částí. Na stropní konstrukci bude provedena spádová vrstva z cementového potěru ve sklonu min. 1%, svádějící srážkovou vodu do jednoho chrliče DN 100 s integrovanou ochranou manžetou. Na spádové vrstvě bude provedena stříkaná hydroizolace z dvousložkového bezešvého polymerního systému tl. min 2 mm, nasákavostí za 24 h – 1,1% s odolností proti protržení 40kN/mm a odolností proti UV záření. Hydroizolace bude převrstvena ochranným kačírkiem fr. 16-22 mm v tl. 50-150 mm.

D.1.1.2.3 SO 01.3 BEZPEČNOSTNÍ PŘELIV

Jako bezpečnostní objekt je navržen boční bezpečnostní přeliv o délce přelivné hrany 25 m situovaný u pravobřežního zavázání hráze s navazujícím skluzem od přelivu, který je zakončený vývarem.

Bezpečnostní přeliv je navržen tak, aby bezpečně převedl kontrolní povodeň Q_{10000} (106 m³/s). Výška přelivného paprsku při kontrolní povodni je vypočtena na 1,81 m.

A) STĚNA SKLUZU A STĚNA PŘELIVU

Konstrukční řešení zahrnuje návrh betonových konstrukcí stěn bezpečnostního přelivu a navazujícího skluzu Poldru Kutřín. Stěny jsou navrženy svými tvary, rozdělením do dilatačních celků a předpokládaných pracovních záběrů. Navržena jsou systémová řešení těsněných dilatačních a pracovních spár a schémata výztuže.

Upozorňuji zvláště, že výztuž je dokumentována pouze schémata výztuže, a tudíž ji nelze podle nich objednat a vyrábět. Rovněž použité značení a číslování výztuže je pouze orientační a slouží výhradně jako pomůcka pro zpracování přibližných výměr vyztužení konstrukcí. Pro výrobu výztuže bude vypracována výrobní dokumentace výztuže s definováním tvarů a detailů a s přesnými výkazy pro objednávku výrobu a osazení výztuže.

POUŽITÉ NORMY

ČSN EN 1990	Zásady navrhování konstrukcí
ČSN EN 1991-1-1	Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení
ČSN EN 1991-1-3	Zatížení konstrukcí – Část 1-3: Obecná zatížení – Zatížení sněhem
ČSN EN 1991-1-4	Zatížení konstrukcí – Část 1-4: Obecná zatížení – Zatížení větrem
ČSN EN 1992 -1	Navrhování betonových konstrukcí - Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-3	Navrhování betonových konstrukcí - Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky
ČSN 1208	Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů
ČSN 75 2340 (752340)	Navrhování přehrad - Hlavní parametry a vybavení
ČSN 73 6503	Zatížení vodohospodářských staveb vodním tlakem
ČSN EN 1997-1	Navrhování geotechnických konstrukcí. Část 1: Obecná pravidla
ČSN EN 1998-1	Navrh. konstr. odolných proti zemětřesení. Část 1: Obec.pravidla pro PS
ČSN EN 1998-1	Navrh. konstr. odolných proti zemětřesení. Část 1: Zásobníky, nádrže a potr.
ČSN EN 206-1 (732403)	Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda

Dříve platné normy:

ČSN 73 6506	Zatížení vodohospodářských staveb ledem (zrušena 2012)
ČSN 73 0035	Zatížení stavebních konstrukcí
ČSN 73 1001	Základová půda pod plošnými základy
ČSN 73 1101	Navrhování zděných konstrukcí
ČSN 73 1201	Navrhování betonových konstrukcí
ČSN 73 1401	Navrhování ocelových konstrukcí
ČSN 73 1701	Navrhování dřevěných konstrukcí
ČSN 73 0037	Zemní tlak na stavební konstrukce

LITERATURA A NÁVRHOVÉ POMŮCKY

Návrhové pomůcky: Tabulky, Tabulky pro výpočet desek a stěn, R. Bareš, - pro orientační předběžné výpočty. Statické tabulky. Technické podklady výrobců stavebních výrobků a další návrhové pomůcky.

NÁVRHOVÝ SOFTWARE

Statický výpočet konstrukce – výpočet stavu napjatosti a deformací: Axis VM 13. Dimenzování betonových, ocelových a dřevěných konstrukcí: Axis VM 13, Idea StatiCA v.9 + vlastní kalkulátory s algoritmy výpočtů založenými na postupech předepsaných v příslušných normách, příp. na návrhových postupech z příslušné odborné literatury. Kompletní výpočty jsou archivovány u zpracovatele konstrukční části PD.

GEOLOGICKÉ A HYDROGEOL. POMĚRY, ZÁKL. POMĚRY

Na základě smlouvy o dílo č. ZNSD-02-2016-0070 ze dne 1.7.2016 byl firmou Mgr. Michal Štainer - E-G-O-O (Ekologie-Geologie-Odpady-Obchod) Břehy, pro objednatele projekční firmu ŠINDLAR s.r.o. - stavby vodního hospodářství a krajinného inženýrství Hradec Králové, jakožto vedoucího účastníka sdružení „Sdružení Kutřín 2016“, proveden inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum pro akci „Krounka, Kutřín, výstavba poldru“ a jeho dílčí část A. Krounka - hráz poldru SO 1 - Podrobný inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum pro hráz a funkční objekty.

Vzhledem k tomu, že výše uvedený průzkum v původním zadání se ukázal jako ne dostatečně podrobný pro účely návrhu stěn přelivu a skluzu, přednesl generální projektant akce – firma ŠINDLAR s.r.o., HK požadavek na operativní dodatečné podrobné ověření základových poměrů v trase spadiště od bezpečnostního přelivu a vývaru.

Pro splnění tohoto požadavku projektanta byly provedeny 4 strojně hrabané sondy v geodeticky vytyčeném projektovaném řečišti odpadu od bezpečnostního přelivu. Kopné práce v řešeném prostoru, které byly provedeny dne 14.9.2016 firmou Gregor, Perálec-Kutřín pásovým minibagem Komatsu PC 30 MR 3, za odborného geologického dozoru zpracovatele zakázky. S ohledem na použitou dostupnou hrabací techniku nebylo možné některé sondy vyhloubit do požadovaných hloubek vzhledem k přítomnosti balvanitých až blokových sutí (sondy SBP-1, SBP-2).

Vzhledem k tomu, že pro účely řešených částí stavby – stěn přelivu a skluzu je relevantní pouze část závěrů provedeného I-GP, uvádím níže pouze základní údaje souhrnné části I-GP a podrobněji jsou rozvedeny údaje týkající se výhradně základových poměrů pro založení stěn.

MÍSTNÍ GEOL. POMĚRY, TEKTONICKÉ A HYDROGEOL. POMĚRY

Geologické poměry

Prostor projektované hráze poldru je situován do hluboce zaříznutého údolí říčky Krounky typu V.

Předkvartérní ordovické podloží

Předkvartérní ordovické podloží tvoří značně zpevněné a částečně metamorfované horniny převážně charakteru tvrdých šedých až černošedých drob s různě hojnými vložkami břidlic, a podřadně i tmavě šedých fylitizovaných břidlic.

Zvětralé, resp. úlomkovitě rozvolněné horniny zejména v důsledku kryogenních procesů v dobách ledových se vyskytují v mocnostech okolo 2 - 3 m pod svým povrchem, což je zhruba 4,5 - 5,5 m pod současným terénem. V této zóně jsou horniny často silně limonitizovány a úlomky s povlaky limonitu

na svém povrchu - to svědčí o oxidačním prostředí v důsledku živějšího pohybu podzemní vody mělké zvodně.

Na polohy v horninách s větším výskytem břidlic obvykle bývá vázáno větší rozpukání masívu. Pukliny jsou většinou vyhojené karbonátovou hmotou.

V severním svahu údolí zhruba 30 m od osy projektované hráze proti toku Krounky začíná defilé skalních výchozů rychmurských drob, na kterých je možné pozorovat rozpukání a tektonické porušení horninového masívu. Pod výchozy až ke korytu Krounky se v důsledku opadávání skalních stěn rozprostírají sutě charakteru kamenitého až balvanitého osypu až kamenného moře. Do kamenného pole by konstrukce hráze mohla zasahovat severovýchodním okrajem návodní strany.

Pro větší přehlednost geologické a geotechnické problematiky kvartérního pokryvu daného prostoru jsou je řešené území projektované hráze a jejího blízkého okolí pracovně rozdělené na údolní nivu, severní svah údolí a jižní svah údolí.

Kvartér – údolní niva

Kvartérní pokryv v úzké údolní nivě Krounky reprezentují především pleistocénní fluviální štěrkovité akumulace, většinou kamenité až balvanité frakce, až podřadně písčité a v polohách jílovité, jílovitopísčité až jílovitoštěrkovité sedimenty, s aluviálními jemnozrnnými náplavy anebo hrubými sutěmi v jejich nadloží. Pod fluviálními štěrky se na předkvartérním podloží nachází bazální polohy pleistocénních deluviálních sedimentů charakteru jílovitých sutí až suťových hlín. Na povrchu se vyskytují recentní humózní hlíny o malé ověřené mocnosti většinou do 0,1 m.

Aluviální (povodňové) holocénní zeminy ve svrchním souvrství pokravných sedimentů v údolní nivě mají převážně jemnozrnný charakter. Báze tohoto aluviálního souvrství o průměrné mocnosti cca 1 m je v prostoru hráze v hloubce okolo 1,1 - 1,2 m p.t. Ve svrchních částech souvrství převažují zeminy prachovitójílovité a prachovitopísčitohlinité. Ve spodní části souvrství přibývá písčítá složka a jsou zde zastoupeny většinou zeminy charakteru jílovitých písků, místy přecházejících až do písčitých jílů. V prostoru koryta odpadu od bezpečnostního přelivu jsou jemnozrnné aluviální náplavy v menších mocnostech většinou řádu dm a většinou obsahují úlomky drob, případně štěrků.

Hrubé balvanité až blokové sutě byly zastiženy zejména pod projektovanou hrází na pravé části nivy v prostoru koryta odpadu od bezpečnostního přelivu. Jejich celková mocnost v údolní nivě byla ověřena sondami okolo 1 m s bází vrstvy v hloubce okolo 1,5 m. Sutě jsou hrubé až velmi hrubé většinou špatně vytríděné s neopracovanými balvany o velikosti většinou od 10 do 60 cm a místy až přes 1 m a vychází až nad terén. Výplň sutí je prachovitohlinitá.

Pleistocénní terasové štěrky až štěrkopísky jsou uloženy pod výše popsanými souvrstvími víceméně souvisle v celé údolní nivě řešeného území. Báze štěrkopískových akumulací v údolní nivě byla vrty IJK-ověřena v hloubkách od 2,2 - 2,5 m p.t. a v prostoru vývaru a odpadního koryta sondami SBP-v hloubkách 1,9 - 2,1 m p.t. Průměrná mocnost terasy v nivě řeky je v prostoru hráze cca 1,3 m a v prostoru odpadu od bezpečnostního koryta pod hrubými sutěmi jen 0,4 - 0,7 m. Terasa je složená především ze štěrků písčitých, často slabě zahliněných až písčitojílovitých. Podle postupu vrtání jsou štěrky středně ulehlé. Ve velikosti štěrků převažuje kamenitá frakce a podřadně se v polohách i jednotlivě objevují hrubé štěrky balvanité frakce o velikosti přes 20 - 30 cm.

Bazální svahové sutě jsou uloženy pod štěrkopískovými akumulacemi. Tyto zeminy obsahují v důsledku krátkého transportu většinou ostrohranné nebo málo opracované suťové úlomky o ověřené velikosti

do 10 cm a jílovitou až písčitojílovitou výplň, která u přeplavených sutí převažuje. Báze tohoto suťového souvrství o průměrné mocnosti cca 0,5 m je vrty v prostoru hráze zjištěna v hloubce do 3 m p.t. a sondou SBP-3 v místě projektovaného vývaru v hloubce cca 2,0 m p.t.

Kvartér - severní (pravý) svah údolí

Na severním strmějším svahu údolí Krounky v prostoru projektované hráze se nachází deluviální sedimenty charakteru kamenitých a balvanitých sutí a svahových hlín a časté jsou skalní výchozy s velmi malým až prakticky žádným kvartérem pokrývkem. Mocnosti svahovin v patě severního svahu údolí byly vrtnými pracemi zjištěny v hloubce necelé 2 m p.t., geofyzikální průzkum interpretoval mocnosti svahovin ve střední strmější části svahu řádově několik dm a ve svrchní části profilu svahu až 1 - 3 m.

Místní tektonické poměry

Zájmové území je ovlivněno historickými tektonickými pohyby. Důsledkem tektonických pohybů v širším okolí jsou tektonické hranice, přesmyky až drcená mylonitová pásma v hlinecké zóně. V bezprostřední blízkosti projektované hráze poldru se nachází skalní výchozy rychmburských drob, na kterých je možné pozorovat rozpuštění a tektonické porušení horninového masívu.

Diskontinuity jsou hlavním přirozeným prvkem oslabení horninového masívu. Vlivy rozpuštění hornin na návrh stěn přelivu jsou s ohledem na zatížení nevýznamné.

Hydrogeologické poměry

Souvislé mělké zvodnění v kvartérem sedimentech je v prostoru projektované hráze poldru vázáno pouze na průlinově propustnou fluviální štěrkovitou až štěrkopískovou terasu říčky Krounky a jak bylo ověřeno současným průzkumem i na zónu rozvolnění povrchu skalního podloží do hloubky cca 4 - 5,5 m pod současným povrchem.

V údolní nivě vodotečí hladina podzemní vody přímo komunikuje s povrchovým tokem. Proudění podzemní vody v mělkém kolektoru údolní nivy je v zájmovém území konformní se sklonem terénu nivy a s povrchovým tokem, tj. západně.

Dotace do mělkého kolektoru je závislá na intenzitě srážkové činnosti a komunikaci s povrchovými vodami vodního toku, dále na retenční schopnosti pokrývných útvarů. Další dotace se v menší míře předpokládá i nesoustředěnými přírory z předkvartérem podloží a okolních skalních hornin.

V následující tabulce 4.A jsou uvedeny úrovně hladin v jednotlivých průzkumných objektech v prostoru projektované hráze, realizovaných v obou etapách průzkumu, a to vrtech nových řady VKK- a archivních řady IJK- a průzkumných sondách řady SBP- v prostoru projektovaného koryta odpadu od bezpečnostního přelivu a vývaru.

Tabulka č. 4.A: Úrovně hladin podzemní vody v průzkumných objektech v prostoru projektované hráze a funkčních objektů

Průzkumný vrt	Hladina podzemní vody					
	Naražená			Ustálená		
	Datum	m p.t.	m n.m.	Datum	m p.t.	m n.m.
VKK-1	2.8.2016	neuveden a		2.8.2016	2.45	423.15
VKK-2	28.8.2016	neuveden a		28.8.2016	2.07	422.84
VKK-3	9.8.2016	neuveden a		9.8.2016	1.45	424.61
IJK-1h	13.10.2009	>2.0	<423.60	13.10.2009	bez vody	
IJK-2h	13.10.2009	2.20	422.71	13.10.2009	2.13	422.78
IJK-3h	14.10.2009	>2.7	<423.36	14.10.2009	bez vody	
IJK-4h	13.10.2009	2.20	423.18	13.10.2009	1.97	423.41
IJK-5h	13.10.2009	>2.2	<422.49	13.10.2009	bez vody	
SBP-1	14.9.2016	>0.9	<425.51	14.9.2016	bez vody	
SBP-2	14.9.2016	>0.9	<419.99	14.9.2016	bez vody	
SBP-3	14.9.2016	>2.1	<422.03	14.9.2016	bez vody	
SBP-4	14.9.2016	>2.1	<420.92	14.9.2016	bez vody	

Pozn.:

VKK- vrty současného podrobného průzkumu r. 2016

IJK- vrty předběžného průzkumu r. 2010

SBP- strojně hrabané sondy podrobného průzkumu pro odpadní koryto od bezpečnostního přelivu r. 2016

Rozdíly mezi naraženou a ustálenou hladinou podzemní vody v průzkumných vrtech předběžného průzkumu (ŠTAINER 2016) potvrdily charakter mělkého zvodnělého kolektoru z hlediska tlakových poměrů. Hladina vody mělké zvodně je volná, případně mírně napjatá.

V údolní nivě v prostoru vývaru a odpadního koryta byly v době průzkumu za extrémního srážkového deficitu a minimálních stavů hladin podzemních vod při téměř 'vyschlé' Krounce propustné kvartérní terasové štěrky pouze mokré bez souvislé hladiny podzemní vody a i bez přítoků nebo příronů - za normálních srážkových a hydrogeologických poměrů jsou terasové štěrky alespoň v bazální části zvodnělé.

Zásoby podzemní vody ve skalním podloží rychmburských drob jsou obecně velmi omezené. Významnější proudění podzemních vod probíhá jen v průběžných otevřených (až zejících) puklinách

bez sekundární výplně, které jsou však uvnitř masívu méně časté, a především v tektonicky porušených horninách na zlomech a zlomových pásmech. Živější oběh podzemní vody byl průzkumnými pracemi (zejména karotáží ve vrtech) doložen prakticky výhradně v rozvolněné přípovrchové zóně hornin. masívu do cca 4 - 5,6 m p.t.

Dle TP 170 Navrhování vozovek pozemních komunikací je vodní režim v zájmové oblasti příznivý (difúzní), souvislá hladina podzemní vody se v údolní nivě v místě hráze pohybuje ve štěrčích v hloubkách okolo 2 m pod terénem, na svazích se pohybuje zakleslá ve skalních horninách.

Konzistence jemnozrnných aluviálních zemin svahovin a jemnozrnných výplní sutí je většinou pevná až tvrdá s IC >1.

INŽENÝRSKOGEOLOGICKÉ A ZÁKLADOVÉ POMĚRY

Zeminy jsou zatříděny podle ČSN 75 2410 Malé vodní nádrže, která vychází z ČSN 75 2310 Sypané hráze a podle ČSN 73 6133 Navrhování a provádění zemního tělesa pozemních komunikací. Jednotlivým vrstvám určeny třídy těžitelnosti dle ČSN 73 3050 Zemní práce. Všeobecné ustanovenia. a jednak dle platné výše citované ČSN 73 6133. Vrtatelnost zemin a hornin pro piloty je vyhodnocena dle přílohy č. 1 Katalogu popisů a směrných cen stavebních prací 800/2. Zvláštní zakládání objektů.

Jednotlivým vrstvám jsou určeny třídy těžitelnosti jednak dle již neplatné ČSN 73 3050 Zemní práce. Všeobecné ustanovenia. a jednak dle platné výše citované ČSN 73 6133. Při vyhodnocení geotechnických parametrů je přihlédnuto též k již neplatné ČSN 73 1001 Zakládání staveb. Základová půda pod plošnými základy.

Vhodnost zemin a hornin pro podloží a konstrukci hráze je posuzována dle ČSN 75 2410 Malé vodní nádrže, případně ČSN 75 2310 Sypané hráze.

Podzemní voda je hodnocena podle ČSN EN 206 Beton - Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda.

GEOTECHNICKÉ ZHODNOCENÍ ZÁKLADOVÝCH PŮD V PROSTORU HRÁZE

KVARTÉRNÍ POKRYV - ÚDOLNÍ NIVA

Vegetační vrstva F3 O, F5 O

Prakticky v celém prostoru průzkumného území. V místě zatravněných lučních ploch představuje humózní jílovitopísčitou hlínu (F3) tuhé konzistence s obsahem organických zbytků (humusem) s rostlinným pokryvem o mocnosti okolo 0,1 m.

Vegetační vrstvu je třeba, pokud je to při malé mocnosti technicky možné, z podloží hráze odstranit a nakládat s ní v souladu s platnou legislativou

Aluviální náplav F3, F4, F6, S5

Zeminy aluviálních povodňových naplavenin byly vymezeny plošně prakticky v celém prostoru průzkumného území údolní nivy pod humózní vrstvou.

Konzistence aluviálních jemnozrnných zemin, resp. jemnozrnných výplní se pohybuje v rozmezí konzistencí pevná – tvrdá. Dle ČSN 73 6133 jsou zeminy aluviálního souvrství málo propustné až nepatrně nepropustné, nebezpečně namrzavé. Do násypu i pro podloží vozovky (aktivní zónu) jsou k přímému použití bez technologické úpravy většinou podmienečně vhodné.

Z hlediska únosnosti představují tyto převážně soudržné zeminy pro jednoduché a středně náročné stavby únosné zeminy s orientační hodnotou únosnosti R_d při tuhé konzistenci písčitých jílů F4 CS 150 kPa a tvrdé konzistenci jílovitých písků S5 SC až 300 kPa.

Vzhledem na několikanásobně větší zatížení základových půd tělesem hráze oproti nesourodé únosnosti popisovaných aluviálních zemin, bude nutné tyto zeminy z prostoru projektované hráze při jejím zakládání odstranit.

Svahoviny na štěrkopískové terase G4, B

Tyto deluviální zeminy akumulovány zejména u paty údolních svahů a v pravostranné nivě Krounky na štěrcích říční terasy - v místě odpadního koryta od bezpečnostního přepadu. Svahoviny jsou charakteru především balvanitých až blokových sutí. Mocnost těchto svahovin se v údolní nivě zejména v prostoru odpadního koryta od bezpečnostního přelivu pohybuje v hodnotách okolo 1 m. Jejich báze byla v sondách SBP-3 a SBP-4 ověřena v úrovních okolo 1,5 - 1,4 m p.t., tj. cca 422,6 - 422,8 m n.m. - v místě sond SBP-1 a SBP-2 se se přes zaklesnuté suťové balvany nepodařilo použitou dostupnou mechanizací projít. Převážně se jedná o suť kamenité až více balvanité suť a až blokové suť s jílovitoprachovitou příměsí G4 GM, B (G4 GM). Prakticky neopracované kusy tvrdých hornin (drob) jsou většinou hrubě balvanité frakce o velikosti od 10 cm a většinou vyšší dm a místy až přes 1 m. Konzistence jemnozrnných výplní sutí je především pevná až velmi pevná (sytká).

Hrubé suť z hlediska plošného zakládání staveb reprezentují obecně velmi únosné zeminy, ovšem jejich únosnost je rozdílná s ohledem na velikost a zrnitostní rozložení úlomků hornin a jejich hustotu v suťovém sedimentu. Orientační únosnost R_d tohoto souvrství lze předpokládat od cca 300 kPa pro G4 pevné konzistence výplně až >800 kPa pro pevně zaklíněné hrubé suťové balvany, který lze již přisoudit vlastnosti horniny. Vzhledem ke špatné zpracovatelnosti a rozdílné únosnosti suťového souvrství s velmi hrubozrnnými frakcemi, bude nutné tyto zeminy ze základové spáry hráze i funkčních objektů odstranit.

Dle ČSN 73 6133 jsou zeminy tohoto suťového souvrství v závislosti na přítomnosti a množství jemnozrnné výplně suťových balvanů málo propustné až nepropustné a namrzavé až nenamrzavé.

Terasové štěrkopísky G5, G3, G2 +Cb,(B)

Zeminy štěrkových až štěrkopísčitých terasových sedimentů byly vymezeny plošně v místě hráze v celém prostoru údolní nivy a tvoří pod aluviálním náplavem a suťovými svahovinami spodní část sedimentů kvartérního pokryvu. Mocnost těchto terasových sedimentů se v údolní nivě v prostoru hráze pohybuje v hodnotách 1,1 - 1,4 m, s bází v úrovních 2,2 - 2,6 m p.t., tj. cca 422,7 m n.m. (IJK-2h) do 422,8 m n.m. (IJK-4h) a v prostoru odpadního koryta od bezpečnostního přelivu jen v řádu dm (SBP-3, SBP-4). Kvalitativně se jedná o štěrky špatně zrněné G2 GP, štěrky s jemnozrnnou příměsí G3 G-F až zejména v sondách SBP-3 a 4 jílovitopísčité G5 GC. Štěrků jsou většinou kamenité +Cb a podřadně balvanité (+B) frakce s valouny místy přes 20 - 30 cm. Podle postupu při vrtání jsou středně ulehlé. V době realizace předběžného průzkumu byly v celém profilu zvodnělé, v době současného podrobného průzkumu jsou při dlouhodobém srážkovém deficitu prakticky bezvodé, nanejvýš mokré.

Tyto nesoudržné štěrky z hlediska plošného zakládání staveb reprezentují únosnější zeminy a vzhledem na předpokládanou střední ulehlost jim přisuzujeme orientační hodnotu únosnosti R_d cca 250 kPa pro G5 až 423 kPa pro G2. Při uvažování vlivu podzemní vody se R_d sníží zhruba na 180 až 300 kPa.

Vzhledem k nehomogennímu složení a výskytu (nerovnoměrné sedání) a vysoké propustnosti souvrství terasových štěrků (viz kapitola A.5.6.) bude třeba tyto zeminy ze základové spáry hráze odstranit.

Dle ČSN 73 6133 jsou zeminy štěrkového souvrství v závislosti na přítomnosti a množství jemnozrné frakce velice propustné až propustné, nenamrzavé až namrzavé. Do násypu i pro podloží vozovky (aktivní zónu) jsou k přímému použití bez technologické úpravy podmíněčně vhodné až vhodné (G3). Je však třeba separovat ojedinělé velké balvany, přesahující výšku hutnicí vrstvy.

Svahoviny pod štěrkopískovou terasou S5 +G, G5

V údolní nivě vymezeny nesouvisle na bázi sedimentů kvartérního pokryvu pod říčními štěrkovými akumulacemi. Mocnost těchto pohřbených svahovin se v prostoru hráze pohybuje v hodnotách 0,4 - 0,6 m, s bází v úrovních 2,8 - 3 m p.t., a v prostoru vývarů a výústní části odpadního koryta cca 0,1 m (SBP-3) s bází v úrovni cca 2 m p.t., tj. cca 422,3 m n.m.. Převážně se jedná o sutě s písčitojílovitou příměsí G5 GC až S5 SC +G. Velmi málo opracované až neopracované úlomky hornin (především drob) jsou většinou štěrkovité až kamenité frakce s valouny místy (v prostoru hráze) přes 20 - 25 cm. Konzistence bazálních sutí, resp. jejich jemnozrných výplní je tuhá s ověřeným IC cca 0,91. Sutě z hlediska plošného zakládání staveb reprezentují obecně málo únosné až únosné zeminy a vzhledem tuhé konzistenci jim přisuzujeme hodnotu tabulkové výpočtové únosnosti R_d cca 175 kPa pro S5 až 200 kPa pro G5.

Vzhledem k většímu zatížení základových půd tělesem hráze oproti únosnosti popisovaných bazálních svahovin, bude nutné tyto zeminy ze základové spáry hráze odstranit.

Dle ČSN 73 6133 jsou zeminy souvrství bazálních sutí málo propustné a v závislosti na přítomnosti a množství jemnozrné frakce namrzavé až nebezpečně namrzavé.

Svahoviny F3, F4, G2, G5 na severním svahu údolí

Deluviální sedimenty u paty severního svahu údolí. Ve svrchní části souvrství pod humózní vrstvičkou zastoupeny písčitymi jemnozrnými zeminami, místy s kamenitými úlomky horniny. Báze jemnozrných svahovin byla ve vrtech ověřena v hloubce 1 - 1,4 m p.t. V jemnozrných svahovinách jsou zastoupeny výhradně písčité jíly F4 CS a písčité hlíny F3 MS. Jejich zjištěná konzistence se pohybuje v rozmezí dosti pevné až tvrdé s IC cca od 1,38 do 1,54.

Ve spodní části deluviálního souvrství jsou uloženy o mocnosti cca 0,5 - 0,7 m pleistocénní svahové sutě až osypy s písčitojílovitou příměsí G5 GC +Cb a hrubé kamenité až balvanité sutě G2 GP +Cb,B. Báze svahovin na předkvartérním podkladu je vrty ověřena cca 1,7 - 1,9 m p.t., tj. Geofyzikálními měřeními byla báze svahovin interpretována mělce, řádově nižší dm pod terénem a až zhruba do 3 m p.t. Obsahují velmi málo opracované až ostrohranné úlomky drob.

Svahoviny z hlediska plošného zakládání staveb obecně reprezentují únosnější zeminy a přisuzujeme jim orientační hodnotu únosnosti R_d při dosti pevné až tvrdé konzistenci jemnozrných zemin F3 a F4 zhruba 350 kPa a při pevné až tvrdé konzistenci jemnozrných výplní cca 250 kPa pro G5 až 650 kPa pro G2. Vzhledem k místy většímu zatížení základových půd tělesem hráze oproti únosnosti popisovaných svahovin, vzhledem k jejich nehomogennímu složení a výskytu (nerovnoměrné sedání) a lokálně vysoké propustnosti (viz kapitola A.5.6.) bude nutné tyto zeminy ze základové spáry hráze odstranit.

Dle ČSN 73 6133 jsou zeminy svahovin málo propustné až nepatrně nepropustné, nebezpečně namrzavé.

GEOTECHNICKÉ ZHODNOCENÍ HORNINOVÉHO MASÍVU V PROSTORU HRÁZE

Pod kvartérními zeminami jsou v celém prostoru průzkumného území výstavby hráze zastoupeny zpevněné slabě metamorfované horniny ordovického souvrství šedých rychmburských drob s vložkami až polohami černošedých (fylitizovaných) břidlic téhož souvrství. Byl zachycen ostrý přechod na hranici kvartérních uloženin a paleozoických drob. Povrch hornin je v území v údolní nivě ověřen vrty v hloubce okolo 2,8 až 3 m p.t., V profilu projektované hráze byly souborem vrtných, geofyzikálních a karotážních prací ověřeny pod přípovrchovou rozvolněnou zónou tvrdé skalní horniny třídy R2 a podřadně R3.

Podložní horniny rozvolněné přípovrchové zóny R5, R4

Zóna přípovrchového rozvolnění horniny je vyvinuta v celém profilu projektované hráze. Její mocnost průzkumy ověřena v údolní nivě a na levém svahu do hloubek cca 5 - 5,6 m pod terén a na pravém břehu do hloubky cca 4 m p.t. Mocnost takto postižené horniny je v průzkumných vrtech ověřena 2 m (vrt VKK-1) až 4,6 m (VKK-3). Hornina v rozvolněné zóně je převážně úlomkovitá, frakce úlomků většinou kamenitá až balvanitá s velikostí úlomků ve vrtném jádru většinou přes průměr vrtu.

Hornina, resp. zrna minerálů v hornině jsou v této zóně místy do hloubky horniny od ploch nespojitosti několik cm silně zvětralá limonitizací (zvětralá hornina je rezatě hnědá), což bylo patrné na úlomcích horniny především ve vrtu VKK-3. Plochy nespojitosti v této rozvolněné zóně jsou většinou pokryty povlaky limonitu, což svědčí o horninové zóně se zvýšeným pohybem podzemní vody v oxidačním prostředí.

Klasifikační zatřídění hornin v této zóně, přestože je hornina tvrdá a špatně otloukatelná kladivem, provedeno na základě jejího rozvolnění, zvětrání minerálů a místy výrazných silných povlaků vysráženého limonitu na plochách nespojitosti.

Hornina R5 má velmi nízkou pevnost, křehký typ procesu přetváření a porušování po plochách vrstevnatosti a puklinatosti, velmi velkou až velkou hustotu diskontinuit. Orientační hodnota pevnosti v prostém tlaku σ_c dle ČSN je 1,5 - 5 MPa.

Hornina R4 má nízkou pevnost, křehký typ procesu přetváření a porušování po plochách vrstevnatosti a puklinatosti, velkou hustotu diskontinuit. Orientační hodnota pevnosti v prostém tlaku σ_c dle ČSN je 5 - 15 MPa.

Podložní horniny R3, R2

Pevné skalní horniny drob s břidlicemi jsou pod výše popsanou rozvolněnou zónou v celém prostoru projektované hráze a funkčních objektů. Povrch skalních hornin pod rozvolněnou zónou se většinou pohybuje v úrovních okolo 4 - 5,5 m p.t. Z hlediska petrografického na pravém strmějším svahu v horninách převažují droby a podřadně se pak spíše ve spodní části vrtu v drobách objevují vložky břidlic. Zastoupení břidlic v horninách je větší směrem k jihu, tzn. nalevo od Krounky - v údolí a levém svahu.

Horniny jsou prakticky v celém zájmovém prostoru vysoce kvalitní a podle rychlostí seizmických vln řazené, nezávisle na zastoupení břidlic v drobách, do horninových tříd R2 a pouze lokálně pak do R3.

Lab. zkoušky ověřily podle pevností hornin v prostém tlaku horniny vysoce kvalitní, zaříděné v 5 případech do horniny R2 a v 1 případě do horniny R3 při horní hranici pevnosti (R3-R2). Laboratorně ověřené hodnoty pevnosti hornin v prostém tlaku u testovaných vzorků se pohybují v rozmezí $\sigma_c = 50$ až 100 MPa.

TEKTONIKA A PORUŠENÍ HORNINY

Diskontinuity jsou hlavním přirozeným prvkem oslabení horninového masívu. Vlivy rozpuštění hornin na návrh stěn přelivu jsou s ohledem na zatížení nevýznamné.

TĚŽITELNOST A VRTATELNOST ZEMIN A HORNIN

Podle normy ČSN 73 3050 Zemní práce zařazujeme zeminy a horniny z hlediska těžitelnosti a pojitelnosti do následujících tříd, převažujících v daném souvrství:

- | | |
|---|---------|
| • humózní vrstva | tř. 2 |
| • aluviální sedimenty a svahoviny F, S - tuhé | tř. 2 |
| • aluviální sedimenty a svahoviny F - pevné | tř. 3 |
| • svahoviny F - tvrdé | tř. 4 |
| • terasové štěrkopísky G2, G3 | tř. 3-4 |
| • svahoviny G4, G5 | tř. 3-4 |
| • silně zvětralé horniny R5 | tř. 4 |
| • mírně zvětralé R4 | tř. 5 |
| • navětralé R3 | tř. 6 |
| • navětralé až zdravé R2 | tř. 6-7 |

Diskontinuity jsou hlavním přirozeným prvkem oslabení horninového masívu. Vlivy rozpuštění hornin na návrh stěn přelivu jsou s ohledem na zatížení nevýznamné.

AGRESIVITA PODZEMNÍ VODY

Agresivita podzemní vody byla posuzována pouze v mělké zvodni proudící v terasových štěrkopíscích z hl. cca 2,6 m p.t. Současně byl odebrán vzorek povrchové vody z říčky Krounky. Výsledky analýz vod, převzaté z předchozí zprávy předběžného průzkumu, jsou shrnuty v následujícím textu.

Podzemní voda mělké kvartérní zvodně. Podzemní voda z vrtu IJK-2h je zásaditá, měkká, s velmi nízkou uhličitánovou tvrdostí.

Vliv prostředí, klasifikovaný dle tabulky 1 ČSN EN 206-1, je charakterizován celkovým stupněm chemického působení XA2 - středně agresivní chemické prostředí, a to vlivem současně nízké agresivně působících složek agresivní CO₂ (XA1) a SO₄²⁻ (XA1) podle tabulky 2 uvedené normy. Povrchová voda z Krounky je zásaditá, středně tvrdá, s nízkou uhličitánovou tvrdostí. Podobně jako u podzemní vody je vliv prostředí, klasifikovaný dle tabulky 1 ČSN EN 206-1, charakterizován celkovým stupněm chemického působení XA2 - středně agresivní chemické prostředí, a to vlivem současně nízké agresivně působících složek agresivní CO₂ (XA1) a SO₄²⁻ (XA1) podle tabulky 2 uvedené normy.

PROPUSTNOSTNÍ CHARAKTERISTIKY ZEMIN A HORNIN

Propustnost jednotlivými vrstvami základových půd nejlépe dokumentují koeficienty filtrace. Propustnosti jednotlivých typů kvartérních zemin jsou shrnuty v následující tabulce č. 9.A.,

Tabulka č. 9.A: Laboratorně zjištěné koeficienty filtrace

Zemina	počet stanovení (-)	kf - minimální (m.s-1)	kf - maximální (m.s-1)	kf - průměr (m.s-1)
F6 CI	*			$<3,0 \cdot 10^{-8}$
F4 CS	*			$<3,0 \cdot 10^{-8}$
F3 MS	3	$5,0 \cdot 10^{-8}$	$1,0 \cdot 10^{-7}$	$8,0 \cdot 10^{-8}$
S5 SC	3	$3,0 \cdot 10^{-7}$	$9,0 \cdot 10^{-7}$	$7,0 \cdot 10^{-7}$
G5 GC	2	$2,7 \cdot 10^{-6}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$	$1,4 \cdot 10^{-5}$
G3 G-F	*			$7,5 \cdot 10^{-4}$
G2 GP	1	$3,7 \cdot 10^{-3}$	$3,7 \cdot 10^{-3}$	$3,7 \cdot 10^{-3}$

Shrnutí propustnosti horninového masívu

Horninový masív v místě hrázového profilu je pod zónou přípovrchového rozvolnění dostatečně nepropustný i přes vysokou puklinatost a litologickou nejednotnost horninového masívu.

DOPORUČENÍ PRO ZALOŽENÍ TĚLESA HRÁZE A FUNKČNÍCH OBJEKTŮ

Doporučení pro založení tělesa hráze,

V prostoru hráze bylo geologickými průzkumy i vzhledem k charakteru stavby ověřeny jednoduché geologické poměry. Kvartérní sedimenty, které jsou charakteru v nivě údolí fluviálních sedimentů na svahovinách a na svazích údolí deluviálních sedimentů v převážné většině suťového charakteru mají mocnost většinou 2 - 4 m a na severním strmějším svahu několik dm, případně se objevují skalní výchozy bez kvartérních svahovin.

Kvartérní zeminy jsou uloženy na podložních horninách drob a drob s vložkami břidlic, které je v přípovrchové zóně silně rozvolněné. Skalní pevné horniny se vyskytují v hloubce od cca 4 až 5,5 m p.t. Z požadavku na základovou spáru tělesa hráze vyplývá, že:

kvartérní zeminy nejsou dostatečně únosné a mimo jiné též s ohledem na vysokou propustnost fluviálních štěrků a některých svahových sutí tvoří pro těleso hráze a funkční objekty nevhodnou základovou půdu;

podloží horniny - zóna přípovrchového rozvolnění jsou v závislosti na stupni rozvolnění málo únosné až únosné - zatřídění hornin dle ČSN je s ohledem na rozpukání a zvětrání horninového masívu a druhotné výplně puklin R5 až R4 s předpokládaným $R_d > 400$ kPa, nevyhovují zvýšenou propustností - tvoří nevhodnou základovou půdu;

podloží horniny - skalní horniny jsou dostatečně únosné - zatřídění hornin dle ČSN je dle souboru průzkumných prací R2 lokálně R3 s orientační únosností $R_d > 1500$ kPa, jsou dostatečně těsné - tvoří vhodnou základovou půdu.

Z výše uvedeného je zřejmé, že kvartérní zeminy bude třeba ze základové spáry hráze odstranit a stejně tak i zónu přípovrchového rozvolnění hornin a hráz zavázat do tvrdého skalního podloží do předpokládané hloubky 4 - 6 m p.t.

Doporučení pro založení stěn koryta skluzu,

Odpadní koryto od bezpečnostního přelivu bude ve své horní části zakládáno ve skalních horninách a ve spodní části, vč. vývaru, bude vedeno v údolní nivě. V nivě tvoří svrchní vrstvu balvanité až blokové sutě s jílovitohlinitou až písčitohlinitou výplní, které jsou značně heterogenní z hlediska hustoty a velikosti horninových úlomků od kamenité až po balvanitou a hrubě balvanitou a místy s bloky horniny přes 1 m³.

Svahové sutě jsou většinou velmi únosné, ovšem vzhledem ke své heterogenitě se, v případě zakládání na tomto souvrství, doporučuje po obnažení základové spáry konzultace s inženýrským geologem nebo geotechnikem.

Zakládání na terasových štěrcích anebo ještě lépe na podložních drobách se vzhledem k charakteru stavby koryta nejeví jako problematické.

Dokumentace doplňujících sond v prostoru spadiště a vývaru

Sondy v prostoru spadiště a vývaru od BP

SBP-1	(ČSN 73 6133	ČSN 73 3050
0,0 - 0,1 m jílovitá hlína slabě písčitá s úlomky drob, humózní, pevná, hnědá	F1 O	3
0,1 - 0,9 m suť hlinito kamenitá úlomky drob velikosti většinou 10 -20 cm, pevná konzistence výplně	G4 GM +Cb,B	4
<0,9 m suť balvanitá až bloková s jílovitoprachovitou výplní pevné konzistence, použitou mechanizací prakticky netěžitelné	B (G4 GM)	5-6
KVARTÉR		
SBP-2	(ČSN 73 6133)	ČSN 73 3050
0,0 - 0,1 m jílovitá hlína slabě písčitá s úlomky drob, humózní, pevná, hnědá	F5 +G O	3
0,1 - 0,5 m suť hlinito kamenitá úlomky drob velikosti většinou 10 -20 cm, pevná konzistence výplně	G4 GM +Cb,B	4
0,5 - 0,9 m suť balvanitá až bloková kusy horniny velikosti až okolo 40 -80 cm s jílovitoprachovitou výplní pevné konzistence, použitou mechanizací velmi složitě těžitelné	B (G4 GM)	5
KVARTÉR		
SBP-3	(ČSN 73 6133)	ČSN 73 3050
0,0 - 0,2 m jílovitá hlína slabě písčitá s úlomky drob, humózní, pevná, hnědá	F5 +G O	3
0,2 - 0,6 m hlína prachovitá nízce plastická, velmi pevná až tvrdá konzistence, světle hnědá	F5 ML	3-4
0,6 - 0,9 m jílovitý, tuhý -pevný, při bázi s přechodem až do jílovitého písku, světle hnědý až hnědý	F4 CS	2-3
0,9 -1,5 m suť hlinito balvanitá úlomky drob velikosti většinou 10 -40 cm, pevná konzistence prachovito hlinité výplně	G4 GM +Cb,B	4
1,5 - 1,9 m štěk jílovito písčitý, špatně vytříděné opracované říční valouny velikosti většinou 5 - 25 cm, středně ulehlý, hrubě písčitý, mokrá	G5 GC - G3G-F+Cb,B	3-4
1,9 - 2,0 m suť hlinito kamenitá, úlomky drob velikosti většinou do 8 -10 cm, tuhá konzistence jílovité výplně	G5 GC +Cb	3

KVARTÉR		
2,0 - 2,1 m	droba tvrdá, šedá, použitou mechanizací netěžitelná	R3-R2 6(-7)
ORDOVIK		
SBP-4		
0,0 - 0,1 m	jílovitá hlína slabě písčitá s úlomky drob, humózní, pevná, hnědá	(ČSN 73 6133) ČSN 73 3050 F5 +G O 3
0,1 - 0,4 m	hlína prachovitá nízce plastická, velmi pevná až tvrdá konzistence, světle hnědá, příměs úlomků drob velikosti většinou do 10 cm	F5 ML + G, Cb 3-4
0,4 - 1,4 m	suť balvanitá kusy horniny velikosti většinou 15 až přes 60 cm s jílovitoprachovitou výplní velmi pevné konzistence, použitou mechanizací obtížně těžitelné	B (G4 GM) 5
1,4 - 2,1 m	štěk balvanitý, hrubě písčitý až jílovito písčitý, špatně vytříděné opracované říční valouny velikosti většinou 5 -30 cm, středně ulehlý, mokrý	G5 GC - G3G-F+Cb,B 3-4
KVARTÉR		
<2,1 m	droba tvrdá, šedá, blokově rozvolněná, použitou mechanizací netěžitelná	R3-R2 6(-7)
ORDOVIK		

Souvislá hladina podzemní vody v žádné ze sond nebyla zastižena - zřejmě vzhledem k extrémně nízkému stavu v řece. Za normálních hydrologických a hydrogeologických podmínek lze předpokládat saturaci vrstvy říčních štěrků. Polohopisné souřadnice a nadmořské výšky sond jsou uvedeny v textu zprávy v tabulce č. A.2.

KONSTRUKČNÍ ŘEŠENÍ STĚN BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

celková charakteristika konstrukcí bezpečnostního přelivu

Parametry bezpečnostního přelivu:	Typ přelivu boční, s kruhovou přelivnou hranou
Kóta koruny BP:	440,40 m n.m.
Délka přelivné hrany:	25 m
Výška přelivného paprsku při Q1000:	1,52 m
Poloměr zaoblení koruny přelivu:	1,2 m
Šířka spadiště BP:	15,0 m
Délka spadiště BP:	28,6 m
Šířka skluzu BP:	15,0 m
Délka skluzu BP:	55,4 m

Jako bezpečnostní objekt je navržen boční bezpečnostní přeliv o délce přelivné hrany 25 m situovaný u pravobřežního zavázání hráze s navazujícím skluzem od přelivu, který je zakončený vývarem.

STRUČNÝ POPIS KONSTRUKCÍ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

Stěny Přelivu

Jako bezpečnostní objekt je navržen boční bezpečnostní přeliv o délce přelivné hrany 25 m situovaný u pravobřežního zavázání hráze. Na spadiště přelivu plynule navazuje koryto skluzu, které bude zakončeno vývarem.

Přelivná hrana bezpečnostního přelivu nádrže délky 25,00 m je výškově navržena na kótu 440,40 m n. m. Tvoří ji zaoblená koruna přelivné stěny o poloměru 1,20 m.

Stěna přelivu staticky působí jako betonová tížná hráz přenášející zejména tlak vody nádrže a další zatížení bezpečně do podloží stavby. Konstrukčně je tvořena stěnou lichoběžníkového profilu rozšiřující se symetricky dolů od koruny. V patě je stěna vetknuta do základové desky. Stěna s deskou tvoří konstrukci, která přenáší veškerá působící zatížení bezpečně do únosného podloží.

Stabilita konstrukce je zajištěna jejími rozměry a tuhostí. Vlastní tíha stěny a příznivé účinky od přitížení materiálů úpravy dna nad základovou deskou působí jako stabilizující složka proti překlopení stěny nebo proti nadměrnému hranovému namáhání kraje základové spáry.

Deska rozšiřuje základovou spáru stěny a nesymetricky přesahuje obrys stěny větší rozměrem směrem do spadiště. Stěna nad deskou bude lichoběžníkového profilu rozšiřující se symetricky k základové spáře. Symetrický sklon obou povrchů stěny je 1:10.

Povrch betonové stěny pod přelivnou hranou bude strukturován vložением matic do bednění stěny. Struktura matic imitující kamenné zdivo bude sladěna s ostatními betonovými prvky hráze.

Zaoblená přelivná hrana bude vytvořena z betonových tvarovaných prefabrikátů uložených a kotvených do vrchní vodorovné spáry monolitické stěny.

Zkosený líc stěn směrem do spadiště plynule navazuje na líc stěn skluzu.

Stěna přelivu bude rozdělena do tří dilatačních celků (vč. přechodového dilatačního úseku v napojení na stěnu hráze). Délka dilatačních úseků: přechodový dilatační úsek (označen jako dil. úsek 11) ... délka 8,00 m, další dva navazující dilatační úseky (ozn.12 a 13) mají délky 15,00 m

Stěny přelivu budou založeny bezpečně do skalního podloží, které probíhá v hloubce cca 2,0 až 3,00 m po stávajícím terénem. Úroveň spáry stěn bude výškově odstupňována pro jednotlivé dilat. úseky stěny.

V dokumentaci je základovými spárami myšlen teoretický spodní líc podkladního betonu (předpokládaná min. tl. 200 mm; armován sítěmi). Ve skutečnosti bude spára v horninovém prostředí nepravidelná a vzhledem k různě velkým výlomům výškově členitá. V rámci provedení podkladního betonu budou tyto nerovnosti vyrovnány dobetonováním a v celé ploše podkladního betonu bude položena konstrukční výztuž ze sítí nastavovaných přesahy. Min. tloušťka podkladního betonu bude 200 mm.

Stěna se svými mohutnými rozměry příčných profilů spadá do kategorie konstrukcí z masivního betonu. Tomu odpovídá navržená specifikace betonu a prostorové vyztužení částí konstrukce zejména na vykrytí účinků napětí od omezení volného přetvoření konstrukce od objemových změn.

Dilatační i pracovní spáry budou těsněny systémovými těsnicími profily. U stěn bude navrženo těsnění ve dvou stupních – primárním – blíže k návodní straně a sekundárním – směrem ke spadišti. Těsnicí profily dilatačních a pracovních spár budou vzájemně vodotěsně napojovány.

Šířka dilatačních spár u stěn přelivu je navržena 20 mm.

Speciální specifikace betonu pro masivní konstrukci stěn přelivu je sladěna s návrhem specifikace betonu pro návodní stěnu nádrže. Tyto specifikace byly stanoveny zpracovatelem návrhu betonových konstrukcí hráze na základě provedených zkoušek. V případě úprav nebo upřesnění specifikací betonu návodní stěny hráze bude stejně upravena i specifikace stěn přelivu.

Stěny skluzu

Na spadiště navazuje skluz bezpečnostního přelivu délky 55,8 m ve sklonu 21,0 %. Koryto skluzu je na levém břehu vymezeno navrhovanou železobetonovou opěrnou stěnou, na pravém přirozeném břehu je část vylámána ve skalním podloží.

Navrhovaná opěrná stěna skluzu návodním lícem navazuje na stěny přelivu. Tvarově je navržena jako úhelníková stěna se svislou částí vetknutou do vodorovné desky. Svislá část stěny je na návodním líci mírně zkosená od svislého směru (10/1), rubový líc stěny je svislý. Základová deska půdorysně přesahuje stěnu na návodní i suché straně a významně se podílí na zajištění stability a bezpečného založení stěny. Deska jednak rozšiřuje spáru v příčném směru a současně tvoří základnu pro stabilizační přitížení stěny násypy a souvrstvím úpravy dna.

Stěna je po délce rozdělena na dilatační úseky délky 5 700 mm. Šikmý vrch stěny kopíruje sklon dna koryta skluzu. Horní hrana stěny výškově přesahuje úroveň dna v konstantním odstupu cca 2 250 mm. Základová spára desky je výškově odstupňovaná a sleduje sklon skluzu. Spára je navržena tak, aby zasahovala pod předpokládaný strop navětralého podloží (navětralé droby). Výškové odskoky probíhají v dilatačních spárách, takže deska dilatačního úseku probíhá v jedné úrovni bez zalomení.

Koryto skluzu je ukončeno vývarem. Levý břeh vývaru paží spodní dilatační úsek opěrné stěny. Tento úsek je delší než ostatní a je půdorysně zalomen. Zalomením křídla je stěna zavázána do svahovaného břehu. Stěna toho úseku je současně vyšší než ostatní úseky, protože musí být založena až pod dno vývaru. Vzhledem k většímu zatížení stěny je deska stěny rozšířena a výškově zalomena vrubem na rubovém kraji. Opření desky o vystupující vrub zajišťuje spolu s vodorovnou únosností spáry bezpečnost konstrukce proti usmyknutí ve spáře.

Součástí betonových konstrukcí skluzu je i opěrná stěna závěrného prahu. Konstrukčně je opět navržena jako úhelníková stěna s deskou a svislou částí. Stěna probíhá kolmo k poslednímu dilatačnímu dílci stěny skluzu. Od stěny skluzu je oddělena dilatační spárou. Rovněž tato opěrná stěna závěrného prahu je po délce dělena do dilatačních úseků.

ZÁSADY NÁVRHU STĚN PŘELIVU A SKLUZU

zásady návrhu

Konstrukce byly navrženy podle koncepce mezních stavů zakotvený v návrhových přístupech ČSN EN 1990 Navrhování konstrukcí. Zatížení bylo vypočteno dle systémů norem ČSN EN 1991 Zatížení konstrukcí, ČSN EN 1997 Navrhování geotechnických konstrukcí.

Betonové konstrukce bezpečnostního přelivu byly navrženy pro podle norem:

ČSN EN 1992-1-1 (73 1201)	Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-3 (73 1212)	Navrhování betonových konstrukcí: Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky
ČSN 73 1208	Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských staveb
ČSN 75 0905	Zkoušky vodotěsnosti vodárenských a kanalizačních nádrží
ČSN EN 13670 (73 2400)	Provádění betonových konstrukcí
ČSN EN 206-1 (73 2403)	Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN P 73 2404	Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplnující informace
ČSN EN 12620 (72 1502)	Kamenivo do betonu

Při návrhu a posouzení dimenzí bylo postupováno dle ustanovení systémů norem ČSN EN 1992 Navrhování betonových konstrukcí, zejména dle ČSN EN 1992-1-1 Obecná pravidla pro pozemní stavby, a ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů.

Dle ustanovení 4.1.5 ČSN 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů jsou konstrukce bezpečnostního přelivu zatříděny podle třídy následků pro vodohospodářské objekty dle tabulky 1 do třídy významu CC3. Zatřídění přiřazuje návrhu konstrukce součinitel významu $1 = 1,20$. Tímto součinitelem jsou násobeny hodnoty zatížení při posuzování podle příslušného mezního stavu.

předpoklady výpočtu

Statická analýza byla provedena softwarem AXIS VM13. V programu byl vytvořen virtuální model stěn – (rozhodujících dilatačních úseků) včetně parametrů skutečného vyztužení železobetonových průřezů. Plošné prvky – desky a stěny byly tedy rozděleny na segmenty s odlišným vyztužením. Modely konstrukcí a mechanika působení byly přiměřeně zjednodušeny. Jednotlivá zjednodušení navržena tak, aby model zachoval co nejvýstižněji skutečné působení konstrukcí.

Tvary konstrukcí v modelu – navrženy dle skutečných rozměrů. Vyztužení deskostěnových ploch a liniových prvků v modelu dle návrhu v dokumentaci. Plochy aktuálního vyztužení v modelu rozměrově redukovány s uvažováním bezpečného zakotvení průřezů vyztuže.

Podpory. Základová deska stěn je v modelech uložena na plošnou podporu představující uložení skutečné stěny na základovou spáru. Vzhledem k tomu, že se spárou do konstrukce vnašejí i vodorovné složky napětí od zatížení ale zejména od objemových změn betonu jsou pečlivě parametrizovány i tuhosti plošných podpor ve vodorovném směru (vlivy soudržnosti + tření ve spáře). Mezi deskou a podkladem dochází k interakci i z hlediska vodorovných složek plošných reakcí. Deformační parametry plošných podpor jsou uvažovány na straně bezpečnosti. Současně je zavedena nelinearita podpor s vyloučením tahu v uložení.

Nepřímá zatížení od omezení potenciálních objemových změn a účinky dotvarování betonu.

Nepřímá zatížení představují především účinky objemových změn betonu. Jedná se o vlivy smršťování betonu, vlivy změn teploty betonu při vývinu hydratačního tepla a při jeho následném chladnutí, a vlivy nerovnoměrných teplot konstrukcí v průběhu životnosti. Tyto změny navíc probíhají v různém stáří betonu a tedy v průběhu vyvíjejících se mechanických parametrů betonu. Jednotlivé procesy se rovněž vzájemně prolínají. Složitost a souběh těchto procesů je přiměřeně zjednodušen ve výpočetním

modelu. Účinky objemových změn jsou v modelu převedeny na ekvivalentní zatížení teplotami povrchů konstrukcí.

UVAŽOVANÁ ZATÍŽENÍ

Hodnoty zatížení byly stanoveny podle druhu výpočtu - extrémní (návrhové) hodnoty zatížení byly použity při výpočtu podle skupiny mezních stavů únosnosti, provozní hodnoty (charakteristické, kvazistálé) zatížení byly použity při výpočtu podle skupiny mezních stavů použitelnosti. Výpočet konstrukce byl proveden s uvažováním všech rozhodujících nepříznivých kombinací zatížení. Tyto kombinace byly stanoveny s ohledem na možnost současného působení. Pro výpočet vnitřních sil na konstrukci byla statická schémata modelující skutečné chování konstrukce přípustným způsobem zjednodušena. Idealizace schémat je na straně bezpečnosti návrhu.

Stálá zatížení

Vlastní tíha

Vlastní tíha konstrukce byla automaticky generována programem dle zadaných konstrukcí. Tíha dřevěných prvků je uvažována hodnotou 6,0 kN/m³, Tíha ocelových prvků je uvažována hodnotou 78,5 kN/m³, Tíha železobetonových prvků je uvažována hodnotou 25,0 kN/m³. Součinitel stálých zatížení pro návrhové hodnoty je uvažován hodnotou 1,35 ; 1,00 a 0,90 dle uvažovaných kombinací.

Geotechnická zatížení - zatížení zemním tlakem

Charakteristické hodnoty tlaku na stěnu :

γ_z ... objem. tíha zeminy ...(char. hodnota) $\gamma_{zk} = (\text{kNm}^{-3})$;

Stanovení součinitele tlaku v klidu K_0 : Velikost zemního tlaku v klidu závisí zejména na materiálu použitém pro zásypy stěny. Ve výpočtech jednotlivých částí je uvažován případný vliv podzemní vody na průběh zemního tlaku.

V příslušných kombinacích jsou dle druhu uvažovány charakteristické a návrhové hodnoty zemního tlaku. Pro jejich určení použity charakteristické a návrhové hodnoty parametrů zeminy. $K_{0,k} = 0,666$ a výpočtová hodnota souč. při užití výpočtových hodnot $K_{0,k} = 0,700$. Ve výpočtu návrh. hodnot zemního tlaku navíc použit součinitel zatížení $\gamma_f = 1,20$.

Ostatní stálá zatížení

Přítížení tíhou zeminy působící na základovou desku, atd. vždy uvedena v přehledu zatížení řešených částí stěn.

Nepřímá zatížení - vliv poměr. přetvoření od dotvarování betonu, vliv smrštění bet.

Mezi stálá zatížení jsou v konkrétních případech řešení úseků zahrnuta i nepřímá zatížení vlivem objemových změn betonových konstrukcí vlivem smršťování betonu, zatížení teplotními změnami (zvláště vlivem hydratačního tepla při provádění konstrukcí). Ve výpočtech uvažován vliv dotvarování betonu.

Vliv poměrného přetvoření od dotvarování betonu

Níže je uveden výpočet poměrného přetvoření od dotvarování. Účinek dotvarování bude případně použit a ověřován v mezních stavech použitelnosti.

Poměrné přetvoření od dotvarování:

Součinitel dotvarování $\varphi(t, t_0)$ dle přílohy B.1 ČSN EN 1992-1-1:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0); \text{ kde: } \varphi_0 = \varphi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

$$\varphi_{RH} = \alpha_2 (1 + \alpha_1 (1 - RH/100) / (0,1 (h_0)^{(1/3)})) ; \beta(f_{cm}) = 16,8 / f_{cm}^{0,5}$$

$$\alpha_{1,2,3} : \alpha_1 = (35 / f_{cm})^{0,7}; \alpha_2 = (35 / f_{cm})^{0,2}; \alpha_3 = (35 / f_{cm})^{0,5}$$

$$\beta(t_0) = 1 / (0,1 + t_0^{0,20})$$

$$\beta_c(t, t_0) = (t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)^{0,3}$$

$$\beta_H = 1,5 * (1 + (0,012 RH)^{18}) h_0 + 250 \alpha_3$$

Vliv smrštění betonu

Předpokládá se ošetřování stěn po dobu min. 7 dní. U základové desky bude ihned po betonáži aplikován protiodpařovací nástřík. S ohledem na výše uvedené je uvažována relativní vlhkost v okolí konstrukcí $RH = 80\%$. Účinek smrštění bude ověřován v mezním stavu použitelnosti.

Výpočet poměrného přetvoření podle ČSN EN 1992-1-1.

Vstupní parametry výpočtu pro beton C30/37 a tl. konstrukcí 500 mm:

Beton C30/37; $f_{ck} = 30,00$ MPa; $f_{cm} = 38,00$ MPa; $f_{cm0} = 10,00$ MPa; $f_{ctm} = 2,90$ MPa;

Cement třídy N (normální rychlost vývoje pevnosti): $s = 0,25$; $\alpha_{ds1} = 4$; $\alpha_{ds2} = 0,12$;

Tloušťka konstrukce (náhradní rozměr průřezu) = 500 mm; $RH = 80\%$;

Celkové poměrné smršťování se skládá z poměrného smršťování vysycháním a poměrného autogenního smršťování. $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 269e-6 + 50e-6 = 319e-6$

1. Poměrné přetvoření od smršťování vysycháním ε_{cd} dle kapitoly 3. ČSN EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \varepsilon_{cd}(\infty, t_s)$$

$$\varepsilon_{cd}(\infty, t_s) = \varepsilon_{cd,0} k_h$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = (t - t_s) / ((t - t_s) + 0,04 * h_0^{(3/2)})$$

Základní poměrné přetvoření od smršťování vysycháním $\varepsilon_{cd,0}$ dle přílohy B.1 ČSN EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 * ((220 + 110 \alpha_{ds1}) \exp(-\alpha_{ds1} f_{cm} / f_{cm0})). 1e-6 \beta_{RH}$$

$$f_{cm} \dots ; f_{cm0} \dots$$

$$\beta_{RH} = 1,55 * (1 - (RH / RH_0)^3)$$

$$\alpha_{ds1} \dots \text{ souč. druhu cementu: } = 3 \text{ pro cem. třídy S ; } = 4 \text{ pro cem. třídy N ; } = 6 \text{ pro cem. třídy R}$$

$$\alpha_{ds2} \dots \text{ souč. druhu cementu: } = 0,13 \text{ pro cem. třídy S ; } = 0,12 \text{ pro cem. třídy N ; } = 0,12 \text{ pro cem. třídy R}$$

R

2. Poměrné autogenního smršťování ε_{ca} dle kapitoly 3. ČSN EN 1992-1-1:

$$\varepsilon_{ca} = \beta_{as}(t) \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 (f_{ck} - 10) \cdot 1e-6$$

$$\beta_{as}(t) = (1 - \exp(-0,2 t^{0,5})) =$$

Závěr. Vliv smrštění betonu je ve výpočtu simulován nepřímým zatížením od rozdílu teplot. Jestliže hodnota celkového smrštění je u jednoho z výpočtů např. $\varepsilon_{cs} = 320e-6$, pak tomuto přetvoření odpovídá celkový teplotní rozdíl cca 26,5°C.

Rozdíl ve smrštění dvou následujících výškových záběrů je v jednom z provedených výpočtů $\Delta \varepsilon_{cs} = 60e-6$; pak tomuto rozdílu přetvoření odpovídá teplotní rozdíl cca 5°C.

Ve výpočtu bude tedy např. jako výchozí teplota konstrukce T_0 stanovena hodnota $T_0 = 15,00^\circ\text{C}$. Pak konečná teplota povrchů základové desky (na obou stranách) bude zadána $T_1 = -10,00^\circ\text{C}$; a konečná teplota stěn přibetonovaných v následujícím záběru v časovém odstupu (cca 1 – 2 týdny) $T_2 = -15,00^\circ\text{C}$.

Interpretace modelu: Teplotní rozdíl mezi základní teplotou a teplotou desky simuluje vliv celkového smrštění. Napětí vnesené do konstrukce podložím desky smykovým namáháním spáry desky. Toto namáhání je ve výpočtu limitováno vodorovnou tuhostí spáry odpovídající max. hodnotě soudržnosti a tření mezi podkladem a deskou.

Teplotní posuv mezi deskou a stěnou pak zase reprezentuje vliv posunu mezi smrštěním desky a následně prováděných stěn.

Tento postup je zjednodušením skutečného vývoje napjatosti konstrukce vlivem omezení volného smrštění jednotlivých částí konstrukce ale do značné míry vystihuje skutečnost.

Proměnná zatížení

- **Zatížení hydrostatickým tlakem na návodní straně (dlouhodobé – stěny přelivu nebo krátkodobé – stěny skluzu)**
- **Zatížení pohybem ledu a splavenin**
- **Přetížení povrchu terénu za opěrnou stěnou**

Uvažováno hodnotou ekvivalentního rovnoměrného zatížení povrchu : $p_k = 10,00 - 15,00 \text{ kNm}^{-2}$; součinitel zatížení a účelu $\gamma_f = 1,50$.

Seizmické zatížení

Seizmické zatížení – stavba se nachází v oblasti s ref. zrychlením základové půdy $a_{gR} = 0,00 - 0,02 \text{ g}$

STĚNY BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU – PODROBNÉ ŘEŠENÍ

založení stěn bezpečnostního přelivu

V prostoru navrhované stěny se stávající terén svažuje směrem do koryta řeky. V hloubce cca 2,00 m přibližně sleduje sklon terénu i strop pevných hornin charakteru drob a drob s břidlicemi.

Pod tento strop je navržena spára založení stěn přelivu. Dokumentace byla vypracována na základě předpokládaného průběhu stropu hornin předaného hlavním projektantem jako digitální podklad.

Upozorňuji, že veškeré spáry po odtěžení budou přebírány a zhodnoceny geotechnikem. Vzhledem k rozsahu a vypovídací schopnosti IG průzkumu lze předpokládat, že při výstavbě budou dále zpřesňovány informace o skutečných základových poměrech v podloží hráze, což může mít vliv na případné úpravy výškové úrovně založení stěn v průběhu výstavby.

Povrch základové spáry musí být drsný, zbavený uvolněných kamenů a nečistot. Současně musí být zajištěno odvedení případných průsakových vod mimo základovou spáru do čerpací jímky. Betonáž

podkladních vrstev bude provedena z konstrukčního betonu tloušťky min. 0,20 m, který vytvoří vhodný podklad, na který se dále provádí železobetonová konstrukce stěn přelivu. Pozor do podkladních betonů nutno zavázat (zabetonovat) spodní přesahy svislých těsnících pásů dilatačních spár.

výkopové a těžební práce

Dle provedených inženýrsko geologických průzkumů se v prostoru pod hrází, po úroveň základové spáry, nachází zeminy dle ČSN 73 6133 třídy těžitelnosti I, II, III (dle ČSN 73 3050 třídy těžitelnosti 3 - 7). V projektové dokumentaci je uvažováno s následným způsobem těžby:

- třída I (3-4) je těžena „klasickou“ cestou rozrývání a těžení,
- třída horniny II (5) je těžena s rozrýváním a s předstřelem,
- droby, tj. horniny R3, R2, třídy těžitelnosti III (6 a 7) jsou těženy s odstřelem 100 %.

Pozn.: Horniny třídy těžitelnosti III (zejména třídy 7) jsou navíc těženy následujícím způsobem:

- Posledních 1,5 m nad projektovanou úrovní základové spáry hráze bude provedeno opatrnou (šetrnou) technologií mikroodstřelů.

Odstřely se realizují na základě projektu trhacích prací malého nebo velkého rozsahu, který podléhá schválení příslušného orgánu státní báňské správy (Obvodní báňský úřad-OBÚ). Projekt trhacích prací zajistí zhotovitel, který musí dodržovat veškeré právní předpisy o provádění odstřelů. Dále je nutné dodržet výnosy ČBÚ a bezpečnostní předpisy vztahující se na manipulaci, dopravu a skladování trhavin. Souhlas k odstřelu dává objednatel vždy písemně.

Zhotovitelem trhacích prací může být pouze osoba vlastnící:

- a) v případě trhacích prací malého rozsahu oprávnění pro výkon funkce střelmistra daného typu prací,
- b) v případě trhacích prací velkého rozsahu oprávnění pro výkon funkce technického vedoucího odstřelu pro daný typ prací.

Podrobně je způsob těžby popsán v kapitole D.1.1.2.1 SO 1.1. Těleso hráze v části B

tvarové řešení stěn bezpečnostního přelivu

Stěna přelivu je tvarově navržena jako tížná stěna se svislou částí lichoběžníkově se mírně symetricky rozšiřující směrem dolů a z desky, která půdorysně přesahuje obrys stěny v patě. Přesah desky je nesymetrický – delší přesah směrem do spadiště přelivu.

Sklon svislých stěn je na obou stranách shodný 10/1.

Stěna přelivu bude rozdělena do tří dilatačních celků (vč. přechodového dilatačního úseku v napojení na stěnu hráze). Délka dilatačních úseků: přechodový dilatační úsek (označen jako dil. úsek 11) ... délka 8,00 m, další dva navazující dilatační úseky (ozn.12 a 13) mají délky 15,00 m.

Pozor!! Přechodový úsek (dil. úsek 11) bude výztuží provázán s návodní stěnou hráze. Tato kotevní výztuž přesahující ze stěny hráze a zakotvená do přechodového úseku přelivu není řešena ani zahrnuta do výztuže stěn přelivu ale je dokumentována a vykázána v dokumentaci návodní stěny hráze !!!

Stěny přelivu budou založeny bezpečně do skalního podloží, které probíhá v hloubce cca 2,0 až 3,00m po stávajícím terénem. Úroveň spáry stěn bude výškově odstupňována pro jednotlivé dilat. úseky stěny. Viz řezy a rozvinuté pohledy na stěnu přelivu.

Dilatační spáry mezi úseky stěny probíhají svisle přes všechny části konstrukce. Šířka dilatačních spár u stěn přelivu je navržena 20 mm.

Dilatační i pracovní spáry budou těsněny systémovými těsnicími profily. U stěn bude navrženo těsnění ve dvou stupních – primárním – blíže k návodní straně a sekundárním – směrem ke spadišti. Těsnicí profily dilatačních a pracovních spár budou vzájemně vodotěsně napojovány.

Hrany spár budou zkoseny vložení trojúhelníkových profilů. Povrch betonové stěny pod přelivnou hranou bude strukturován vložением matric do bednění stěny. Struktura matric imitující kamenné zdivo bude sladěna s ostatními betonovými prvky hráze.

Zaoblená přelivná hranu bude vytvořena z betonových tvarovaných prefabrikátů uložených a kotvených do vrchní vodorovné spáry monolitické stěny. Detaily provedení, osazení, kotvení a těsnění jsou součástí vodohospodářské části dokumentace.

specifikace betonu stěn přelivu

Stěna se svými mohutnými rozměry příčných profilů spadá do kategorie konstrukcí z masivního betonu. Tomu odpovídá navržená specifikace betonu a prostorové vyztužení částí konstrukce zejména na vykrytí účinků napětí od omezení volného přetvoření konstrukce od objemových změn.

Níže uvedené specifikace jsou převzaty ze specifikací návodní stěny nádrže. Tyto specifikace byly stanoveny zpracovatelem návrhu betonových konstrukcí hráze na základě provedených zkoušek. V případě úprav nebo upřesnění specifikací betonu návodní stěny hráze bude stejně upravena i specifikace stěn přelivu.

Základní specifikace betonových konstrukcí :

Zařazení betonu dle ČSN EN 206-1(28 denní pevnost)	C12/15 až C16/20.
Umístění v poldru - typ prostředí:	návodní strana, ev. vzdušný líc.
Výztuž:	Vyztužen.
Množství cementu - CEM II/B-S 32,5 (L,N,R)a):	Max. 230 kg/m ³
Úletový vysokoteplotní popílek	~80 kg/m ³
Pojivo celkem	310 kg/m ³
Voda orientačně	170,5 kg/m ³
Voda pojivo (vodní součinitel)	0,55
Plastifikátor	0,1÷0,5 % hmot.i pojiva (cement+ popílek)
Provzdušňovač	0,1÷0,5 % hmot. pojiva (cement + popílek)
Urychlovač	0
Max. velikost kameniva	63 mm
Vzduch	3,5 ± 1 %
Očekávaná průměrná tlak. pevnost krychle, 28 dní	20 ÷ 25 MPa
Očekávaná průměrná tlak. pevnost krychle, 90 dní	28 ÷ 33 MPa
Očekávaná průměrná tah. pevnost, splitting, 28 dní, f _{ctm}	1,6 ÷ 2,0 MPa

vyztužení stěn přelivu

Výztuž byla navržena v souladu s konstrukčními požadavky pro betonové konstrukce a na základě statického výpočtu.

Výztuž je konstrukčně řešena jako prostorová s umístěním nosných vložek nejen při povrchích konstrukce ale i uvnitř. Prostorová výztuž musí mimo jiné zachytit účinky od napětí vyvolaných od omezení volného přetvoření konstrukce. Tato přetvoření by vyvolávaly objemové změny betonu v důsledku smršťování a vývinu tepla při hydrataci betonu a následném chladnutí betonu a napojování prac. záběrů.

Pro vyztužení je použita betonářská výztuž B 500 B (10 505 - R). Krytí výztuže návodní strany přelivné stěny je 80 mm. Při dodržení min. krycí vrstvy musí být brán v úvahu profil strukturovaných matic. Tak aby byla dodržena výsledná min. krycí vrstva po odbednění matic.

provedení dilatačních a pracovních spár, těsnění spár

dilatační spáry, těsnění dilatačních spár

Dilatační spáry mezi úseky stěny probíhají svisle přes všechny části konstrukce. Šířka dilatačních spár u stěn přelivu je navržena 20 mm.

Dilatační i pracovní spáry budou těsněny systémovými těsnicími profily. U stěn bude navrženo těsnění ve dvou stupních – primárním – blíže k návodní straně a sekundárním – směrem ke spadišti. Těsnicí profily dilatačních (profily PVC) a pracovních spár (plastované plechy) budou vzájemně vodotěsně napojovány.

Pro těsnění dilatačních spár budou použity pásy z PVC s šířkou 500 mm typ dle DIN 18541 (18541-2) D500 DIN. Pásy budou osazeny v rozteči 250 mm. V úrovni základové spáry budou pásy zavázány (zabetonovány) do podkladní základové desky na hloubku min. 0,30 m.

Svislé pásy poté v obou stupních probíhají souvisle po celé výšce. Prostor mezi těsnicími prvky bude po celé výšce vyplněn bentonitovou směsí. Prostor mezi oběma těsněními musí být shora v koruně stěny utěsněn proti případnému zatékání. Oba profily tedy doběhnou až po vrchní spáru (pod prefabrikáty zaoblené přelivné hrany) a budou pod horní spárou vzájemně propojeny navařením předem vyrobené a natvarované spojky z pásu PVC. Tím bude prostor těsněné spáry shora vodotěsně uzavřen.

V místě průniků dilatačních a pracovních spár budou na těsnicí profily dilatací (pásy PVC) napojeny těsnicí pásy pracovních spár (poplastované plechy) budou v obou stupních přes šroubový svěrný prvek.

pracovní spáry, těsnění pracovních spár

Mezi záběry budou provedeny těsněné pracovní spáry. Pracovní spáry probíhají vždy ve vodorovné rovině - mezi deskou a stěnou a mezi výškovými záběry stěn. Těsnění pracovních spár vnitřní bude stejně jako u dilatačních spár dvoustupňové (primární a sekundární). Bude provedeno zabudováním těsnících profilů - systémových těsnících oboustranně povrstvených plechů. Plechy budou v obou stupních ve shodné rozteči s těsněním dilatací přes šroubový svěrný prvek napojeny na těsnící vnitřní pásy v dilatační spáře.

Úprava betonu pracovní spáry při provádění. Odstranění jemnozrnného cementového kalu z povrchu spáry. Před betonáží spáru zvlhčit. Časový odstup mezi betonováním záběrů volit s ohledem na kvalitu spojení obou betonových částí.

Těsnicí profily spár nutno vodotěsně napojovat dle technologických podkladů systému.

STĚNY SKLUZU – PODROBNÉ ŘEŠENÍ

založení stěn skluzu

V prostoru navrhované stěny se stávající terén svažuje směrem severozápadním, tedy jak směrem k toku řeky tak ve směru toku řeky. V hloubce cca 2,00 m přibližně sleduje sklon svažitého terénu i strop pevných hornin charakteru drob a drob s břidlicemi.

Pod tento strop je navržena spára založení stěn skluzu. Dokumentace byla vypracována na základě předpokládaného průběhu stropu hornin předaného hlavním projektantem jako digitální podklad.

Upozorňuji, že veškeré spáry po odtěžení budou přebírány a zhodnoceny geotechnikem. Vzhledem k rozsahu a vypovídací schopnosti IG průzkumu lze předpokládat, že při výstavbě budou dále zpřesňovány informace o skutečných základových poměrech v podloží hráze, což může mít vliv na případné úpravy výškové úrovně založení stěn v průběhu výstavby.

Povrch základové spáry musí být drsný, zbavený uvolněných kamenů a nečistot. Současně musí být zajištěno odvedení případných průsakových vod mimo základovou spáru do čerpacích jímek. Betonáž podkladních vrstev bude provedena z konstrukčního betonu tloušťky min. 0,20 m, který vytvoří vhodný podklad, na který se dále provádí železobetonová konstrukce stěn přelivu.

Pozor do podkladních betonů nutno zavázat (zabetonovat) spodní přesahy svislých těsnicích pásů dilatačních spár.

výkopové a těžební práce

Dle provedených inženýrsko geologických průzkumů se v prostoru pod hrází, po úroveň základové spáry, nachází zeminy dle ČSN 73 6133 třídy těžitelnosti I, II, III (dle ČSN 73 3050 třídy těžitelnosti 3 - 7). V projektové dokumentaci je uvažováno s následným způsobem těžby:

- třída I (3-4) je těžena „klasickou“ cestou rozrývání a těžení,
- třída horniny II (5) je těžena s rozrýváním a s předstřelem,
- droby, tj. horniny R3, R2, třídy těžitelnosti III (6 a 7) jsou těženy s odstřelem 100 %.

Pozn.: Horniny třídy těžitelnosti III (zejména třídy 7) jsou navíc těženy následujícím způsobem:

- Posledních 1,5 m nad projektovanou úrovní základové spáry hráze bude provedeno opatrnou (šetrnou) technologií mikroodstřelů.

Odstřely se realizují na základě projektu trhacích prací malého nebo velkého rozsahu, který podléhá schválení příslušného orgánu státní báňské správy (Obvodní báňský úřad-OBÚ). Projekt trhacích prací zajistí zhotovitel, který musí dodržovat veškeré právní předpisy o provádění odstřelů. Dále je nutné dodržet výnosy ČBÚ a bezpečnostní předpisy vztahující se na manipulaci, dopravu a skladování trhavin. Souhlas k odstřelu dává objednatel vždy písemně.

Zhotovitelem trhacích prací může být pouze osoba vlastníci:

- a) v případě trhacích prací malého rozsahu oprávnění pro výkon funkce střelmistra daného typu prací,
- b) v případě trhacích prací velkého rozsahu oprávnění pro výkon funkce technického vedoucího odstřelu pro daný typ prací.

Podrobně je způsob těžby popsán v kapitole D.1.1.2.1 SO 1.1. Těleso hráze v části B

tvarové řešení stěn skluzu

Na spadiště navazuje skluz bezpečnostního přelivu délky 55,4 m ve sklonu 21,0 %. Koryto skluzu je na levém břehu vymezeno navrhovanou železobetonovou opěrnou stěnou, na pravém přirozeném břehu je část vylámána ve skalním podloží.

Navrhovaná opěrná stěna skluzu návodním lícem navazuje na stěny přelivu. Tvarově je navržena jako úhelníková stěna se svislou částí vetknutou do vodorovné desky. Svislá část stěny je na návodním líci mírně zkosená od svislého směru (10/1), rubový líc stěny je svislý. Základová deska půdorysně přesahuje stěnu na návodní i suché straně a významně se podílí na zajištění stability a bezpečného založení stěny. Deska jednak rozšiřuje spáru v příčném směru a současně tvoří základnu pro stabilizační přitížení stěny násypy a souvrstvím úpravy dna.

Stěna je po délce rozdělena na dilatační úseky délky 5 700 mm. Šikmý vrch stěny kopíruje sklon dna koryta skluzu. Horní hrana stěny výškově přesahuje úroveň dna v konstantním odstupu cca 2 250 mm. Základová spára desky je výškově odstupňovaná a sleduje sklon skluzu. Spára je navržena tak, aby zasahovala pod předpokládaný strop podloží (navětralé droby). Výškové odskoky probíhají v dilatačních spárách, takže deska dilatačního úseku probíhá v jedné úrovni bez zalomení.

Koryto skluzu je ukončeno vývarem. Levý břeh vývaru paží spodní dilatační úsek opěrné stěny. Tento úsek je delší než ostatní a je půdorysně zalomen. Zalomením křídla je stěna zavázána do svahovaného břehu. Stěna toho úseku je současně vyšší než ostatní úseky, protože musí být založena až pod dno vývaru. Vzhledem k většímu zatížení stěny je deska stěny rozšířena a výškově zalomena vrubem na rubovém kraji. Opření desky o vystupující vrub zajišťuje spolu s vodorovnou únosností spáry bezpečnost konstrukce proti usmyknutí ve spáře.

Součástí betonových konstrukcí skluzu je i opěrná stěna závěrného prahu. Konstrukčně je opět navržena jako úhelníková stěna s deskou a svislou částí. Stěna probíhá kolmo k poslednímu dilatačnímu dílci stěny skluzu. Od stěny skluzu je oddělena dilatační spárou. Rovněž tato opěrná stěna závěrného prahu je po délce dělena do dilatačních úseků.

specifikace betonu stěn skluzu

Určující faktory pro specifikaci betonu:

Základní specifikace betonu je dána určením betonu – vodostavební beton, pro konstrukce s předepsaným stupněm vodotěsnosti. Dále jsou to podmínky působení prostředí na betonové konstrukce. Ty jsou rozdílné na suchém a zvodnělém povrchu. Rozhodujícím vlivem prostředí je působící chemická podzemní vody a vody z přepadu nádrže.

Stupeň vlivu prostředí:

Agresivita podzemní vody byla posuzována pouze v mělké zvodni proudící v terasových štěrkopiscích z hl. cca 2,6 m p.t. Současně byl odebrán vzorek povrchové vody z říčky Krounky. Výsledky analýz vod, převzaté z předchozí zprávy předběžného průzkumu, jsou shrnuty v následujícím textu.

Podzemní voda mělké kvartérní zvodně. Podzemní voda z vrtu IJK-2h je zásaditá, měkká, s velmi nízkou uhličitánovou tvrdostí.

Vliv prostředí, klasifikovaný dle tabulky 1 ČSN EN 206-1, je charakterizován celkovým stupněm chemického působení XA2 - středně agresivní chemické prostředí, a to vlivem současně nízké agresivně působících složek agresivní CO₂ (XA1) a SO₄²⁻ (XA1) podle tabulky 2 uvedené normy.

Povrchová voda z Krounky je zásaditá, středně tvrdá, s nízkou uhličitánovou tvrdostí.

Podobně jako u podzemní vody je vliv prostředí, klasifikovaný dle tabulky 1 ČSN EN 206-1, charakterizován celkovým stupněm chemického působení XA2 - středně agresivní chemické prostředí, a to vlivem současně nízké agresivně působících složek agresivní CO₂ (XA1) a SO₄²⁻ (XA1) podle tabulky 2 uvedené normy.

Základní specifikace betonových konstrukcí nádrží na základě výše uvedených faktorů:

Navržen beton pevnostní třídy C30/37. Stupeň vlivu prostředí: XC4, XA2, XF4.

Mez frakce kameniva (největší zrno) 22 mm; max. obsah chloridů v betonu Cl 0,2%; Hmotnostní koncentrace cementu max. 400 kg/m³, min. 300 kg/m³; max. vodní součinitel w = 0,5; minimální modul pružnosti 31 Gpa; 100% pevnost betonu v tlaku bude dosažena po 28 dnech.

vyztužení stěn skluzu

Výztuž byla navržena v souladu s konstrukčními požadavky pro betonové konstrukce a na základě statického výpočtu.

Výztuž musí být navržena na účinky přímého a nepřímého zatížení na konstrukci stěn. Přímá zatížení – zemní tlak, přitížení terénu, vztlak vody aj. Nepřímá zatížení zahrnují působení vnějších i vnitřních vlivů na konstrukci vyvolávajících potenciální objemové změny betonové konstrukce. Těmto potenciálním objemovým změnám je konstrukčně více či méně bráněno a tak jsou do konstrukce vnášena napětí.

Na takto vypočtená namáhání je navrženo vyztužení stěn. Průřezy stěn jsou posouzeny podle mezních stavů únosnosti a použitelnosti – zejména kritérium šířky trhlin.

Pro vyztužení je použita betonářská výztuž B 500 B (10 505 - R). Krytí výztuže je 50 mm. Při dodržení min. krycí vrstvy musí brát v úvahu profil strukturovaných matic. Tak aby byla dodržena výsledná min. krycí vrstva po odbednění matic.

provedení dilatačních a pracovních spár, těsnění spár

dilatační spáry, těsnění dilatačních spár

Dilatační spáry mezi úseky stěny probíhají svisle přes všechny části konstrukce. Šířka dilatačních spár u stěn skluzu je navržena 20 mm.

Dilatační i pracovní spáry budou těsněny systémovými těsnicími profily. Těsnicí profily dilatačních a pracovních spár budou vzájemně vodotěsně napojovány.

Pro těsnění dilatačních spár budou použity pásy z PVC s šířkou 400 mm typ dle DIN 18541 (18541-2) D400 DIN. V úrovni základové spáry budou pásy zavázány (zabetonovány) do podkladní základové desky na hloubku min. 0,30 m.

Pásy mezi dilatačními úseky probíhají souvisle po celé výšce od podkladního betonu nižšího úseku stěny (procházejí tedy postupně deskou a poté stěnou nižšího dilatačního úseku stěny, ve spodní části současně probíhají podbetonováním vyššího dilatačního úseku stěny a pokračují jeho konstrukcí až do horního líce) - viz schémata tvarů a výztuže).

Na těsnění dilatačních spár budou napojována těsnění pracovních spár - viz níže.

pracovní spáry, těsnění pracovních spár

Mezi záběry budou provedeny těsněné pracovní spáry. Pracovní spáry probíhají vždy ve vodorovné rovině - mezi deskou a stěnou a mezi výškovými záběry stěn. Těsnění pracovních spár bude provedeno

zabudováním těsnicích profilů - systémových těsnicích oboustranně povrstvených plechů. Plechy budou v přes šroubový svěrný prvek napojeny na těsnící vnitřní pásy v dilatační spáře.

Úprava betonu pracovní spáry při provádění. Odstranění jemnozrnného cementového kalu z povrchu spáry. Před betonáží spáru zvlhčit. Časový odstup mezi betonováním záběrů volit s ohledem na kvalitu spojení obou betonových částí.

Těsnící profily spár nutno vodotěsně napojovat dle technologických podkladů systému.

ÚDAJE O POŽADOVANÉ JAKOSTI NAVRŽENÝCH MATERIÁLŮ A O POŽADOVANÉ JAKOSTI PROVEDENÍ zemní, výkopové a těžební práce

Zemní se řídí dle ČSN 73 3050 Zemní práce a normami souvisejícími. Před zahájením zemních prací budou zaměřeny a bezpečně vyznačeny trasy podzemních vedení.

Dle provedených inženýrsko geologických průzkumů se v prostoru pod stěnami, po úroveň základové spáry, nachází zeminy dle ČSN 73 6133 třídy těžitelnosti I, II, III (dle ČSN 73 3050 třídy těžitelnosti 3 - 7).

Spára založení stěn je navržena pod strop navětralých drob. Dokumentace byla vypracována na základě předpokládaného průběhu stropu hornin předaného hlavním projektantem jako digitální podklad.

Upozorňuji, že veškeré spáry po odtěžení budou přebírány a zhodnoceny geotechnikem. Vzhledem k rozsahu a vypovídací schopnosti IG průzkumu lze předpokládat, že při výstavbě budou dále zpřesňovány informace o skutečných základových poměrech v podloží hráze, což může mít vliv na případné úpravy výškové úrovně založení stěn v průběhu výstavby.

V rámci výstavby bude provedeno odstranění pokryvných útvarů a v rámci výkopových prací bude odtěžena i vrstva rozvolněných horninových vrstev, nevhodných pro založení hráze. Poslední vrstva nad uvažovanou základovou spárou bude dolamována opatrně metodou řízeného výlomu, aby nedocházel k dalšímu porušení horniny v úrovni ZS. Spáry musí být odvodněny proti zatékání vody. Případné přítoky vody ze svahů musí být podchyceny odvodňovacími kanály do čerpacích jímek nebo do prostoru mimo stavbu.

Povrch základové spáry musí být drsný, zbavený uvolněných kamenů a nečistot. Současně musí být zajištěno odvedení případných průsakových vod mimo základovou spáru do čerpacích jímek. Betonáž podkladních vrstev bude provedena z konstrukčního betonu tloušťky min. 0,20 m, který vytvoří vhodný podklad, na který se dále provádí železobetonová konstrukce stěn přelivu.

Pozor do podkladních betonů nutno zavázat (zabetonovat) spodní přesahy svislých těsnicích pásů dilatačních spár !!!

Betonové konstrukce

Provádění betonových konstrukcí se řídí dle norem:

ČSN EN 1992-1-1 (73 1201)	Navrhování betonových konstrukcí. Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby
ČSN EN 1992-3 (73 1212)	Navrhování betonových konstrukcí: Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky
ČSN 73 1208	Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských staveb

ČSN EN 13670 (73 2400)	Provádění betonových konstrukcí
ČSN EN 206-1 (73 2403)	Beton - Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda
ČSN P 73 2404	Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda – Doplňující informace
ČSN EN 12620 (72 1502)	Kamenivo do betonu
Atd...	

SPECIFIKACE BETONU

Vzhledem k rozdílnému charakteru řešených stěn jsou určeny rozdílné specifikace betonu.

Specifikace betonu pro masivní stěny přelivu.

Stěna se svými mohutnými rozměry příčných profilů spadá do kategorie konstrukcí z masivního betonu. Tomu odpovídá navržená specifikace betonu a prostorové vyztužení částí konstrukce zejména na vykrytí účinků napětí od omezení volného přetvoření konstrukce od objemových změn.

Níže uvedené specifikace jsou převzaty ze specifikací návodní stěny nádrže. Tyto specifikace byly stanoveny zpracovatelem návrhu betonových konstrukcí hráze na základě provedených zkoušek. V případě úprav nebo upřesnění specifikací betonu návodní stěny hráze bude stejně upravena i specifikace stěn přelivu.

Základní specifikace betonových konstrukcí :

Zařazení betonu dle ČSN EN 206-1(28 denní pevnost)	C12/15 až C16/20.
Umístění v poldru - typ prostředí:	Návodní strana, ev. vzdušný líc.
Výztuž:	Vyztužen.
Množství cementu - CEM II/B-S 32,5 (L,N,R)a):	Max. 230 kg/m ³
Úletový vysokoteplotní popílek	~80 kg/m ³
Pojivo celkem	310 kg/m ³
Voda orientačně	170,5 kg/m ³
Voda pojivo (vodní součinitel)	0,55
Plastifikátor	0,1÷0,5 % hmot.i pojiva (cement+ popílek)
Provzdušňovač	0,1÷0,5 % hmot. pojiva (cement + popílek)
Urychlovač	0
Max. velikost kameniva	63 mm
Vzduch	3,5 ± 1 %
Očekávaná průměrná tlak. pevnost krychle, 28 dní	20 ÷ 25 MPa
Očekávaná průměrná tlak. pevnost krychle, 90 dní	28 ÷ 33 MPa
Očekávaná průměrná tah. pevnost, splitting, 28 dní, fctm	1,6 ÷ 2,0 MPa

Specifikace betonu pro stěny skluzu.

Určující faktory pro specifikaci betonu:

Základní specifikace betonu je dána určením betonu – vodostavební beton, pro konstrukce s předepsaným stupněm vodotěsnosti. Dále jsou to podmínky působení prostředí na betonové

konstrukce. Ty jsou rozdílné na suchém a zvodnělém povrchu. Rozhodujícím vlivem prostředí je působící chemická podzemní vody a vody z přepadu nádrže.

Stupeň vlivu prostředí:

Agresivita podzemní vody byla posuzována pouze v mělké zvodni proudící v terasových štěrkopiscích z hl. cca 2,6 m p.t. Současně byl odebrán vzorek povrchové vody z říčky Krounky. Výsledky analýz vod, převzaté z předchozí zprávy předběžného průzkumu, jsou shrnuty v následujícím textu.

Podzemní voda mělké kvartérní zvodně. Podzemní voda z vrtu IJK-2h je zásaditá, měkká, s velmi nízkou uhličitánovou tvrdostí.

Vliv prostředí, klasifikovaný dle tabulky 1 ČSN EN 206-1, je charakterizován celkovým stupněm chemického působení XA2 - středně agresivní chemické prostředí, a to vlivem současně nízké agresivně působících složek agresivní CO₂ (XA1) a SO₄²⁻ (XA1) podle tabulky 2 uvedené normy.

Povrchová voda z Krounky je zásaditá, středně tvrdá, s nízkou uhličitánovou tvrdostí.

Podobně jako u podzemní vody je vliv prostředí, klasifikovaný dle tabulky 1 ČSN EN 206-1, charakterizován celkovým stupněm chemického působení XA2 - středně agresivní chemické prostředí, a to vlivem současně nízké agresivně působících složek agresivní CO₂ (XA1) a SO₄²⁻ (XA1) podle tabulky 2 uvedené normy.

Základní specifikace betonových konstrukcí nádrží na základě výše uvedených faktorů:

Navržen beton pevnostní třídy C30/37. Stupeň vlivu prostředí: XC4, XA2, XF4.

Mez frakce kameniva (největší zrno) 22 mm; max. obsah chloridů v betonu Cl 0,2%; Hmotnostní koncentrace cementu max. 400 kg/m³, min. 300 kg/m³; max. vodní součinitel w = 0,5; minimální modul pružnosti 31 Gpa; 100% pevnost betonu v tlaku bude dosažena po 28 dnech.

Níže jsou uvedeny pouze základní zásady pro provedení betonových konstrukcí.

- V případě provádění v zimních měsících při výskytu teplot nižších než 0 °C určí zimní opatření a teplotu čerstvého betonu zhotovitel
- Dodržení všech zásad provádění podle ČSN EN 13670, ČSN EN 206 - 1 a ČSN 73 1208
- Požadavky na krytí výztuže - dle výkresů výztuže, vždy zvýšené.
- Do bednění viditelných ploch budou vkládány strukturální matrice (imitace kamenného zdiva). Všechny rohy stěn a rohy u dilatačních spár - vkládat profily ke zkosení hran.
- Bude aplikována segmentová betonáž s úpravou pracovních spár podle zvláštní specifikace

Předepsané základní zkoušky a kontroly:

- uložení vázané výztuže z betonářské oceli včetně všech pomocných prvků (distanční vložky atd.) v množství dle výkresů a výkazů výztuže, a doplňkových prvků pro upevnění těsnících pásů a plechů
- veškeré práce a pomocné konstrukce spojené s výrobou, dopravou, uložením a ošetřováním betonu, včetně lešení a bednění se všemi pomocnými prvky (kotvení, rozepření atd.)

- zhotovitel zpracuje a před betonáží nechá investorem a správcem stavby schválit technologický projekt betonářských prací.

Bednění provádějí pouze kvalifikovaní pracovníci. Před zahájením bednicích prací převezme stavbyvedoucí předchozí dokončovací práce:

- Základová spára
- Podkladní betony
- Ochranné povrchy na hydroizolacích
- příp. jiné konstr. dle PD.
- Ověřit pevnost a rovinnost podkladů atd. systémové bednění provádět v souladu s ZTP dodavatele.

Bednění musí odolávat tlaku čerstvého betonu a být dostatečně tuhé. Do viditelných ploch použít strukturované matrice pohledového betonu. Hrany stěn opatřit zkosením.

Po dokončení bednění a uložení armatury vyzve stavbyvedoucí zápisem ve SD tech. dozor objednatele, zpracovatele technol. návrhu a zpracovatele projektu beton. konstrukcí k souhlasu k betonáží a následujícím pracem. TDO provede předtím kontrolu bednění a výztuže vč. dodací dokumentace.

Přejímka betonové směsi: identifikace výrobce, č. dokladu, ozn. odběratele, druh, třída, přísady betonu, množ. Kontrola čerstvého betonu.

Betonáž. Nasákové č. bedn. zvlhčit. Směs uložit co nejdříve po zamíchání. Betonáž ucelené části plynule bez přerušování. Bet. směs nespouštět z větší hl. než 1,50 m. Neukládat další vrstvy před zhuťněním předchozí.

Pracovní a dilatační spáry těsněny vnitřními systémovými profily. Před betonáží další části prac. spár očistit, vodu v prohlubních odstranit. Před betonáží spáru zvlhčit !

Pro dilatační spáry vkládat systémová těsnění (vnitřní) pro dilatační spáry - žebírkový profil PVC. Provést napojení těsnících profilů pracovních spár (plastovaných plechů) na těsnící profily dilatačních spár (profily PVC) systémovými svěrnými prvky.

Ošetřování betonu. Ošetřování zahájit ihned po zhuťnění. Má zabránit zejména • předčas. vysychání. Opatření: ponechání betonu v bednění co nejdéle, přikrytí fólií, lépe vlhčenou tkaninou, postříkání proti vysychání.

Další ochrana betonu: • Proti vyplavení deštěm, • Omezení nadměrného vývinu hydratačního tepla. Postup bude stanoven podle konkrétních podmínek betonáže. • Ochrana tuhnutí betonu proti vibracím a nárazům.

Odbednění. Bednění odstraňováno, aniž by došlo k narušení ploch. Nenosné bednění lze odstranit při dosažení přiměř. pevnosti aby nedošlo k narušení povrchu a hran. Nosné bednění a bednění vodor. konstr. odstranit po dosažení 70% konečné krychelné pevnosti.

Výstupní kontrola betonových konstrukcí. Jakost povrchu kontrolovat co nejdříve po odbednění. Zápis do SD. Nesmí dojít k vzniku neprobetonovaných hnízd.

KONTROLY KONSTRUKCÍ, MĚŘENÍ, ZKOUŠKY

zemní práce

Dle provedených inženýrsko geologických průzkumů se v prostoru pod stěnami, po úroveň základové spáry, nachází zeminy dle ČSN 73 6133 třídy těžitelnosti I, II, III (dle ČSN 73 3050 třídy těžitelnosti 3 -

Spára založení stěn je navržena pod strop navětralých drob. Dokumentace byla vypracována na základě předpokládaného průběhu stropu hornin předaného hlavním projektantem jako digitální podklad. Upozorňuji, že veškeré spáry po odtěžení budou přebírány a zhodnoceny geotechnikem. Vzhledem k rozsahu a vypovídací schopnosti IG průzkumu lze předpokládat, že při výstavbě budou dále zpřesňovány informace o skutečných základových poměrech v podloží hráze, což může mít vliv na případné úpravy výškové úrovně založení stěn v průběhu výstavby.

Výsledky prohlídky základových spár jednotlivých objektů za přítomnosti geologa, geotechnika či stavebního dozoru a poznatky zaznamenat do stavebního deníku.

Betonové konstrukce

- Betonové konstrukce je třeba ověřovat kontrolními i průkaznými zkouškami podle ČSN EN 13670, ČSN EN 206 – 1 a ČSN 73 1208.
- Zhotovitel zpracuje a před betonáží nechá investorem a správcem stavby schválit technologický projekt betonářských prací.
- Bednění. Před zahájením bednicích prací převezme stavbyvedoucí předchozí dokončovací práce: • Základová spára • Podkladní betony • Ochranné povrchy na hydroizolacích • příp. jiné konstr. dle PD. Ověřit pevnost a rovinnost podkladů atd. systémové bednění provádět v souladu s ZTP dodavatele.
- Po dokončení bednění a uložení armatury vyzve stavbyvedoucí zápisem ve SD tech. dozor objednatele, zpracovatele technol. návrhu a zpracovatele projektu beton. konstrukcí k souhlasu k betonáži a následujícím pracem. TDO provede předtím kontrolu bednění a výztuže, zabetonovaných částí, těsnících systémů atd. vč. dodací dokumentace.

Kontrola uložení vázané výztuže z betonářské oceli včetně všech pomocných prvků (distanční vložky atd.) v množství dle výkresů a výkazů výztuže, a doplňkových prvků pro upevnění těsnících pásů a plechů atd.

- Veškeré práce a pomocné konstrukce spojené s výrobou, dopravou, uložením a ošetřováním betonu, včetně lešení a bednění se všemi pomocnými prvky (kotvení, rozepření atd.)
- Zvýšenou pozornost věnovat pečlivému zpracování betonové směsi v bednění – vibrování a ošetřování betonu zejména v prvních dnech tuhnutí a tvrdnutí. ČSN EN 13670. ČSN EN 206 – 1.

B) SPADIŠTĚ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

Délka spadiště je 30,8 m, sklon dna je 4,9 %. Spadiště je z levé strany tvořeno konstrukcí přelivné hrany. Pravá stranu spadiště je po provedení výrubu ponechána v přírodním stavu a to ve sklonu 1 :0,5, tam kde skalní masív přechází do kvarterních sutí je sklon svahu navržen v poměru 1:1,5. Dno spadiště je navrženo z dlažby do betonu. Po zhotovení stěny přelivu bude prostor pod dlažbou vyplněn výplňovým betonem, beton C 20/25. Následně bude proveden vyrovnávací beton a to jak v místě výrubu, tak v místě výplňového betonu. Jako vyrovnávací beton je navržen beton C 20/25. Na vyrovnávací beton bude zhotovena dlažba do betonu celkové tloušťky 0,45 m. Tloušťka kamene bude 0,3 m.

C) SKLUZ BEZPEČNOSTNÍHO PŘELIVU

Na spadiště navazuje skluz bezpečnostního přelivu délky 55,8 m ve sklonu 21,0 %. Skluz je tvořen na levém břehu opěrnou zdí (tato část je podrobně popsána v kapitole A Stěna skluzu a Stěna přelivné hrany). Právy břeh skluzu je částečně vylámán ve skalním podloží a část břehu je tvořena opěrnou kamennou zdí. Ve staničení 122,7 -153,6 je pravobřežní strana skluzu navržena ve sklonu 1 : 0,5 dále potom 1:1,5. Rozhraní změny sklonu z 1:0,5 na 1:1,5 je v místě přechodu skalního podloží do kvartérních sutí. Kamenná opěrná zeď je navržena ve staničení 90,00 do staničení 122,7. Kamenná zeď je tvořena z kamenů, které jsou kladeny na cementovou maltu (spáry mezi kameny musí být vždy po osazení kamenů, před zaschnutím cementové malty zahlazeny). Stěna je navržena ve sklonu 1:0,5, šířka zdi je navržena 1,5 m. Ve vývaru je zeď zavázána do terénu.

Dno skluzu je částečně po provedení výrubu ponecháno v přirozeném stavu, částečně tam, kde není z hlediska průběhu skalního podloží možno dosáhnout přirozeného stavu je navrženo balvanité dno skluzu. Konstrukci balvanitého dna tvoří kameny zalité do betonu. Pro provedení výkopových prací bude základová spára vyrovnána vyrovnávacím betonem tl. 0,2 m, beton C 20/25. Následně budou do zavhlé betonové směsi (konzistence S1) osazeny kameny. Následně kameny budou zality betonovou směsí, beton C 30/37 S3, XC4, XA1, XF4. Kameny musí být osazeny tak, aby:

- mezi zavhlou betonovou směsí a niveletou skluzu byla minimálně dodržena vzdálenost 0,65 m
- aby vyčnívali nad niveletu skluzu v rozmezí 0,2 – 0,6 m
- vzdálenost mezi jednotlivými kameny musí činit minimálně 20 cm

Projektant předpokládá, že na osazení kamenu bude zpracována dodavatelská dokumentace, která zohlední přesnou polohu skalního podloží po výrubu a dostupné kameny pro balvanitý skluz.

Je nutné dodržovat maximální pracovní záběr 11,4 m (bráno v podélném směru skluzu). V tomto pracovním záběru je nutné kameny zabetonovat v jednom pracovním cyklu.

D) VÝVAR A ODPADNÍ KORYTO POD VÝVAREM

Na koryto skluzu navazuje vývar. Vývar jako celek je navržen tak, aby co nejvíce vytvářel biotopní strukturu vodní plochy a přitom zajistil hydrotechnickou funkci. Ve vývaru se předpokládá stálá hladina vázaná na vodní hladinu v řece Krounce. Vývar je navržen s šířkou ve dně 15 m. Hloubka vývaru je 2,7 m pod upravený terén a délka vývaru je 14,9 m. Dno vývaru zasahuje do skalního podloží a není nutno opevňovat. Svahy vývaru, ve staničení 0,0816 – 0,09650, jsou navrženy z kamenné rovnaniny tloušťky 1,5 m, hmotnost kamene 500 – 1000 kg. Na toto opevnění navazuje opevnění kamennou rovnaninou tloušťky 1,0 m, na kterou bude aplikována částečně humózní vrstva z prostoru stavby hráze, hmotnost kamene 500 – 1000 kg. Ke stabilizaci této rovnaniny budou sloužit 2 příčné prahy z těžkého kamenného záhozu (staničení 0,0816 a 0,0625). V oblasti vývaru bude koryto řeky Krounky opevněno taktéž kamennou rovnaninou tloušťky 1,0 m s částečnou humózní vrstvou tloušťky 0,1 m, hmotnost kamene 500 – 1000 kg. Za stabilizačním prahem (staničení 0,0625) je navrženo opevnění odpadního koryta za vývarem v délce 5 m. Opevnění bude provedeno tl. 1,0 m, hmotnost kamene 500-1000 kg. Svahy vývaru jsou navrženy v proměnlivém sklonu (1:2 až 1:4) a to vzhledem k začlenění vývaru do krajiny a vytvoření vhodného biotopního prostředí.

D.1.1.3 ZÁKLADNÍ PŘEDPOKLADY VÝSTAVBY

Níže je popsán projektantem předpokládaný postup prací, projektant předpokládá jeho upřesnění v navazujícím stupni PD (dodavatelská dokumentace).

Provádění prací na objektu SO 01 se předpokládá postupně po jednotlivých dílčích částech objektu hráze i s ohledem na vhodné klimatické podmínky. V rámci přípravné fáze výstavby budou provedeny veškeré nutné úpravy pro zahájení stavby. Po provedení kácení dřevin a porostů v prostoru staveniště budou zřízené přístupové cesty a zajištěno zázemí stavby a prostory zařízení staveniště a deponií. Bude nutné zajistit napojení stavby na zdroj elektrické energie pomocí nově realizované přípojky NN do prostoru hráze. Zajištění pitné vody pro účely zařízení staveniště je dodávkou pitné vody v cisternách z důvodu nedostatečného zdroje pitné vody v prostoru staveniště. Obdobně bude nutné zajistit zdroj technologické vody pro betonárku. Částečně lze uvažovat s odběrem technologické vody z toku Krounky resp. využití prostoru stávající malé vodní nádrže v blízkosti stavby jako vhodného rezervoáru technologické vody. Jednotlivé fáze výstavby s rozdílnými požadavky na stavební technologie bude nutné provádět i s ohledem na vhodné klimatické podmínky v daném období výstavby.

Zahájení vlastních stavebních prací na objektu hráze v rámci první fáze výstavby bude spočívat ve zřízení stavební jámy pro založení funkčního bloku (blok č.7) včetně zřízení ochranné jímky pro převedení vody Krounky pomocí obtokového koryta při pravém břehu údolí. Obtokové koryto šířky 5,70 m bude provedeno v zářezu svahu v jednotném spádu cca 1,0 %. Dno bude přírodního charakteru tak, aby splňovalo podmínky pro migraci vodních živočichů. Levý břeh obtokového koryta bude tvořený nasazenou jímku tvořenou dvěma řadami štětovic s výplní vhodnou těsnící jílovitou zeminou. Pod ochranou stavební jímky bude provedena stavební jáma. Míra ochrany jímky je navržena na průtok odpovídající Q_{10} . Po zřízení jímky budou provedeny výkopové práce pro založení objektu funkčního bloku SO 01.2 a jeho následná realizace. Během první fáze budou také provedeny hrubé výkopové práce na objektu přelivu SO 01.3 na pravém břehu.

V rámci druhé fáze výstavby bude provedeno převedení toku Krounky z obtokového koryta do migračního prostupu v rámci funkčního bloku č.7. Budou zahájeny výkopové práce na pravobřežní části hráze - bloky č. 8 a 9 a provedeny stavební práce na objektu bezpečnostního přelivu (SO 01.3). Kamenný materiál získaný z výlomu bude protříděn a deponován v prostorách zařízení staveniště k pozdějšímu zpětnému použití na kamenné přísypy hráze.

V navazující třetí fázi budou prováděny výkopové práce pro založení hráze v levé části údolí (bloky č.1 až 6) včetně jejich následné realizace.

Po dokončení vlastního tělesa hráze bude v rámci čtvrté fáze provedena montáž technologie a elektrozařízení hráze, budou provedeny kamenité přísypy hráze a finální přístupové komunikace a definitivní úpravy napojení koryta nad i pod hrází.

Součástí poslední páté fáze budou provedeny nezbytné dokončovací práce, včetně provozních zkoušek technologie a bude provedena rekultivace ploch zařízení staveniště.

Celková odhadovaná doba výstavby objektu hráze jsou 4 roky.

D.1.1.4 PŘEVEDENÍ TOKU KROUNKY:

Stavba řeší převádění vody vybudováním opevněného koryta, které bude vedeno okolo dilatačního bloku 7 v pravobřežním svahu mírně nad úrovní stávající nivelety toku. Koryto bude umístěno částečně ve skalním výrubu. Opevnění koryta bude tvořit v závislosti na úseku kamenný zához a železobetonové prefabrikáty. Na nátoky bude odklon z koryta toku do koryta pro převod vody zajišťovat sypaná zemní hrázka. Stejná konstrukce bude umístěna pod profilem hráze proti dolní vodě.

Koryto opevněné kamenným záhozem

V úsecích na začátku a konci koryta pro převod vody bude vytvořeno koryto šířky ve dně 5,40 m. Koryto je navrženo v úsecích, kde není předpokládáno, že dojde výkopovými pracemi k souvislému odhalení skalního podloží.

Koryto bude opevněno kamenným záhozem z lomového kamene, ds 400 mm, kámen vhodný pro vodní stavby. Ve dně bude koryto opevněno v tl. 600 mm, ve svazích je navrženo opevnění v mocnosti 400-600 mm do výšky 1,00 m nad niveletu dna. Zához je navrženo ukládat na filtrační vrstvu tl. 100 mm ze štěrkopísku fr. 0-32. Podélný sklon koryta je navržen 0,008, svahy (opevněná i neopevněná část) jsou navrženy ve sklonu 1:1,50. V úsecích na začátku a na konci koryta, kde tvoří jeden z břehů hrázka, bude opevnění kamenným záhozem provedeno až na korunu hrázky. Prostor mimo kamenný zához bude zasypán hutněným výkopovým materiálem.

Koryto je navrženo jako migračně prostupné, ve dně proto budou lokálně umístěny kameny vystupující cca 100 mm nad niveletu dna (uvažovaná drsnost 0,035), dno bude doplněno říčním štěrkopískem z koryta toku.

Koryto opevněné železobetonovými prefabrikáty

V úseku, kde je koryto pro převod vody vedeno po lavičce skalního výrubu, je navržena konstrukce ze železobetonovým prefabrikátů s převrstvení kamenitým materiálem. Konstrukce je navržena jako nepropustná – důvodem je snaha zabránit, resp. omezit možný průsak skrze skalní podloží níže do výkopové jámy. Prefabrikáty budou tvořit koryto šířky 5,00 m.

Budou použity prefabrikáty ve tvaru L rozměru 1200x1240 mm dl. 5,00 m. Prefabrikáty budou uloženy na podkladní vrstvu betonu C12/15 tl. min. 100 mm, která bude vyrovnávat skalní výrub. Stabilitu prefabrikátů budou zajišťovat mechanické kotvy M30, kterými budou prefabrikáty kotveny do skalního podloží. Kotvy budou uloženy á 2,50 m, tedy v počtu 2 ks na 1 prefabrikát. Prostor v ose koryta mezi prefabrikáty bude vyplněn podkladním betonem tl. 150 mm za účelem omezení průsaků. Úsek je navržen v podélném sklonu 0,016 a 0,013.

Podkladní beton v ose a prefabrikáty budou s ohledem na průchodnost převrstveny kamenitým materiálem fr. 0-400 mm. Pohybu materiálu ve směru proudění budou zabraňovat příčně ukotvené dřevěné trámky 150x150x5,00 m. Trámky budou uloženy á 2,50 m, kotveny budou rovněž mechanickými kotvami M30 v počtu 2 ks kotev na 1 trámek.

Volba prefabrikátů a mechanických kotev vychází z použití na dalších konstrukcích stavby. Návrh použitých dílců i stavebních postupů byl řešen s ohledem na pozdější rozebírání konstrukce a možnost zpětného využití jednotlivých částí. spáry mezi prefabrikáty budou těsněny bobtnajícím těsněním pro pracovní spáry min. rozměr 18x7 mm, viz těsnění pracovních spár na vzdušném líci.

S ohledem na prostupnost je opět navrženo lokální rozmístění vyčnívajících kusů kamene, zejména ve střední části koryta, a to výšky 100 mm nad niveletu koryta (uvažovaná drsnost 0,035). Dno bude opět doplněno říčním štěrkoískem z koryta toku.

Zemní hrázky

Hrázky na začátku a konci koryta jsou navrženy homogenní ze zemního materiálu, který bude skrýván v rámci rozsáhlých výkopových prací na pravém břehu za účelem vybudování bezpečnostního přelivu i koryta pro převod vody. Břeh hrázek na straně vody a koryta pro převod bude opevněn ve sklonu 1:1,50 na celou výšku břehu lomovým kamenem ds 400 mm v mocnosti 400-600 mm. Koruna hrázky je navržena v šířce 3,00 m, vzdušní líc hrázky bude proveden ve sklonu 1:3,50. Před násypem hrázky je navrženo provedení skrývky humózních a hrubozrnných vrstev tl. 500 mm v celé ploše hrázky. Zemní materiál hrázky bude hutněn po vrstvách tl. 300 mm na hodnotu min. 95 % PS.

Kapacita koryta a provedené výpočty

Koryto pro převod vody je dimenzováno tak, aby převedlo $Q_1 = 5,22 \text{ m}^3/\text{s}$. Kapacitní průtok koryta je $6,83 \text{ m}^3/\text{s}$, přičemž kritickým úsekem je část opevněná prefabrikáty v podélném sklonu 0,013. Při přesažení průtoku $6,83 \text{ m}^3/\text{s}$ rozdíl mezi hladinou vody v koryta a okrajem koryta klesá pod 100 mm a může dojít k přelítí. Koryto bylo hydrotechnicky posuzováno pomocí Chezyho rovnice pro rovnoměrné ustálené proudění.

Kapacita koryta nedosahuje úrovně Q_2 . Navržená kapacita koryta pro převod vody vychází z jednání s investorem. Vzhledem k délce výstavby lze předpokládat, že dojde k překročení kapacity koryta. Zhotovitel stavby musí tuto možnost brát v potaz a v průběhu stavby sledovat predikci počasí a být připraven k případné evakuaci staveniště v souladu s Povodňovým plánem. Přehledný postup fází výstavby hráze SO 01 viz. příloha Plán výstavby VD Kutřín.

D.1.1.5 Technika prostředí staveb

Vzhledem k charakteru stavby není řešeno, nejedná se o výrobu. Jednotlivé provozní technologické soubory jsou podrobně popsány v samostatných částech dokumentace.

D.1.1.6 POŽÁRNĚ BEZPEČNOSTNÍ ŘEŠENÍ

Vhledem k charakteru a typu stavby není tento bod předmětem projektové dokumentace.

D.1.1.7 DOKUMENTACE TECHNICKÝCH A TECHNOLOGICKÝCH ZAŘÍZENÍ

Součástí objektu SO 01 jsou jeho provozně technologické části. Technologické práce budou zahrnovat výrobu a montáž 2 ks spodních výpustí DN1200 a 1 ks uzávěrové tabule migračního prostupu do předem stavebně připravených konstrukcí. Dále se jedná o elektrotechnické vybavení hráze a ovládací systémy hráze a monitorovací prvky TBD. Jednotlivé provozní technologické soubory jsou podrobně popsány v samostatných částech dokumentace.

D.1.1.8 SEZNAM PODKLADŮ

Výchozí podklady

- [1] Krounka, Kutřín, výstavba poldru, DUR, ŠINDLAR s.r.o., březen 2015
- [2] Posudek o potřebě, popřípadě návrhu podmínek provádění technickobezpečnostního dohledu (TBD) a zařazení vodního díla do kategorie podle §61, odst. 4, zákona č. 254/2001 Sb., o vodách, (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 26.8.2009)
- [3] Posudek o potřebě, popřípadě návrhu podmínek provádění technickobezpečnostního dohledu (TBD) a zařazení vodního díla do kategorie podle §61, odst. 4, zákona č. 254/2001 Sb., o vodách, (VODNÍ DÍLA – TBD a.s., 22.2.2019)

Hydrologické podklady

- [4] Aktualizovaná hydrologická data ČHMÚ ze dne 4. 12. 2014, č.j. P14007303/551, ČHMÚ Hradec Králové
- [5] Hydrologická studie, Stanovení průběhu teoretické povodňové vlny TPV10000 v profilu poldru Krounka – Kutřín, ČHMÚ, únor 2015

Geodetické podklady

- [6] Geodetické zaměření lokality, GEOŠRAFO, červenec 2009, doměření červenec 2016
- [7] Digitální model reliéfu České republiky 5. generace (DMR 5G); mapové listy Hlinsko 2-2, Hlinsko 1-2, Hlinsko 2-3, Hlinsko 1-3, Hlinsko 2-4 a Hlinsko 1-4

Inženýrsko-geologické podklady

- [8] Závěrečná zpráva, vodní tlakové zkoušky v podloží hráze poldru na lokalitě Kutřín, ARCADIS CZ, a.s., divize Geotechnika, srpen 2016
- [9] „Krounka, Kutřín, výstavba poldru“ - Podrobný inženýrskogeologický a hydrogeologický průzkum pro hráz poldru a funkční objekty SO 1, Mgr. Michal Štainer – E – G – O – O, říjen 2016

Zákonné předpisy

- [10] Zákon č.254/2001 Sb., o vodách a změně některých předpisů (vodní zákon), ve znění pozdějších předpisů
- [11] Vyhláška č. 471/2001 Sb., o TBD nad vodními díly, ve znění vyhlášky č. 255/2010 Sb.

Ostatní podklady

- [12] ČSN 72 1800 Přírodní stavební kámen pro kamenické výrobky. Technické požadavky, 1988-08, Změna a, 1990-04.
- [13] ČSN 72 1810 Prvky z přírodního kamene pro stavební účely. Společná ustanovení, 1987-07.
- [14] ČSN 72 1860 Kámen pro zdivo a stavební účely. Společná ustanovení, 1968-04, změna a 1977-05, změna b 1987-08, změna z3 2006-03.
- [15] ČSN 73 1208 Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů, 2010-09
- [16] ČSN 75 2340 Navrhování přehrad – hlavní parametry a vybavení (2004)

- [17] ČSN EN 124 (13 6301), Poklopy a vtokové mříže pro dopravní plochy – Konstrukční zásady, zkoušení, označování, řízení jakosti, 1996-02
- [18] ČSN EN 206 (73 2403), Beton – Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda, 2014-07
- [19] ČSN EN 1992-1-1 (73 1201), Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1 Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby, 2011-07
- [20] ČSN P CEN/TS 1992-4-1 (73 1220) Navrhování kotvení do betonu – část 4–1: Všeobecně, 2010-12.
- [21] ČSN EN 1997-1 (73 1000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla, 2006-09
- [22] ČSN EN 1997-2 (73 1000) Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 2: Průzkum a zkoušení základové půdy, 2008-03
- [23] ČSN EN 13101 (13 6352) Stupadla pro podzemní šachty – Požadavky, označování, zkoušení a hodnocení shody, 2003-07
- [24] ČSN EN 14396 (13 6353) Žebříky pevně zabudované v šachtách, 2005-03
- [25] ČNV 75 2935 Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních (2014)