

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE
FAKULTA STAVEBNÍ

KATEDRA HYDROTECHNIKY



DIPLOMOVÁ PRÁCE

Návrh variantních řešení jezu Sudoměřice

A design of possible solutions of weir Sudoměřice

Vedoucí práce: Ing. Martin Králík, Ph.D.

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

I. OSOBNÍ A STUDIJNÍ ÚDAJE

Příjmení: Mrázková Jméno: Nikola Osobní číslo: 468699
 Zadávající katedra: Katedra hydrotechniky
 Studijní program: Stavební inženýrství
 Studijní obor: Vodní hospodářství a vodní stavy

II. ÚDAJE K DIPLOMOVÉ PRÁCI

Název diplomové práce: Návrh variantních řešení jezu Sudoměřice
 Název diplomové práce anglicky: A design of possible solutions of weir Sudoměřice

Pokyny pro vypracování:

Tato diplomová práce bude navazovat na projekt opravy jezu Sudoměřice a návrh plavební komory, který se nachází na Baťově kanálu. V práci budou řešeny další možné varianty návrhu tohoto jezu za pomoci hydrotechnických a stabilitních výpočtů s ohledem na plánovanou výstavbu plavební komory.

Pokyny pro vypracování anglicky:

This thesis will follow up the "repair of the Sudoměřice weir" project and the design of a lock chamber which is situated on the Baťa canal. The thesis deals with other possible variants of the design of the weir with the help of hydrotechnical and stability calculations with regard to the planned construction of the lock chamber.

Seznam doporučené literatury:

Gabriel, P., Grandtner, T., Průcha, M., Výbora, P.: Jezy
 Kolář, V., Patočka, C., Bém, J.: Hydraulika
 Medřický V.: Hydrotechnické stavby 2 / Vodní cesty

Jméno vedoucího diplomové práce: Ing. Martin Králík, Ph.D.

Datum zadání diplomové práce: 24. 9. 2021 Termín odevzdání diplomové práce: 2. 1. 2022
Údaj uveďte v souladu s datem v časovém plánu příslušného ak. roku

Podpis vedoucího práce

III. PŘEVZETÍ ZADÁNÍ

Beru na vědomí, že jsem povinen vypracovat diplomovou práci samostatně, bez cizí pomoci, s výjimkou poskytnutých konzultací. Seznam použité literatury, jiných pramenů a jmen konzultantů je nutně uvést v diplomové práci a při citování postupovat v souladu s metodickou příručkou ČVUT „Jak psát vysokoškolské závěrečné práce“ a metodickým pokynem ČVUT „O dodržování etických principů při přípravě vysokoškolských závěrečných prací“.

24.9. 2021

Datum převzetí zadání

Podpis studenta(ky)

Čestné prohlášení

Prohlašuji, že jsem předloženou diplomovou prací vypracovala samostatně pod vedením Ing. Martina Králíka, Ph.D. s použitím pramenů a literatury uvedených v seznamu citované literatury

V Praze dne:

.....

Nikola Mrázková

Poděkování

Chtěla bych tímto poděkovat panu Ing. Martinovi Králíkovi, Ph.D. za odborné vedení, cenné rady a pomoc při zpracování mé diplomové práce. Další poděkování patří projekční kanceláři Aquatis a. s. za poskytnuté potřebné podklady a informace.

Abstrakt

Diplomová práce je zaměřena na návrh dalších variant řešení jezu Sudoměřice, jehož výstavba bude probíhat v návaznosti na výstavbu plavební komory Rohatec. V první části práce bude představen Bařův kanál a projekt prodloužení splavnosti vodní cesty Otrokovice – Rohatec a charakteristiky dané lokality. Následně budou představeny další možné variantní řešení jezu Sudoměřice. Jednotlivé varianty budou řešeny početně, a to za pomoci hydrotechnických a stabilitních výpočtů.

Klíčová slova:

jez, přeliv, vývar, průtočná kapacita, hydrotechnické výpočty, stabilitní výpočty

Abstract

The diploma thesis focuses on the design of other solution options of the Sudoměřice weir whose construction will take place as a follow up to the construction of the Rohatec lock chamber. The first part of the thesis will present the Bařa canal and the project of the lengthening of the navigability of Otrokovice – Rohatec water path and the characteristics of given location. The next part of the thesis will present the other possible solutions of the Sudoměřice weir. The individual variants will be solved numerically using hydrotechnical and stability calculations.

Key words

Weir, spillway profile, stilling basin, hydrotechnical calculations, stability calculations

Obsah

1. Úvod.....	1
2. Bařův kanál.....	2
2.1. Historie Bařova kanálu	2
2.2. Současný stav Bařova kanálu	2
2.3. Budoucnost Bařova kanálu	4
3. Popis lokality v místě stávajícího jezu Sudoměřice a plánované výstavby plavební komory	5
3.1. Hydrologické údaje.....	6
3.2. Geologické údaje	6
4. Projekt prodloužení splavnosti vodní cesty Otrokovice – Rohatec	8
4.1. Plavební komora	8
4.2. Balvanitý skluz	9
4.3. Úprava koryta.....	9
5. Jez Sudoměřice.....	12
5.1. Historická konstrukce	12
5.2. Stávající stav.....	12
5.3. Projektované varianty opravy jezu Sudoměřice	14
5.3.1. Varianta 1 – Komplexní úprava	14
5.3.2. Varianta 2 – Obnova vrchní stavby.....	15
5.3.3. Porovnání variant.....	15
6. Postup řešení a řešené návrhy.....	17
6.1. Obecný popis volby variant	17
6.2. Hydrotechnické výpočty	17
6.2.1. Výpočet kapacity jezu.....	18
6.2.1.1. Volba variant pro výpočet kapacity jednoho jezového pole bez uvažování ovlivnění dolní vodou.....	20
6.2.1.2. Výsledky pro jednotlivé varianty.....	21
6.2.1.3. Celkové zhodnocení variant dle kapacity jednoho jezového pole bez ovlivnění dolní vodou.....	28
6.2.2. Výpočet dolní vody	30
6.2.2.1. Výsledky výpočtu dolní vody.....	32
6.2.2.2. Shrnutí výsledků výpočtu dolní vody	45
6.2.3. Určení vlivu zatopení a přepočítání kapacity přepadu	46
6.2.3.1. Shrnutí výsledků kapacity přepadu s vlivem zatopení.....	54
6.2.4. Návrh vývaru.....	55
6.2.5. Parametry navrženého vývaru.....	57
6.3. Stabilitní výpočty	59

6.3.1.	Návrh tloušťky vývarové desky.....	59
6.3.2.	Výpočet zatížení působící na konstrukci.....	62
6.3.3.	Výpočet mezních stavů únosnosti	64
6.3.4.	Výpočet stability konstrukce pro variantu A2	65
6.3.4.1.	1. zatěžovací stav	67
6.3.4.2.	2. zatěžovací stav	74
6.3.5.	Výpočet stability konstrukce pro variantu B2	80
6.3.5.1.	1. zatěžovací stav	80
6.3.5.2.	2. zatěžovací stav	87
6.3.6.	Shrnutí posouzení stability	93
6.4.	Volba uzávěru jezu.....	94
7.	Popis konstrukce navrženého jezu	95
8.	Závěr.....	97
9.	Reference.....	98
10.	Seznam obrázků.....	100
11.	Seznam rovnic.....	101
12.	Seznam tabulek	102
13.	Seznam grafů	104
14.	Seznam příloh.....	105

1. Úvod

Diplomová práce má za cíl nalézt další možné řešení návrhu jezu Sudoměřice, který se nachází na Baťově kanálu. Na začátku bude v diplomové práci představen Baťův kanál od historie po současnost a budoucí plánovanou výstavbu, kterou je právě například prodloužení splavnosti až k jezu Hodonín.

Dále bude popsána lokalita jezu Sudoměřice. Bude představena morfologie okolí, hydrologické a geologické poměry. Na to bude navázáno představením projektu prodloužení splavnosti vodní cesty Otrokovice – Rohatec. Z tohoto projektu budou vybrány stavební objekty, které jsou důležité pro návrh dalších variant konstrukce jezu a budou podrobněji představeny. Následovat bude představení stávající konstrukce jezu a plánované varianty.

V další části bude představen popis volby jednotlivých variant. Bude upozorněno na to, v čem se varianty liší od plánovaných variant, a naopak v čem jsou volené varianty stejné.

Pak se již přejde k samotnému řešení variant, a to pomocí hydrotechnických a stabilitních výpočtů. Vždy bude představen postup výpočtu a následně jeho výsledky. V postupu budou zobrazeny všechny použité vzorce a tabulkové hodnoty nutné pro řešení daného problému. Nejprve budou řešeny hydrotechnické výpočty. Těmito výpočty jsou hlavně kapacita jezu a návrh vývaru. S tím se pojí další výpočty, které bude nutné vyřešit, aby mohly být nalezeny korektní výsledky. Tímto výpočtem je například hledání hloubky v nově upravené části koryta, která bude důležitá jak pro výpočet kapacity jezu, tak pro návrh vývaru. Tyto výsledky budou doprovázeny grafickým přílohami. V části stabilitních výpočtů bude představen postup výpočtu. Následně bude uvedeno řešení zatížení a určeny a popsány návrhové stavy a výsledky stabilitního posouzení. K návrhovým stavům budou doplněna schémata působení zatížení.

Po posouzení stability jezového tělesa bude navržen hradící uzávěr. V závěru práce budou všechny části jezu shrnuty a detailně popsány.

2. Baťův kanál

2.1. Historie Baťova kanálu

Pokusy o splavnění řeky Moravy se datují až do poloviny 17. století. V této době jednal zemský sněm také o propojení řeky Moravy s Odrou. Všechna jednání však skončila na finančních potížích.

V roce 1927 znovu ožila myšlenka na regulaci řeky Moravy. Tato myšlenka zaujala velkopřemyslníka a tehdejšího starostu města Zlína Tomáše Baťu. Poté, co umřel, se této myšlenky a plánu ujal jeho syn Jan Antonín Baťa. Tento projekt měl pro firmu Baťa jeden hlavní význam. Tím byla přeprava lignitu z dolu v Ratíškovcích do továren a tepláren v Otrokovicích. (1)

Stavba byla zahájena roku 1934 a skončila v roce 1938. Původní rozpočet byl odhadnut na 25,4 milionů korun, ale nakonec se cena vyšplhala až na 35 milionů korun. Za toto navýšení mohla například povodeň v roce 1937. Celková délka plavební dráhy byla 51,8 km, a z toho 1 km vedl korytem Dřevnice, který je dnes již nesplavný. Trasa vedla z Otrokovic do Rohatce a celkem bylo nutné překonat 14 stupňů pomocí plavebních komor. Plavební hloubka byla 1,5 m a kanál mohly využívat nákladní čluny o nosnosti 150 tun. Kromě samotného koryta byly vybudovány i další objekty jako například domky pro obsluhu u každé komory, zvedací železniční mosty, nebo jezy s automatickou regulací hladiny ve zdrži. (2)

V roce 1945 došlo ke zničení mostů, plavebních komor a jezů ustupujícím německým vojskem. Napáchané škody měly hodnotu více než 10 milionů. Opravy začaly hned v roce 1946 a byly dokončeny v roce 1947. Jednou z tehdy zničených konstrukcí byl právě hydrostatický jez v Rohatci. (1)

Po změně státního režimu v zemi a vzhledem k okolnostem a znárodnění podniků přestal mít Baťův kanál svůj význam a v 1961 byl zastaven jeho provoz. (2)

Pár let poté, co padl komunistický, režim vznikly iniciativy pro znovu zprovoznění kanálu pro turistické účely. V roce 1996 vznikla Agentura pro rozvoj turistiky na Baťově kanále. (1)

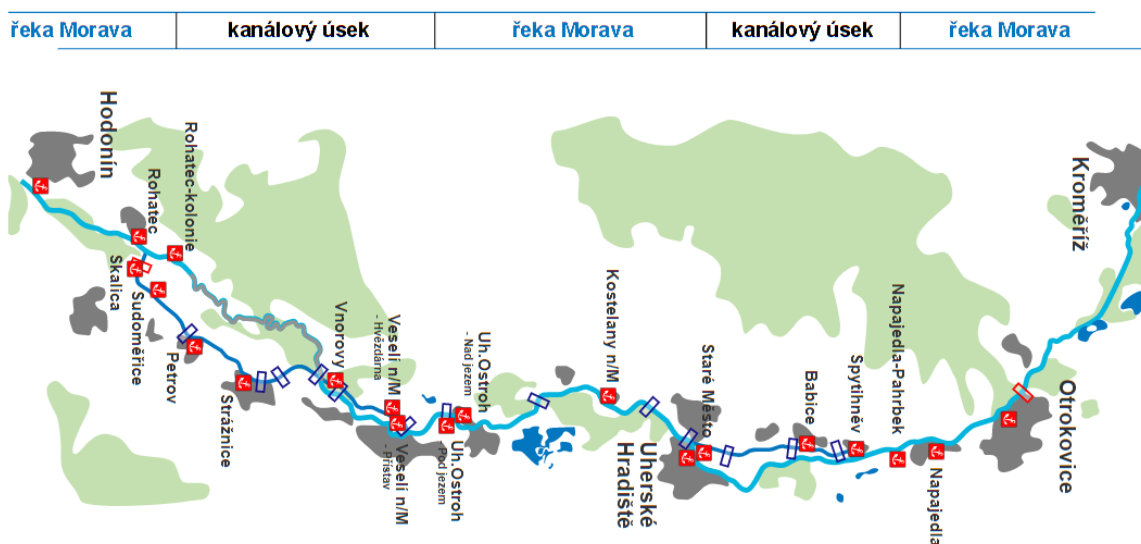
2.2. Současný stav Baťova kanálu

V současnosti je Baťův kanál dlouhý necelých 53 km. Je veden jak řekou Moravou, tak uměle vyhloubenými kanálovými úseky. Vede od Kroměříže po Hodonín. V současnosti je Baťův kanál rozdělen na tři samostatné úseky. První je od Kroměříže po Otrokovice, kde

v Otrokovicích na Bělovském jezu chybí plavební komora. Druhý vede z Otrokovic do Rohatce. Na tomto úseku se nachází 13 plavebních komor. Třetí je od Sudoměřic, kde se momentálně nachází pouze stavidlový jez bez plavební komory, po Hodonín. (3)

Plavební komory na Baťově kanále mají šířku 5,3 m a jejich délka je mezi 38 až 50 m. Šířka plavebních komor určuje maximální šířku lodě, která je 5 m. Hloubka vody v Baťově kanálu je průměrně 1,5 m, ale doporučuje se, aby ponor lodi nepřesáhl 80 cm. Vodní cestu překonává 56 mostů. Podjezdná výška mostů je různá v závislosti na aktuálním průtoku. V extrémním případě je podjezdná výška pouze 2,1 m, průměrně se pohybuje kolem 3,3 m. (3)

Baťův kanál je momentálně využíván jako turistická vodní cesta. Nákladní plavba zde nefunguje. (3)



Obrázek 1 - Mapa vodní cesty (4)

Na mapě lze vidět celou vodní cestu. Na horním okraji vidíme rozdělení na úseky, kde řeka vede vytvořeným kanálem a kde vede korytem řeky Moravy. Červené čtverečky s kotvou značí přístaviště. Červené obdélníčky ohraničují úseky, které jsou samostatně splavné. Jeden vidíme právě v Otrokovicích. Jedná se o Bělovský jez. Druhý červený obdélníček je na druhém konci před Hodonínem, nedaleko obce Rohatec. Jedná se o jez Rohatec.

První komorou za Otrokovicemi je plavební komora Spytihněv. Tato plavební komora se nachází již na kanálovém úseku asi 150 m od odpojení Baťova kanálu od řeky Moravy. Na tomto kanálovém úseku se nachází ještě tři další plavební komory. Těmi jsou plavební komora

Babice, plavební komora Huštěnovice a poslední plavební komorou před zaústěním kanálu zpět do řeky Moravy je plavební komora Staré město. V dalším říčním úseku se nachází tři plavební komory. První je plavební komora Kunovský les, druhá je plavební komora Nedakonice a třetí na tomto úseku je plavební komora Uherský ostrov. Za touto komorou vodní cesta znovu přechází v kanálový úsek. První komorou na tomto úseku je plavební komora Veselí nad Moravou. Následují plavební komory Vnorovy I a Vnorovy II. Mezi těmito dvěma komorami dochází ke křížení se řekou Moravou. Dále následují plavební komory Strážnice I a Strážnice II. Následuje přístaviště Petrov. Následně dochází k soutoku kanálu s Radějovkou. Tento úsek momentálně končí jezem Sudoměřice. Za tímto jezem po zhruba 800 m dochází k zaústění Radějovky do řeky Moravy. (5)

2.3. Budoucnost Baťova kanálu

V následujících letech se plánuje spojení všech úseků, aby celá trasa byla souvisle splavná. To znamená prodloužení do Kroměříže a do Hodonína.

V rámci prodloužení vodní cesty do Kroměříže se bude jednat o výstavbu plavební komory u jezu Bělov v Otrokovicích. Součástí toho bude úprava jezové zdrže, aby bylo možné zajistit parametry vodní cesty. Dále bude vybudováno přístaviště v Kroměříži. Toto prodloužení bude mít délku 15,8 km. (3)

V rámci prodloužení splavnosti do Hodonína se jedná o výstavbu plavební komory Rohatec. Tento projekt na sebe váže mnoho dalších úprav. Upraveno bude celé koryto pod plavební komorou Rohatec až po ústí řeky do Moravy. Další úpravy se týkají například zvýšení a rozšíření stávajících mostů v úseku upravovaného koryta Radějovky. Tyto mosty nevyhovují nové plavební dráze. (3)

3. Popis lokality v místě stávajícího jezu Sudoměřice a plánované výstavby plavební komory

Lokalita jezu Sudoměřice se nachází na řece Radějovce nedaleko jejího ústí do řeky Moravy. Radějovka byla v minulosti regulována a napřímena. Radějovka je v části také hraničním tokem mezi Českou a Slovenskou republikou.



Obrázek 2 - Lokalita stávajícího jezu a plánované výstavby (6)

Na leteckém snímku vidíme polohu stávajícího jezu a plánované výstavby. Toto místo je označeno červeným bodem. V levém horním rohu je vidět část obce Rohatec. Je zde také vidět část říčky Radějovky a její zaústění do řeky Moravy. Čerchovanou čárou na snímku je zobrazena státní hranice mezi Českou republikou a Slovenskou republikou.

Kromě říčních koryt je terén okolí rovinatý a plochý s nadmořskou výškou mezi 165,0 m n. m. až 166,0 m n. m. Jediné místo, které vystupuje nad přirozený terén je ochranná hráz na pravém břehu Radějovky, která má korunu ve výšce 167,0 m n. m. až 167,5 m n. m.

3.1. Hydrologické údaje

Číslo hydrologického pořadí	4-13-02-0702
Plocha povodí	A = 125,5 km ²
Průměrný dlouhodobý roční průtok	Q _a = 0,17 m ³ /s
Minimální zůstatkový průtok	Q _{MZP} = 0,015 m ³ /s

m – denní průtoky

m	[dny]	30	355
Q _N	[m ³ /s]	0,39	0,01

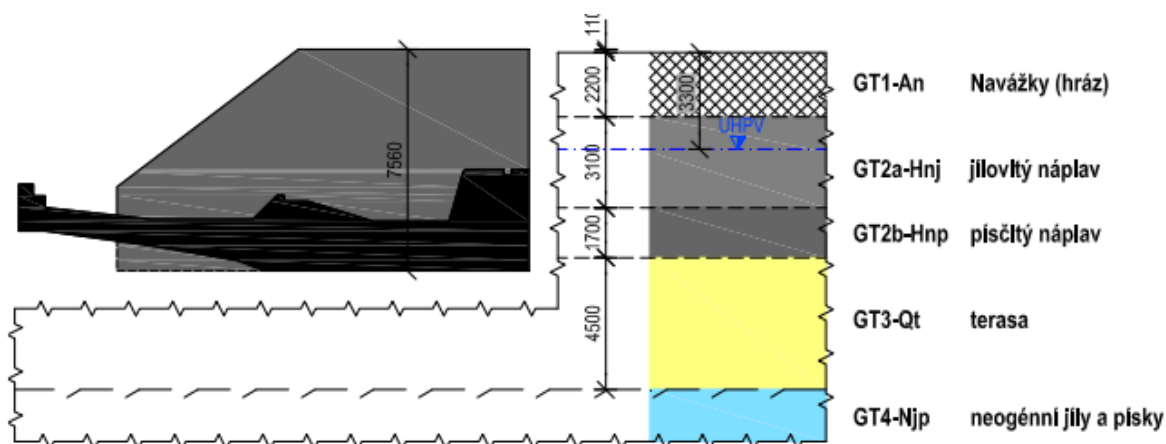
Tabulka 1 - M – denní průtoky na řece Radějovce

N – leté průtoky

N	[roky]	1	2	5	10	20	50	100
Q _N	[m ³ /s]	5,2	8	13,5	19,5	27,1	40,2	52,6

Tabulka 2 - N – leté průtoky na řece Radějovce

3.2. Geologické údaje



Obrázek 3 - Schéma geologických vrstev (7)

Geologické údaje v místě jezu jsou zobrazeny na schématu geologických vrstev. Jedná se o pět vrstev. V nejvrchnější, která se nazývá navážky, se vyskytují vysoce plastické jíly a jílovotopísčité hlíny. V druhé vrstvě jsou jílové náplavy, ve kterých se vyskytují hlavně vysoce plastické jíly a písčité jíly. Ve třetí vrstvě, která je označena jako písčitý náplav, jsou jemnozrné písky s proměnlivou jílovitou příměsí. Ve čtvrté vrstvě zvané terasa jsou převážně

špatně zrněné písky, méně písčité štěrky s valouny do 3 cm ojediněle větší, místy se slabou jemnozrnnou příměsí. V poslední páté vrstvě nazvané neogenní jíly a písky se nachází vysoce plastické jíly, písčité jíly, méně i jílovité písky. (7)

Geotechnické parametry			GT1 – An	GT2a – Hnj	GT2b – Hnp	GT3 – Qt	GT4 – Njp
			navážky	jílovité náplavy	písčité náplavy	terasové štěrky a písky	neogenní jíly a písky
Objemová tíha	γ	[kN/m ³]	19,5 - 20	19,0 - 19,5	18,0 - 18,5	19,0 - 20,0	19,5 - 20,5
Deformační parametry	E_{def}	[MPa]	10	4	7	15	12
	ν	[-]	0,4	0,4	0,35	0,25	0,42
Smykové parametry (efektivní)	φ_{ef}	[°]	17–18	20–24	28	35	18–22
	c_{ef}	[kPa]	6-9	5-8	0	0	8-12

Tabulka 3 - Doporučené hodnoty geotechnických parametrů

Zde je tabulka doporučených charakteristických hodnot geotechnických parametrů. Jsou v ní zobrazeny doporučené hodnoty objemové tíhy (γ), deformačních parametrů, kterými jsou modul pružnosti (E_{def}) a Poissonovo číslo (ν). Dále také smykové parametry, kterými jsou úhel vnitřního tření (φ_{ef}) a soudržnost zeminy (c_{ef}).

4. Projekt prodloužení splavnosti vodní cesty Otrokovice – Rohatec

Tento projekt má za účel prodloužení splavnosti Bařova kanálu až do města Hodonín.



Obrázek 4 - Vizualizace projektu prodloužení splavnosti vodní cesty Otrokovice – Rohatec (8)

Součástí projektu, kromě samostatné plavební komory jsou horní a dolní rejda, které budou obsahovat čekací stání pro proplouvající lodě. Současně s tím bude provedena úprava koryta Radějovky a dvou mostů, které kvůli podjezdné výšce budou muset být vybudovány znovu. Důležité části projektu budou nyní představeny. (8)

4.1. Plavební komora

Plavební komora bude sloužit k překonání spádu tabulového jezu Sudoměřice. Minimální spád, který bude pomocí komory překonán je 1,66 m a maximální je 2,73 m. Doba plnění je 6–8 min a prázdnění 4-4,5 min. Komora nebude využívána k převádění povodňových průtoků. (7)

Užitné rozměry komory jsou 38,5 m délky a 5,3 m šířky, hloubka nad záporníkem od minimální plavební hladiny je minimálně 1,5 m. Dno komory bude mít tloušťku 0,9 až 1,0 m, bude vyspádováno ve sklonu 1,1 %. Pravá stěna bude mít šířku 1,0 m a levá 1,1 m. V levé stěně budou zabetonovány pažící štětovnicové stěny a pilotové stěny stavební jámy. (7)

Plavební komora bude mít v horním ohlavi jedna vzpěrná vrata a v dolním dvoje. Jedna vzpěrná vrata v dolním ohlavi budou sloužit proti zpětnému vzduť z řeky Moravy. (7)

4.2. Balvanitý skluz

V tomto projektu je provedeno navržení balvanitého skluzu. Ten má sloužit k vyrovnání úrovní dna za jezem Sodoměřice. Tento výškový rozdíl činí 1,26 m a bude vyrovnán pomocí zmíněného skluzu ve sklonu 1:10. Skluz bude tvořen štětovými kameny o velikosti 800 mm, které budou na výšku uloženy do betonového lože tl. 500 mm, které bude na štěrkopískovém podsypu tl 200 mm. (7)

Celková délka skluzu bude 16,74 m a bude se postupně rozšiřovat z šířky 5,82 m do 7,8 m. (7)

Ovšem nový koncept řešení návrhu jezu počítá v jedné variantě i se zrušením tohoto skluzu a změnou konstrukce na klasické vývarové řešení.

4.3. Úprava koryta

Úprava koryta bude provedena v délce 827 m. Jedná se o úsek od ústí do řeky Moravy ř. km 0,000 do ř. km 0,827. Stávající koryto bude prohloubeno a rozšířeno, aby při minimální plavební hladině byla splněna podmínka minimální hloubky 1,5 m a minimální šířky plavební dráhy 6 m. (7)

Koryto bude prohloubeno na konstantní hloubku v nadmořské výšce 161,44 m n. m. celkový sklon bude tedy 0 %. Svahy budou provedeny vždy ve sklonu 1 : 1,5.

Dále jsou popsány charakteristiky koryta v průběhu staničení. Tyto charakteristiky budou dále důležité pro výpočet hloubky dolní vody.

0,000 – 0,030 ř. km Jedná se o místo, kde Radějovka ústí do Moravy. V tomto místě bude koryto široké 16 m. Svahy budou opevněny kamennou dlažbou do betonu C25/30. Vrstva kamenné dlažby bude mít tloušťku 300 mm a betonového lože 150 mm. Opevnění bude opřeno o záhozovou patku z lomového kamene.

- 0,030 – 0,065 ř. km V tomto staničení dochází k zúžení dna koryta na šířku 6 m. Svahy budou opevněny 0,5 m nad maximální plavební hladinu. Opevnění bude tvořeno kamennou rovnaninou tl. 300 mm do štěrkopískového podsypu tl. 200 mm. Opevnění bude opět opřeno o záhozovou patku z lomového kamene.
- 0,065 – 0,085 ř. km Koryto má šířku ve dně stále 6 m a je vedeno pod upravovaným mostem. Opevnění bude opět opřeno o záhozovou patku a tvořeno kamennou dlažbou (tl. 300 mm) a bude uloženo do betonu C25/30. (tl. 150 mm). Opevnění bude až do úrovně, kde naváže na opevnění mostu.
- 0,085 – 0,393 ř. km Šířka dna koryta bude 6 m. Svahy budou opevněny kamennou rovnaninou 0,5 m nad úroveň maximální plavební hladiny. Kamenná rovnanina o tloušťce 300 mm bude uložena do štěrkopískového podsypu o tloušťce 200 mm.
- 0,393 – 0,405 ř. km Ve staničení 0,400 ř. km je do koryta Radějovky zaústěn meliorační kanál. V prostoru zaústění kanálu bude provedeno opevnění z těžkého kamenného záhozu o tloušťce 500 mm do štěrkopískového podsypu tloušťky 300 mm. Toto opevnění bude opřeno o záhozovou patku. Dno bude následně z lomového kamene stejně tak bude proveden i druhý břeh.
- 0,405 – 0,640 ř. km Šířka dna koryta bude 6 m. Svahy budou opevněny kamennou rovnaninou 0,5 m nad úroveň maximální plavební hladiny. Kamenná rovnanina o tloušťce 300 mm bude uložena do štěrkopískového podsypu o tloušťce 200 mm.
- 0,640 – 0,660 ř. km V tomto místě vede koryto pod dalším upravovaným mostem. Koryto bude ve dně široké 7,6 m. Opevnění bude opět tvořeno kamennou dlažbou ukládanou do betonu se stejnými rozměry jako v předchozích úsecích. Sklon pravého břehu bude stejný jako ve všech případech. Na levém břehu od osy koryta bude místo svahu svisle vedena štětová stěna zhruba do úrovně 164,15 m n. m.
- 0,660 – 0,795 ř. km V tomto úseku bude koryto proměnné až do šířky 26 m. Opevnění bude opět tvořeno kamennou rovnaninou do

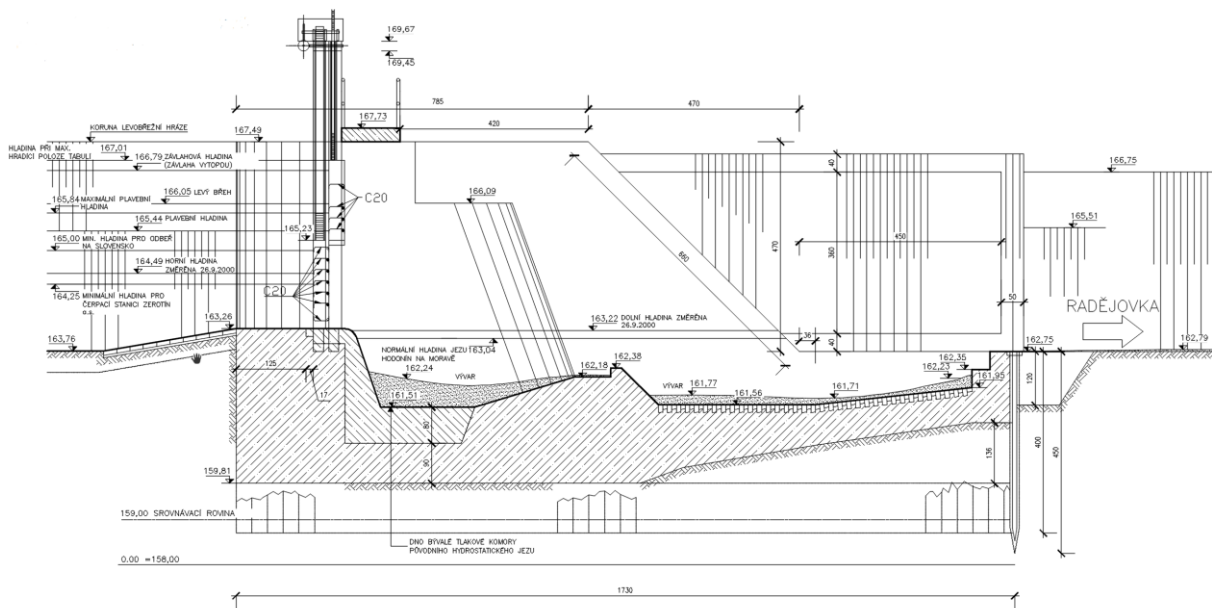
betonového lože a opevnění bude provedeno 0,5 m nad maximální plavební hladinu. Opěrou pro opevnění bude patka ze záhozového kamene. (7)

5. Jez Sudoměřice

5.1. Historická konstrukce

Původní jez, který se zde nacházel, byl hydrostatický. Tento jez byl zničen německými vojáky, kteří při ústupu ničili všechny mosty, potápěli lodě a poškodili jezy.

5.2. Stávající stav



Obrázek 5 - Podélný řez stávajícím stavem konstrukce (9)

Současný jez je pohyblivý. Jez má dvě pole o světlé šířce 5 m. Hradicí konstrukce jezu jsou dvojice zdvižných tabulí ovládaných mechanicky ručně za pomoci cévových tyčí. Hradicí konstrukce jsou ocelové. Ocelové tabule jsou umístěny kolmo na tok. Uprostřed se nachází středový pilíř o šířce 1 m. Přes jez je vedena lávka, která nese pohybovací mechanismy a zároveň slouží jako přemostění Radějovky.

Současná podoba jezu vznikla rekonstrukcí původního jezu. Dno tlakové komory hydrostatického jezu bylo částečně zabetonováno. Takto vznikla první část vývaru, kterou od té druhé odděluje práh. Tento práh původně sloužil k upevnění ložisek hydrostatického jezu. První část vývaru je dlouhá necelých 6 m a je v nadmořské výšce 161,51 m n. m., úroveň vrchu prahu je o necelý 1 m výše na úrovni 162,38 m n. m. Druhá část vývaru je vývar původní, který se nacházel za hydrostatickým jezem. Jeho délka je 8,21 m a s úrovní dna vývaru 161,56 m n. m. Zakončení tohoto vývaru je provedeno pomocí stupňů. (9)

Účely a využití jezu a jezové zdrže jsou plavba, odběr do Kopčianského kanálu a závlaha. Pro účely plavby je nutné dodržet v jezové zdrži minimální hloubku 1,5 m. Minimální plavební hladina je na úrovni 165,27 m n. m., maximální plavební hladina je na úrovni 165,67 m n. m. Pro odběr do Kopčianského kanálu je využit odběrný objekt, který se nachází 634 m nad jezem Sudoměřice. Je umístěn na levém břehu a skládá se z dvou vtokových objektů. Velikost odběru je 20 l/s. Závlahy jsou řešeny výtopou v úseku Vnorovy – Rohatec. Požadovaná úroveň hladiny je 166,79 m n. m. Doba odběru je dvakrát devět dní v roce a velikost odběru je 6,5 m³/s. (9)



Obrázek 6 - Stávající stav jezu Sudoměřice (8)

Současný technický stav jezu Sudoměřice nespĺňuje podmínky pro bezpečné provozování. Při provedených posudcích a diagnostice bylo odhaleno, že beton v hlavní mase konstrukcí a opěr odpovídá betonu C12/15. Dále bylo zjištěno, že beton nebyl při ukládání dostatečně zhutněn a bylo prokázáno, že beton je minimálně vodotěsný a mrazuvzdorný. Zkoumané trhliny ve stávající konstrukci se charakterem blíží k poruchám způsobeným alkalicko-křemičitou reakcí. Následná dodatečná sanační vrstva byla provedena z materiálu o velmi odlišných vlastnostech a došlo k jejímu odtržení.

Tento velmi špatný stav vede k projektu opravy jezu, kde jsou momentálně projektovány dvě varianty. Tyto varianty jsou popsány v dalších kapitolách.

5.3. Projektované varianty opravy jezu Sudoměřice

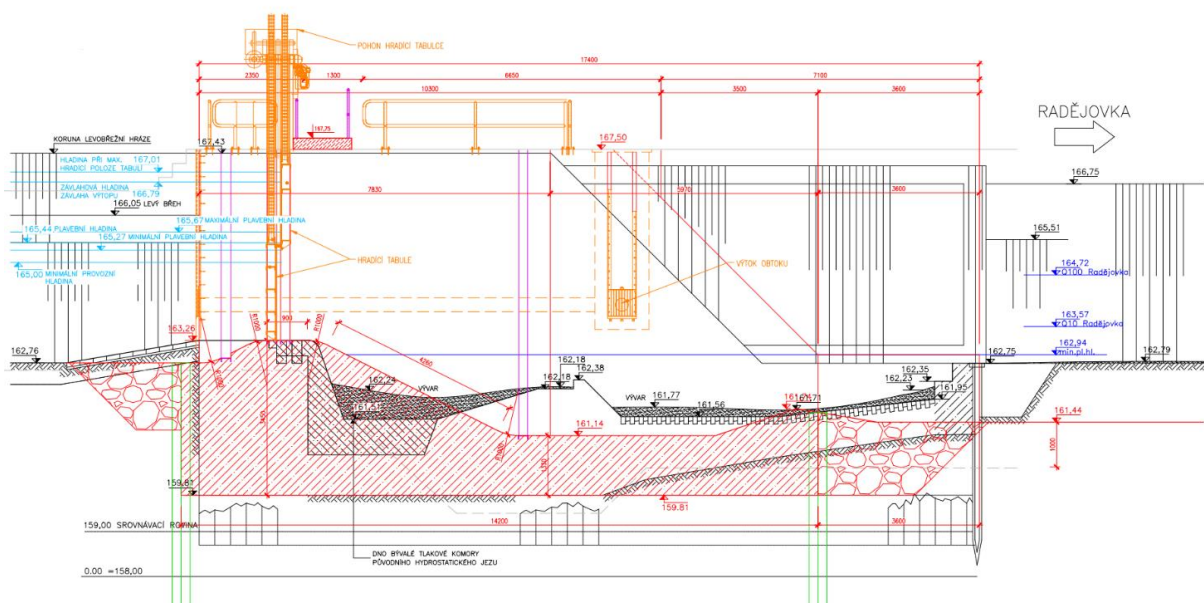
Vzhledem k již zmíněné nutné opravě jezu byly vypracovány dvě varianty koncepčního řešení, jak by stávající jez mohl být opraven. Podrobněji jsou popsány v následujících dvou kapitolách.

5.3.1. Varianta 1 – Komplexní úprava

V této variantě bude konstrukce jezu zcela odstraněna včetně základů. Jez bude vybudován zcela nově. V nové konstrukci bude zachována výška přelivné hrany a šířka jezových polí. Uprostřed jezového profilu bude pilíř šířky 1 m. (10)

Hradící konstrukce bude ocelová a její pohyb bude prováděn pomocí cévových tyčí, které budou zasunuty do výklenku v betonových konstrukcích. Ovládání tabulí bude řešeno v rámci stavby plavební komory Rohatec. Zároveň bude možné obě jezová pole zahradit provizorním hrazením, pro která budou připraveny drážky ve stěnách a v pilíři jezu, jak ze strany horní vody, tak ze strany dolní vody. (10)

Spodní stavba bude mít tvar Jamborova prahu a jeho výška bude 0,5 m. Vývar bude mít hloubku 0,3 m pod upravené koryto Radějovky. Vzhledem k této výškové úrovni bude možné zrušení navrhovaného balvanitého skluzu za jezem, který je součástí projektu plavební komory Rohatec. (10)



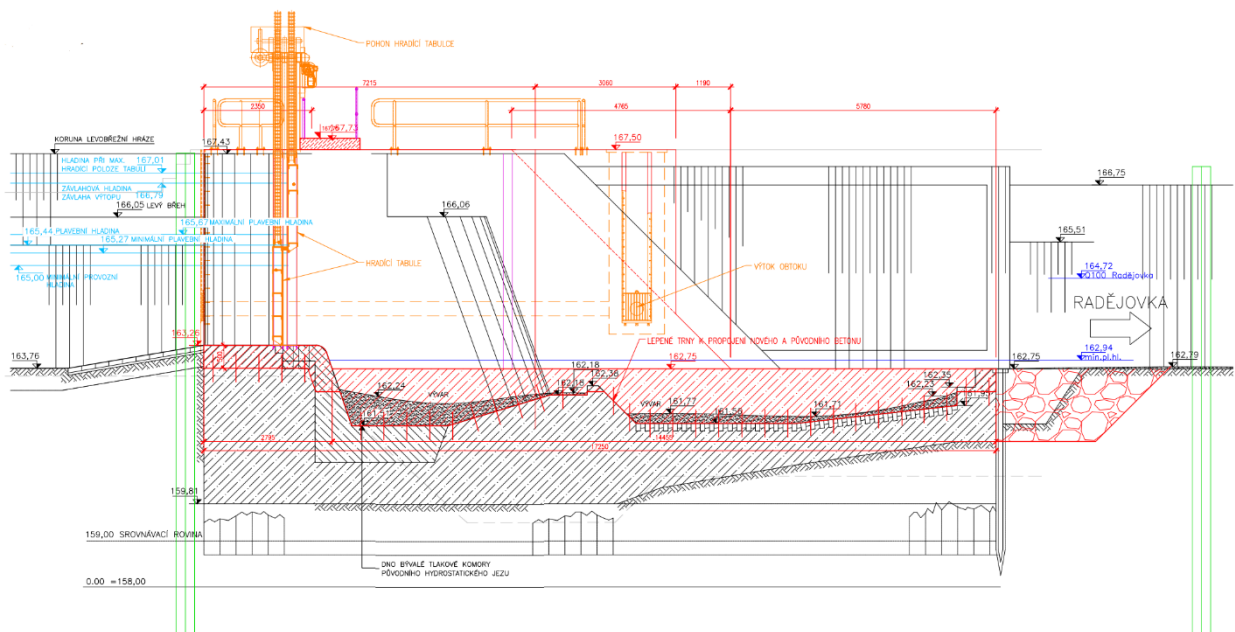
Obrázek 7 - Podélný řez variantou 1 - komplexní úprava (10)

5.3.2. Varianta 2 – Obnova vrchní stavby

V této variantě se nepočítá s odstraněním konstrukce. Naopak budou zachovány části konstrukce a na ty bude nebetonována nová konstrukce svrchní stavby. Tyto konstrukce budou propojeny se stávající konstrukcí lepenými trny. (10)

Rozměry jezu jako šířka jezových polí a středového pilíře budou shodné s Variantou 1. Toto se týká i hradící konstrukce.

Hlavní změnou oproti první variantě je úroveň dna pod jezem směrem k dolní vodě, která zůstane stejná jako je stávající stav. Z tohoto důvodu bude muset být vybudován balvanitý skluz. (10)



Obrázek 8 - Podélný řez variantou 2 - obnova svrchní stavby (10)

5.3.3. Porovnání variant

Varianta 2 – obnova svrchní stavby je méně nákladné řešení. Počítá s odstraněním části svrchní konstrukce, a naopak zachováním části základové konstrukce. V tomto případě by se pokračovalo dle projektu Prodloužení splavnosti vodní cesty Otrokovice – Rohatec, kde by k vyrovnání hladin za jezem sloužil balvanitý skluz. Znalecké posudky a provedené zkoušky však odhalily, že beton v konstrukci se řadí do kategorie C12/15 až C25/30 s převahou nižších hodnot. To ukazuje na nevhodné použití kameniva při výrobě betonu a na nedostatečné hutnění při provádění. Dá se předpokládat, že životnost této konstrukce by neodpovídala plánované životnosti konstrukce plavební komory.

Varianta 1 – komplexní úprava je nákladnější řešení. V tomto případě se počítá, že stavební objekt balvanitého skluzu bude vyjmut z projektu. Je předpokládáno, že díky tomu, že vznikne nová konstrukce jezového tělesa, bude životnost shodná s životností plavební komory.

6. Postup řešení a řešené návrhy

V této kapitole je vždy nejprve představen postup výpočtu, a následně jsou uvedeny použité vzorce, tabulkové hodnoty parametrů, které se ve vzorcích vyskytují. Dále jsou uvedena schémata, pokud jsou pro výpočet nutná. Za každou podkapitolou s postupem jsou vždy uvedeny výsledky.

Obecně budou výpočty rozděleny na hydrotechnické a stabilitní.

6.1. Obecný popis volby variant

Volba dalších variant zachová celkovou šířku stávajícího jezu to znamená, že součet šířky jezových polí a středového pilíře nebude větší než 11 m. Dále také bude zachován počet dvou jezových polí. Bude také zachována poloha jezu a jeho kolmost na tok. Zároveň s tím budou zachovány tvary břehových pilířů.

Původně bylo plánováno, že součástí práce bude návrh rybiho přechodu jakožto konstrukce, která zajistí minimální zůstatkový průtok. Ovšem vzhledem k nízkým průtokovým poměrům na řece Radějovce a vzhledem k plnění plavební komory toto řešení nepřichází v úvahu. Kdyby došlo k většímu odtoku z jezové zdrže než minimálnímu zůstatkovému, který je zajištěn právě pomocí vírového ventilu, mohlo by dojít ke snížení hladiny. Toto by mohlo vést k pozastavení plavby, dokud by se hladina opět nevrátila na minimální možnou. V současné době a dle provedených výpočtů je plnění komory velice závislé na prázdnění předchozí plavební komory Petrov.

Varianty jsou voleny na základě šířky středového pilíře a zároveň na šířce jezových polí. Další parametr bude výška Jamborova prahu. Do návrhu tedy vstupují dvě neznámé. Na tato řešení budou navazovat volby hradící konstrukce. Na základě tohoto budou navrženy rozměry vývaru.

Na tyto výpočty bude navázáno návrhem použitých materiálů a z toho bude vypočtena stabilita jezu.

6.2. Hydrotechnické výpočty

Prvním z provedených výpočtů je výpočet kapacity jezu. Bude proveden pro první odhad šířky jezového pole a výšky Jamborova prahu. Tento hydraulický výpočet bude v prvním kroku proveden jako dokonalý přepad. Tyto výsledky budou sloužit dále k ověření zatopení a také k návrhu vývaru. Výpočet bude proveden pouze pro jedno jezové pole. Pro jedno jezové

pole bude výpočet proveden z hlediska bezpečnosti. Může nastat situace, že na jednom z dvou jezových uzávěrů se vyskytne porucha, nebo jedno jezové pole bude zahrazeno kvůli opravě.

Dalším z provedených výpočtů bude výpočet dolní vody. Jelikož jsou podklady nedokonalé bude se vycházet ze dvou známých a dvou volených dolních okrajových podmínek (jako citlivostní analýza), pro které bude dopočtena hladina dole pod jezem.

Vzhledem k tomu, že dvě okrajové podmínky jsou volené nelze určit jejich statistickou pravděpodobnost. Bude proto důležité se následně zamyslet, zda je možné brát v potaz souhru všech nejnejpříznivějších stavů naráz nebo naopak budou vybrány například pouze dva stavy ze tří možných. Těmito stavy je myšlen povodňový stav na Radějovce a zároveň na řece Moravě, který by zvedl ke vzduť hladiny od ústí Radějovky do Moravy dál proti toku, společně s nefunkčností jednoho z uzávěrů.

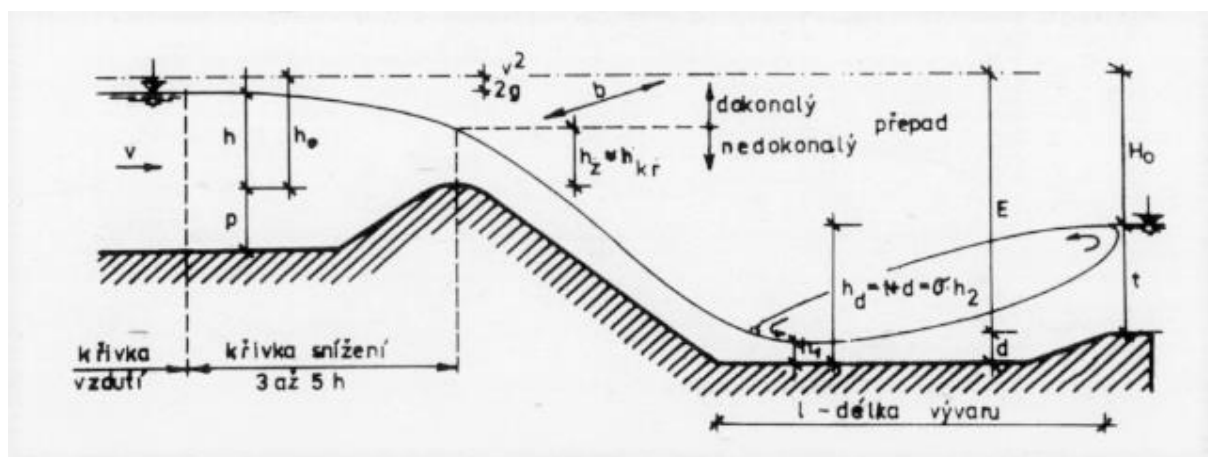
Poté zbývá navrhnout rozměry vývaru a ověřit jej pro volenou konstrukci uzávěru.

6.2.1. Výpočet kapacity jezu

Jak již bylo zmíněno tento výpočet je proveden pro první odhady a bude důležitý pro nadcházející návrhy a posouzení. Níže uvedený vzorec slouží k výpočtu kapacity jezu pro dokonalý přepad.

$$Q = m \cdot b_u \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (h_o)^{3/2}$$

Rovnice 1 - Bazinova rovnice pro dokonalý přepad



Obrázek 9 - Schéma výpočtu (11)

Kde Q odpovídá průtočné kapacitě jezu, m je součinitel přepadu, b_u je účinná šířka, g je gravitační zrychlení a h_0 je součet výšky přepadového paprsku a rychlostní výšky.

V tomto případě bude spodní stavba mít tvar Jamborova prahu. Hodnoty součinitele přepadu pro Jamborův práh jsou $m = 0,42 - 0,53$. Z praxe vychází, že je ideální použití hodnoty $m = 0,48$. Gravitační zrychlení bude standardně bráno jako hodnota $g = 9,81 \text{ m}^2/\text{s}$. Všechny ostatní parametry tohoto vzorce budou muset být dopočteny z následujících vztahů.

h_0 z předchozího vzorce odpovídá součtu rychlostní výšky a výšky přepadového paprsku.

$$h_0 = h + \frac{v^2}{2 \cdot g}$$

Rovnice 2 - Vyjádření součtu výšky přepadového paprsku a rychlostní výšky

Hodnoty výšky přepadového paprsku budou voleny. Rychlost bude dopočtena pomocí průtoku a průtočné plochy před jezem.

$$v = \frac{Q}{b \cdot (s + h)}$$

Rovnice 3 - Výpočet rychlosti proudu

Účinná šířka bude vypočtena z následujícího vztahu.

$$b_u = \sum b_1 - (n \cdot \varepsilon_p + 2 \cdot \varepsilon_k) \cdot h_0$$

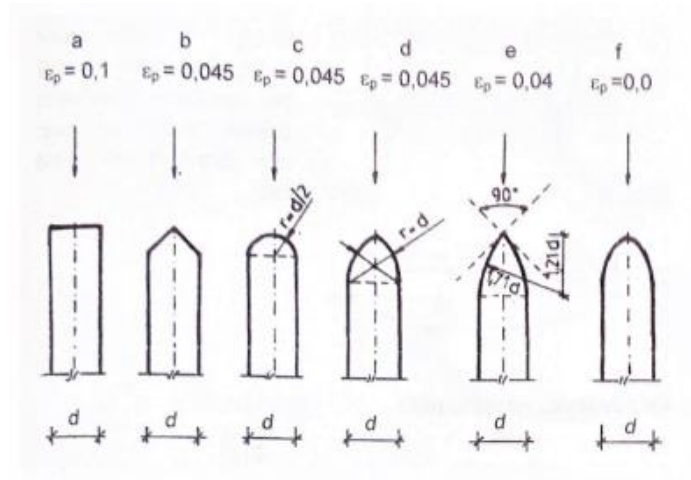
Rovnice 4 - Výpočet účinné šířky

Kde b_1 je navržená šířka jednoho pole, n je počet kontrakcí návodních pilířů (každý pilíř 2), ε_p je tvarový součinitel návodního pilíře a ε_k je tvarový součinitel bočních křídel břehového pilíře, h_0 je součet výšky přepadového paprsku a rychlostní výšky.

Je důležité zmínit, že výpočet bude proveden pouze pro jedno jezové pole. Z tohoto důvodu bude vzorec pozmeněn. Ze vzorce vypadne suma šířek jezových polí a bude tam pouze šířka jednoho jezového pole. A co se týká tvarových součinitelů, tak tam vypadne parametr n , protože kontrakce u středového pilíře bude pouze jedna. Totéž platí pro tvarový součinitel břehového pilíře, který se bude v upraveném vzorci vyskytovat právě jednou. Upravený vzorec je uvedený níže.

$$b_u = b_1 - (\varepsilon_p + \varepsilon_k) \cdot h_0$$

Rovnice 5 - Upravený výpočet účinné šířky pro jedno jezové pole



Obrázek 10 - Tvary předního záhlaví návodního pilíře a příslušné tvarové součinitele (11)

Orientační hodnoty tvarového součinitele pro různé tvary jsou uvedeny na předchozím obrázku. Pod písmenem c je zobrazen půlkruhový pilíř a pod písmenem f je pilíř proudnicového tvaru.

Tvarový součinitel bočních křídel břehového pilíře má stejně stanovené orientační hodnoty. Jedním z příkladů je tvar kolmý, který je nejsnazší, ale co se konstrukce týká, nejméně vhodný pro svoje hydraulické vlastnosti. Jeho součinitel má vysokou hodnotu. Tento tvar se nahrazuje zaoblením a také šikmým pozvolným zúžením směrem k jezu. (11)

6.2.1.1. Volba variant pro výpočet kapacity jednoho jezového pole bez uvažování ovlivnění dolní vodou

Celková šířka jezu, která je 11 m bude zachována. Měnit se bude šířka jezového pole a na tom bude závislá proměnná šířka středového pilíře. Projektovaný stav je, že šířka jednoho jezového pole je 5 m a středový pilíř má šířku 1 m. S ohledem na volbu jiného hradícího uzávěru je dobré uvažovat s rozšířením středového pilíře kvůli umístění pohybových mechanismů.

První varianta, se kterou bude počítáno, bude stejná jako původní. Další varianta bude mít středový pilíř široký 2 m, tudíž se změní šířka jednoho jezového pole na 4,5 m a poslední varianta bude, že středový pilíř bude mít šířku 2,5 m a jedno jezové pole bude mít šířku 4,25 m. Takto vzniknou tři možné varianty, které budou označovány velkým písmenem. První původní

varianta bude označována písmenem A, druhá písmenem B a třetí, kde je šířka středového pilíře 2,5 m, bude označována písmenem C.

Menší šířky jezových polí byly voleny z toho důvodu, že bude širší středový pilíř. To umožní návrh více jezových uzávěru, které si například kladou nároky na větší prostor na drážky ve středovém pilíři. Zároveň bude možné navrhnout hydraulicky více výhodný tvar záhlaví pilíře.

Vzhledem ke konstrukčním možnostem pilířů se bude měnit jejich tvarový součinitel. Pro první variantu bude uvažován pilíř s půlkruhovým záhlavím, jehož hodnota součinitele odpovídá 0,045. Zbývající dvě varianty bude možno konstrukčně provést v proudnicovém tvaru, proto jejich součinitel bude odpovídat 0.

Současně s návrhem šířky jezového pole bude proveden návrh výšky prahu jezu, který bude navržen jako Jamborův práh. V původním stavu je jeho výška 0,5 m. Jako další bude prověřeno, zdali by nešlo tento práh ještě zvýšit o 10 cm a jeho celková výška by tedy byla 0,6 m. S ohledem na snahu zmenšit šířku jezového pole bude pro jistotu proveden i výpočet s o 10 cm nižším prahem. Tedy výška v této variantě bude 0,4 m. Tyto varianty jsou označovány číslicí. S číslem 1 je varianta s nejnižším Jamborovým prahem, který bude mít výšku 0,4 m. Jelikož úroveň dna před jezem je 162,76 m n. m., úroveň přelivné hrany bude 163,16 m n. m. Varianta s číslem 2 je varianta, kde výška prahu bude 0,5 m, což odpovídá úrovni 163,26 m n. m. Poslední variantou 3 je ta, kde výška Jamborova prahu bude 0,6 m, což je 163,36 m n. m.

Pro lepší přehlednost jsou varianty označovány velkým písmenem a následně číslem. Jak bylo zmíněno v předchozích odstavcích písmeno označuje šířku jezového pole a také na tom závislou šířku středového pilíře. Číslo označuje výšku Jamborova prahu. Například bude uvedeno, že druhá varianta má výšku Jamborova prahu 0,5 m a varianta C je pro šířku jezu odpovídající 4,25 m. Varianta C2 odpovídá návrhu, kde je Jamborův práh vysoký 0,5 m, šířka každého jezového pole je 4,25 m a šířka středového pilíře odpovídá 2,5 m a tvar pilíře bude konstrukčně řešen jako proudnicový.

6.2.1.2. Výsledky pro jednotlivé varianty

V této kapitole jsou vždy v tabulce představeny jednotlivé geometrické charakteristiky volených variant, kde je možné vidět měrnou křivku přepadu přes Jamborův práh pro dané varianty a tento výsledek je okomentován.

V grafu jsou vyznačeny i hodnoty důležitých hladin a hodnota stoletého průtoku. Zobrazené hladiny jsou hladina při stoletém průtoku, která je 165,88 m n. m., maximální plavební hladina (165,67 m n. m.) a minimální plavební hladina (162,27 m n. m.). Stoletý průtok odpovídá hodnotě 52,6 m³/s. Hladiny jsou v grafu vodorovné křivky. Nejtavší modrá odpovídá hladině při stoletém průtoku. Svislou křivkou je označena hodnota stoletého průtoku. Varianta A je zobrazena žlutou barvou, varianta B je zobrazena zelenou a varianta C je zobrazena červenou.

Výsledky budou prezentovány ve skupinách podle výšky Jamborova prahu. Nejprve výsledky pro výšku 0,4 m, poté pro výšku 0,5 m a jako poslední pro výšku 0,6 m. Takto budou výsledky rozděleny v dalších podkapitolách.

Pro prezentování výsledků z grafu je hlavní, aby měrná křivka neprořála hodnotu odpovídající hladině při stoletém průtoku před tím, než protne hodnotu stoletého průtoku. To znamená, že nebudou změněny průtokové poměry nad jezem Sudoměřice. Dále jsou pro každou z variant uvedeny nadmořské výšky, kdy bylo dosaženo stoletého průtoku a také hodnoty průtoku, kterých bylo dosaženo při úrovni 165,88 m n. m. Ve výsledcích je také procentuálně uvedena hodnota kapacity průtoku. Ta byla vypočtena jako poměr mezi hodnotou stoletého průtoku, která je 52,6 m³/s a hodnotou průtoku odpovídající úrovni stoleté hladiny (165,88 m n. m.). Je to jedna z možností, jak určit jakou kapacitní rezervu volená varianta má.

Na závěr je provedeno shrnutí, kde jsou představeny varianty, které vyhovují a které nevyhovují.

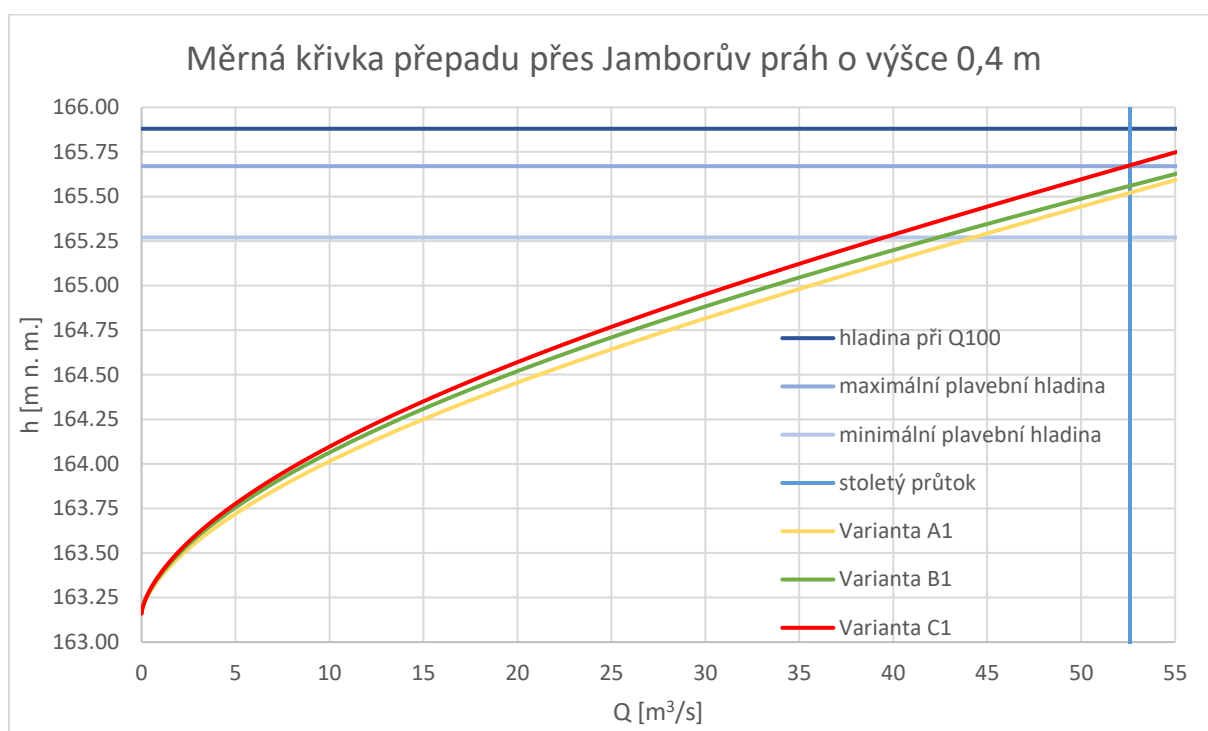
Výpočet byl prováděn pouze pro jedno jezové pole. Výsledky následně pomohou určit, zda je možné takovéto návrhy vůbec uvažovat a zda v dalším kroku budou vyhovovat i s uvažováním součinitele zatopení přepadu.

Návrhový průtok, který jez musí převést, je stoletý. Tato bezpečnost je volena z toho důvodu, že se jez nachází na vodní cestě. Vzhledem k tomu, že se jez nachází vedle plavební komory, která neslouží k převádění těchto průtoků, bude z bezpečnostních důvodů stoletý průtok převeden pouze jedním jezovým polem pro případ, že by se na druhém jezovém poli vyskytla porucha nebo kdyby bylo provizorně zahrazeno kvůli opravám.

Výsledky variant A1, B1 a C1

Charakteristiky Variant		A1	B1	C1
šířka jednoho jezového pole	[m]	5	4,5	4,25
šířka středového pilíře	[m]	1	2	2,5
tvárový součinitel středového pilíře	[-]	0,045	0	0
výška Jamborova prahu	[m]	0,4	0,4	0,4
výška Jamborova prahu	[m n. m.]	163,16	163,16	163,16

Tabulka 4 - Charakteristiky variant A1, B1 a C1



Graf 1 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh pro varianty A1, B1 a C1

V této kapitole jsou prezentovány výsledky pro Jamborův práh o výšce 0,4 m pro tři varianty šířky jezového pole. Jedná se o šířky 5 m, 4,5 m a 4,25 m. Výpočet byl proveden pouze pro jedno jezové pole.

V tomto případě byly ve všech variantách splněny podmínky. V žádném případě nebyly zhoršeny průtokové podmínky. Všechny varianty převedou stoletý průtok ($52,6 \text{ m}^3/\text{s}$) bez toho, aniž by byla překročena úroveň hladiny odpovídající stoletému průtoku ($165,88 \text{ m n. m.}$). Tato hladina je v grafu zobrazena nejtmaší vodorovnou modrou čarou. V grafu jsou zobrazeny i ostatní důležité hladiny, jako je maximální a minimální plavební hladina. Všechny tyto hladiny jsou v na grafu zobrazeny vodorovnými čarami. Varianta A1 je zobrazena žlutou barvou. Varianta B1 je zobrazena zelenou barvou a varianta C1 je zobrazena červenou barvou.

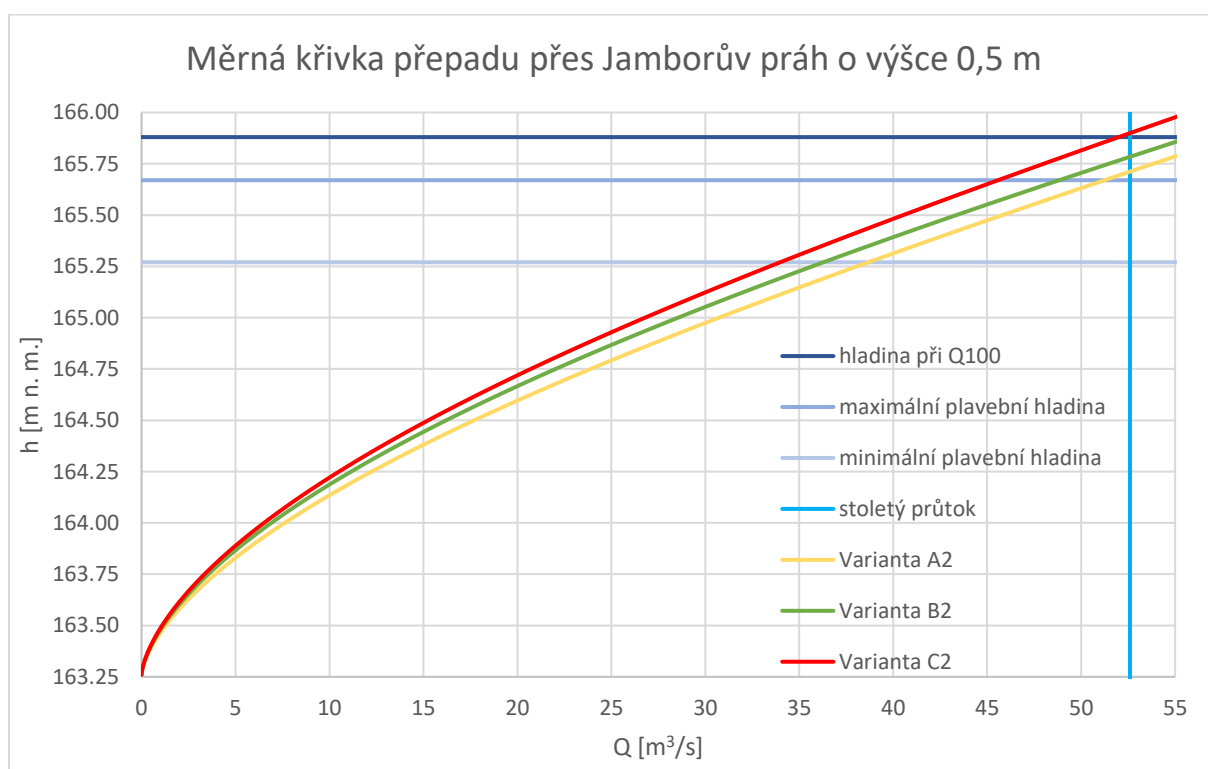
U varianty A1 bylo dosaženo stoletého průtoku na úrovni 165,52 m n. m., u varianty B1 na úrovni 165,56 m n. m., u varianty C1 na úrovni 165,68 m n. m.

Na úrovni, která byla stanovena jako limit pro dosažení stoletého průtoku (165,88 m n. m.) dosáhla varianta A1 hodnoty průtoku 64,77 m³/s, varianta B1 dosáhla hodnoty průtoku 64,44 m³/s a varianta C1 dosáhla hodnoty průtoku 59,44 m³/s. Pro variantu A1 vychází kapacitní rezerva 23 %, pro variantu B1 vychází 22 % a pro variantu C1 vychází kapacitní rezerva 13 %.

Výsledky variant A2, B2 a C2

Charakteristiky Variant		A1	B1	C1
šířka jednoho jezového pole	[m]	5	4,5	4,25
šířka středového pilíře	[m]	1	2	2,5
tvárový součinitel středového pilíře	[-]	0,045	0	0
výška Jamborova prahu	[m]	0,5	0,5	0,5
výška Jamborova prahu	[m n. m.]	163,26	163,26	163,26

Tabulka 5 - Charakteristiky variant A2, B2 a C2



Graf 2 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh pro varianty A2, B2 a C2

Pro tyto varianty byl výpočet proveden pro jedno jezové pole, protože může nastat situace, kdy to druhé bude zahrazeno a plavební komora nebude sloužit k převádění extrémních průtoků.

Varianty odpovídají výšce Jamborova prahu 0,5 m, která odpovídá výšce 163,26 m n. m. Jsou zde prezentovány výsledky pro tři varianty šířky jezových polí. Varianta A2 má šířku 5 m, varianta B2 má šířku 4,5 m a varianta C2 má šířku 4,25 m.

I když to z grafu není jednoznačně patrné, v tomto případě vyhovují pouze dvě varianty ze zmiňovaných tří. Vyhovují varianty A2, která je v grafu zobrazena žlutě a varianta B2, která

je v grafu zobrazena zeleně. Poslední varianta, která odpovídá nejužší šířce nevyhovuje. Jedná se o variantu C2, která je zobrazena v grafu červeně.

Stoletý průtok při variantě A2 je dosažen zhruba při úrovni 165,71 m n. m. Při variantě B2 je dosažen na úrovni 165,78 m n. m. a při variantě C2 je dosažen až na úrovni 165,90 m n. m.

Při výšce přepadového paprsku odpovídající 165,88 m n. m. je hodnota průtoku pro variantu A2 58,08 m³/s. V této variantě je kapacitní rezerva 10 %.

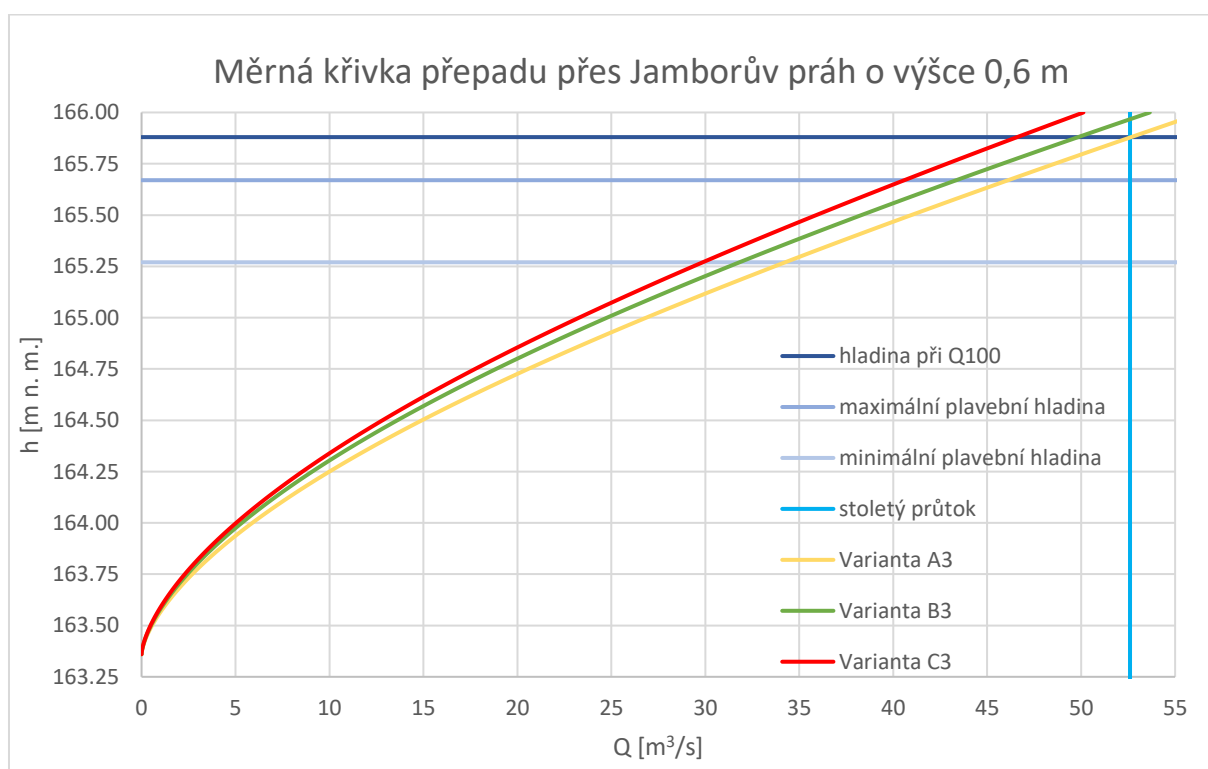
Při té samé výšce (165,88 m n. m.) pro variantu B2 je hodnota průtoku 55,82 m³/s. Rezerva je menší než v předchozí variantě a její hodnota je 6 %.

Varianta C2 nevyhovuje právě z toho důvodu, že při výšce přepadového paprsku 165,88 m n. m. je hodnota průtoku 52 m³/s. Průtok je tedy menší než stoletý průtok. Hodnoty stoletého průtoku tato varianta dosáhne až v úrovni 165,90 m n. m.

Výsledky variant A3, B3 a C3

Charakteristiky Variant		A1	B1	C1
šířka jednoho jezového pole	[m]	5	4,5	4,25
šířka středového pilíře	[m]	1	2	2,5
tvárový součinitel středového pilíře	[-]	0,045	0	0
výška Jamborova prahu	[m]	0,6	0,6	0,6
výška Jamborova prahu	[m n. m.]	163,36	163,36	163,36

Tabulka 6 - Charakteristiky variant A3, B3 a C3



Graf 3 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh pro varianty A3, B3 a C3

V této kapitole jsou uvedeny výsledky pro Jamborův práh o výšce 0,6 m. Výsledky jsou uvedeny opět pro tři varianty šířky jezového pole. Výpočet byl prováděn pouze pro jedno jezové pole.

Z grafu je možné vyčíst, že v tomto případě vyhovuje pouze varianta A3. Tato varianta má nejširší přelivnou hranu o šířce 5 m. Zbylé dvě varianty nevyhovují. Jsou to varianty B3, kde je šířka přelivné hrany 4,5 m a C3, kde je šířka uvažována 4,25 m.

Stoletý průtok byl dosažen přesně na úrovni 165,88 m n. m. při variantě A3. Při variantě B3 byl dosažen až na úrovni 165,97 m n. m. a při variantě C3 na úrovni 166,08 m n. m. Pro poslední dvě zmiňované varianty je úroveň hladiny pro stoletý průtok vyšší, než je

uvedeno manipulačním řádu. To znamená, že budou zhoršeny průtokové poměry, a proto tyto dvě varianty nesplňují hydraulické podmínky pro návrh konstrukce.

Jelikož u varianty A3 je dosažen stoletý průtok přesně na úrovni 165,88 m n. m. Lze předpokládat, že při uvažování vlivu zatopení tato varianta nebude vyhovovat, jelikož výsledný průtok bude zmenšen o součinitel zatopení.

6.2.1.3. Celkové zhodnocení variant dle kapacity jednoho jezového pole bez ovlivnění dolní vodou

Výpočty byly provedeny pouze pro jedno jezové pole a jednotlivé varianty se lišily ve výšce Jamborova prahu a v šířce jezových polí a zároveň s tím v šířce středového pilíře.

Variant bylo vypočteno celkem devět, z toho v šesti případech byla splněna určená podmínka nepřekročení hladiny odtokových poměrů stoletého průtoku. Podmínkou bylo, že při výšce přepadového paprsku, který dle manipulačního řádu odpovídá úrovni stoleté vody, nesmí být průtok menší než právě stoletý průtok.

Varianty A, kde šířka jezového pole je 5 m, vyhověly pro všechny výšky Jamborova prahu. Podmínky tedy splňuje varianta A1 s výškou Jamborova prahu 0,4 m, varianta A2 s výškou Jamborova prahu 0,5 m i varianta A3, která odpovídá výšce Jamborova prahu 0,6 m.

Co se týká variant B, kde je šířka jezového pole 4,5 m, tam byly podmínky splněny ve variantách B1 a B2, kde je výška Jamborova prahu 0,4 m a 0,5 m. Při variantě B3, kde je Jamborův práh vysoký 0,6 m, podmínka nebyla splněna.

Z variant C, kde je šířka jezového pole 4,25 m a šířka středového pilíře 2,5 m, vyhověla pouze jedna varianta. Jedná se o variantu C1, kde je výška Jamborova prahu 0,3 m.

S největší rezervou byly splněny podmínky ve variantě, kde je Jamborův práh nejmenší a zároveň šířka jezového pole největší, tj. ve variantě A1. Obecně platí, že když se výška Jamborova prahu zvyšovala kapacita se snižovala.

Varianty, které splnily podmínku jsou:

- A1, kde je šířka jezového pole 5 m, šířka středového pilíře je 1 m a výška Jamborova prahu 0,4 m.
- B1, kde šířka jezového pole odpovídá hodnotě 4,5 m, šířka středového pilíře 2 m a výška Jamborova prahu 0,4 m.

- C1 s šířkou jezového pole 4,25 m, šířkou středového pilíře 2,5 m a výškou Jamborova prahu 0,4 m.
- A2 s šířkou jezového pole 5 m, šířkou středového pilíře 1 m a výškou Jamborova prahu 0,5 m.
- B2 s navrženou šířkou jezového pole 4,5 m a středového pilíře 2 m. Výška Jamborova prahu je 0,5 m.
- A3, kde je šířka jezového pole 5 m, šířka středového pilíře je 1 m a výška Jamborova prahu je 0,6 m.

Tyto hydraulické výpočty byly provedeny pro prvotní odhady, jelikož tyto výpočty jsou snazší než výpočty s vlivem zatopení. Tyto odhady rovnou určují, se kterými variantami má smysl se dále zabývat. Z původních devíti variant je jich nyní pouze šest a těchto šest bude dále posuzováno.

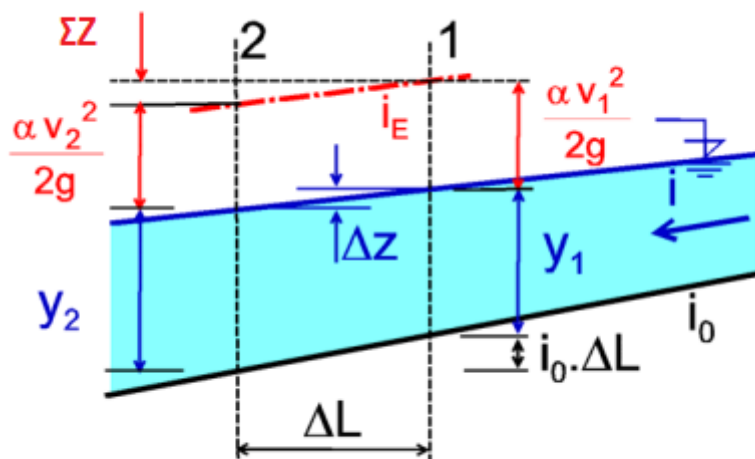
6.2.2. Výpočet dolní vody

Vzhledem k tomu, že nově navržené koryto má konstantní úroveň dna, sklon dna tedy odpovídá 0 %, výpočet musí být proveden jako nerovnoměrné proudění. V nerovnoměrném proudění není sklon dna roven sklonu čáry energie.

Bude řešen úsek Radějovky od jezu do jeho ústí do Moravy. Jedná se o 795 m dlouhý úsek.

Předpoklad proudění v tomto místě bude proudění říční, a proto bude výpočet prováděn po úsecích proti proudu vody od ústí Radějovky po jez Sudoměřice. Jako okrajová podmínka bude uvažováno vzdutí jezu Hodonín a k tomu bude volena hodnota průtoku. Touto okrajovou podmínkou bude v tomto případě hodnota pro dolní profil a hledaná bude hodnota horního profilu.

Výpočet je řešen pomocí Bernoulliho rovnice mezi dvěma profily vzdálenými o ΔL .



Obrázek 11 - Schéma k odvození Bernoulliho rovnice pro nerovnoměrné proudění (12)

Na následujícím obrázku jsou uvedeny profily 1 a 2, pro tento případ změním profil 1 za profil horní, index 1 nahradíme indexem h . Profil 2 budeme uvažovat jako profil dolní, index 2 nahradíme indexem d . Mezi těmito profily platí rovnost, proto je Bernoulliho rovnice v následujícím tvaru.

$$i_0 \cdot L + y_h + \frac{v_h^2}{2g} = y_d + \frac{v_d^2}{2g} + \sum Z$$

Rovnice 6 - Bernoulliho rovnice

V tomto tvaru rovnice i_0 představuje sklon dna a jak bylo popsáno na začátku, koryto je navrženo v nulovém sklonu, celý první člen této rovnice je tedy roven nule a z rovnice vypadne. Hodnoty označené y představují hloubky vody v těchto dvou profilech. Zlomky představují hodnoty rychlostní výšky a ΣZ představuje ztráty.

Jelikož se bude jednat o proudění říční, bude se postupovat proti proudu nahoru proti toku. To znamená, že hodnoty s indexem d budou známy a hledaná bude hodnota y_h . Po úpravě předchozího vzorce a vyjádření y_h ze vzorce, získáme rovnici v následujícím tvaru.

$$y_h = y_d + \frac{v_d^2}{2g} - \frac{v_h^2}{2g} + \sum Z$$

Rovnice 7 - Upravený tvar Bernoulliho rovnice

Tato rovnice se řeší iteračně. To znamená, že prvním krokem je zvolení hodnoty hloubky v horním profilu, a ta následně bude iterována, aby rozdíl mezi zvolenou hodnotou a hodnotou na konci výpočetního kroku byl minimální.

Nejprve tedy bude zvolena hloubka a společně se znalostí šířky koryta ve dně a sklonu břehů bude dopočtena průtočná plocha a omočený obvod. Díky těmto hodnotám bude možné spočítat hydraulický poloměr.

$$R = \frac{S}{O}$$

Rovnice 8 - Výpočet hydraulického poloměru

Kde R je hydraulický poloměr, S průtočná plocha a O omočený obvod.

Díky znalosti průtoku a průtočné plochy bude vypočtena rychlost daného profilu, která vystupuje v Bernoulliho rovnici v rychlostní výšce.

Následně je potřeba znát Manningovy drsnostní součinitele pro jednotlivé povrchy. Tyto součinitelé byly získány z hydraulických tabulek. Celkový Manningův drsnostní součinitel byl spočten jako vážený průměr součinitelů pro jednotlivé plochy.

Ze znalosti těchto hodnot se vypočte Chézyho rychlostní součinitel.

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}}$$

Rovnice 9 - Výpočet Chézyho rychlostního součinitele

Kde C je Chézyho rychlostní součinitel, n je Manningův součinitel drsnosti a R je hydraulický poloměr.

Následně byl vypočten modul průtoku.

$$K = C \cdot S \cdot \sqrt{R}$$

Rovnice 10 - Výpočet modulu průtoku

Který se vypočte jako součin Chézyho rychlostního součinitele (C), průtočné plochy (S) a odmocniny tzv. hydraulického poloměru (R).

Sklon čáry energie se vypočte za pomoci průtoku a průměrného modulu průtoku. Průměrný modul průtoku se získá jako průměr z hodnot modulu průtoku pro horní a dolní profil. Značit jej budeme K_p .

$$i_E = \frac{Q^2}{K_p^2}$$

Rovnice 11 - Výpočet sklonu čáry energie

Poslední neznámá, která musí být zjištěna, aby mohl být proveden výpočet hloubky horní vody je suma ztrát. Suma ztrát je součet ztrát třením (Z_t) a ztrát místních (Z_m). Místní ztráty jsou například ztráty, které vznikají zúžením nebo rozšířením koryta.

$$\sum Z = Z_m + Z_t = \xi \cdot \left| \frac{v_d^2}{2g} - \frac{v_h^2}{2g} \right| + i_E \cdot \Delta L$$

Rovnice 12 - Výpočet ztrát při nerovnoměrném proudění

ξ je součinitel místní ztráty a ΔL je délka úseku v daném výpočtu.

6.2.2.1. Výsledky výpočtu dolní vody

Postup výpočtu byl proveden pomocí Bernoulliho rovnice z toho důvodu, že sklon navrhovaného koryta je roven 0 %. Celý postup je uvedený v předchozí kapitole. Dolní okrajová podmínka je úroveň hladiny v řece Moravě a k této hladině jsou postupně voleny průtoky, kterými jsou minimální zůstatkový, minimální plavební, maximální plavební, jednoletý průtok, dvouletý průtok, pětiletý průtok, desetiletý průtok, dvacetiletý průtok, padesátiletý průtok a stoletý průtok.

Q_{MZP}	$Q_{min,plav.}$	$Q_{max,plav.}$	Q_1	Q_2	Q_5	Q_{10}	Q_{20}	Q_{50}	Q_{100}
[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]	[m ³ /s]
0,015	0,129	4,40	5,20	8,00	13,50	19,50	27,10	40,20	52,60

Tabulka 7 - Hodnoty průtoků uvažovány pro výpočet dolní vody

Úrovně hladiny byly použity dvě známé, které odpovídají minimální a maximální plavební hladině na řece Moravě a dvě další, které byly zvoleny kvůli citlivostní analýze přesnosti všech vstupů a výstupů.

Minimální plavební hladina $y_1 = 162,94$ m n. m.

Hloubka vody na ústí Radějovky odpovídající minimální plavební hladině na řece Moravě je 1,50 m.

Maximální plavební hladina $y_2 = 163,59$ m n. m.

Hloubka vody na ústí Radějovky odpovídající maximální plavební hladině na řece Moravě je 2,15 m.

První zvolená hladina $y_3 = 164,09$ m n. m.

Tato hladina byla volena o 0,5 m vyšší než předchozí, která odpovídá maximální plavební na řece Moravě.

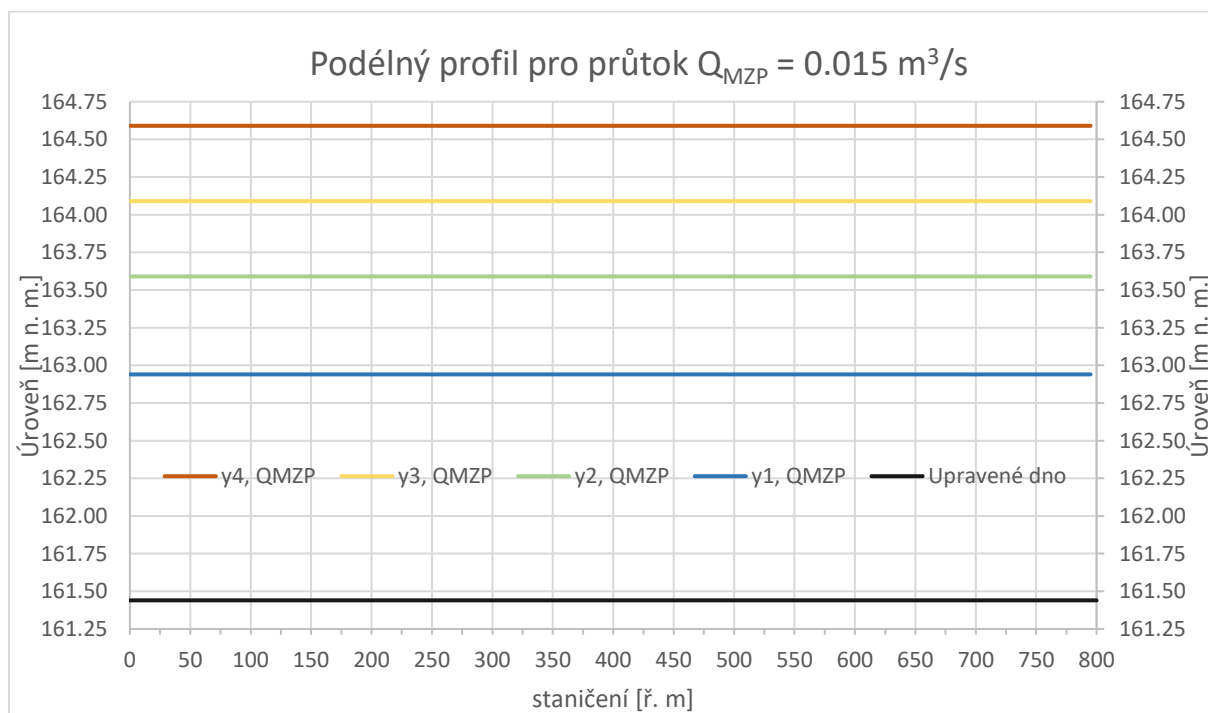
Druhá zvolená hladina $y_4 = 165,59$ m n. m.

Druhá zvolená hladina pro provedení analýzy všech vstupů a výstupů byla zvolena ještě o 1 m výše než hladina, které odpovídá maximální plavební hladině na řece Moravě. U této hladiny už lze předpokládat, že bude odpovídat povodňovému stavu na řece Moravě. Vzhledem k neúplnosti podkladů však nelze určit jaké N-letosti by mohla odpovídat.

Výsledné hladiny jsou důležité k posouzení zatopení přelivu a zároveň pro návrh podjezí.

Podélný profil odpovídající minimálnímu zůstatkovému průtoku

Minimální zůstatkový průtok je $0,015 \text{ m}^3/\text{s}$. V následujícím grafu je zobrazen podélný profil, který vychází z podmínky, že v Radějovce potoče minimální zůstatkový průtok a řešení je zobrazeno pro čtyři různé hladiny, což je dolní okrajová podmínka.



Graf 4 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při minimálním zůstatkovém průtoku

Černá čára v grafu odpovídá dnu upraveného koryta, které v celé své délce od ústí po plavební komoru má konstantní nadmořskou výšku $161,44 \text{ m n. m.}$ Červenou čarou je zobrazen průběh hladiny pro hloubku v ústí $3,15 \text{ m}$, žlutou čarou je průběh hladiny pro hloubku v ústí $2,65 \text{ m}$, zelenou čarou pro hloubku na ústí $2,15 \text{ m}$ a modře pro minimální plavební hloubku $1,5 \text{ m}$.

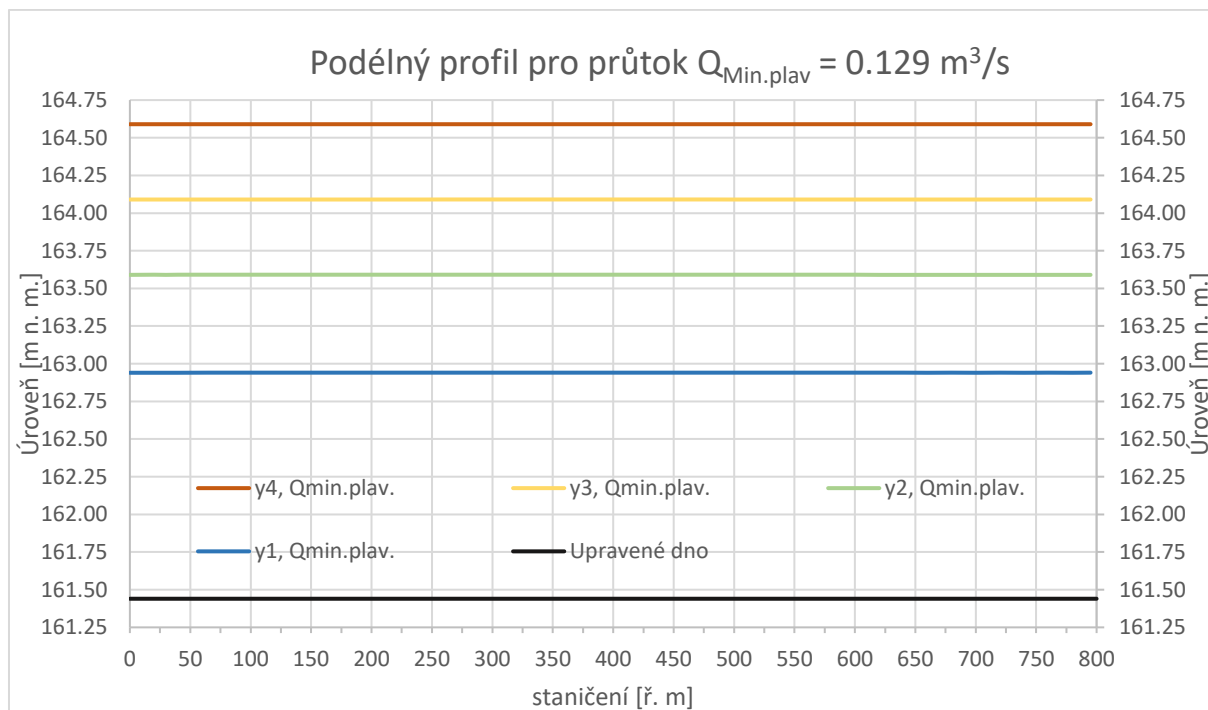
Na vodorovné ose je zobrazeno staničení řeky Radějovky. ř. m 0, což odpovídá místu, kde řeka Radějovka ústí do řeky Moravy. Druhý konec je místo těsně pod jezem.

Z výpočtu vychází, že hladina v celém průběhu bude mít konstantní hloubku, která je výše uvedena.

Při průtoku odpovídajícímu minimálnímu zůstatkovému průtoku nedojde k ovlivnění hladiny v místech pod jezem.

Podélný profil odpovídající minimální plavební průtok

Hodnota minimálního plavebního průtoku je $0,129 \text{ m}^3/\text{s}$. V následujícím grafu jsou zobrazené čtyři různé průběhy hladin, které jsou závislé na volbě okrajové podmínky.



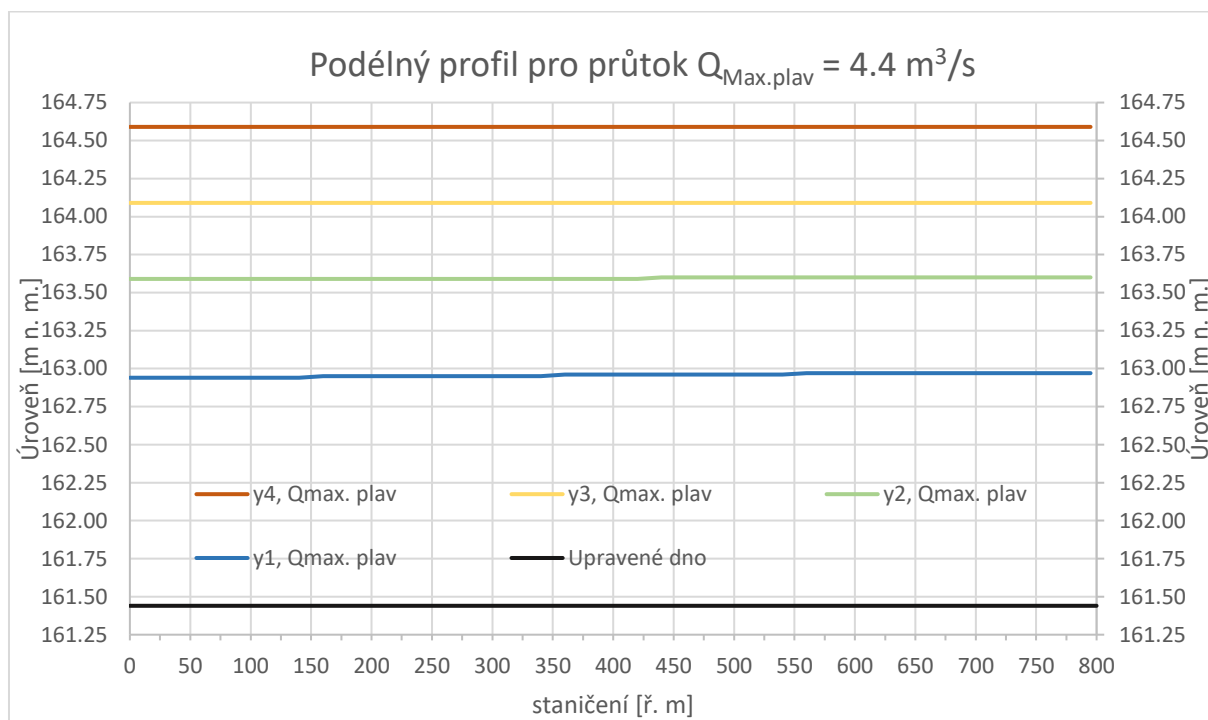
Graf 5 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při minimálním plavebním průtoku

Ani při průtoku, který odpovídá minimálnímu plavebnímu průtoku nedochází k rozdílu hladin mezi staničením 0 ř. m a staničením 0,795 ř. m. Tím pádem hloubka pro okrajovou podmínku minimální plavební hladiny zůstává po celou dobu konstantní na úrovni 1,5 m, tak je tomu i pro okrajovou podmínku maximální plavební hladiny, kde tato hloubka odpovídá 2,15 m. Pro další dvě okrajové podmínky je úroveň hladiny také konstantní, a to pro podmínku y_3 , kde hloubka odpovídá 2,65 m a pro podmínku y_4 , kde je hloubka 3,15 m.

Levá část grafu, která na vodorovné ose odpovídá staničení ř. m 0 je místo, kde se nachází dolní okrajová podmínka a zároveň místo, kde Radějovka ústí do řeky Moravy.

Podélný profil odpovídající maximálnímu plavebnímu průtoku

V následujícím grafu je zobrazen průběh hladin od ústí Radějovky do řeky Moravy. Zobrazeny jsou opět čtyři různé průběhy v závislosti na čtyřech hloubkách vybraných jako spodní okrajová podmínka. Průtok je v tomto případě $4,4 \text{ m}^3/\text{s}$.

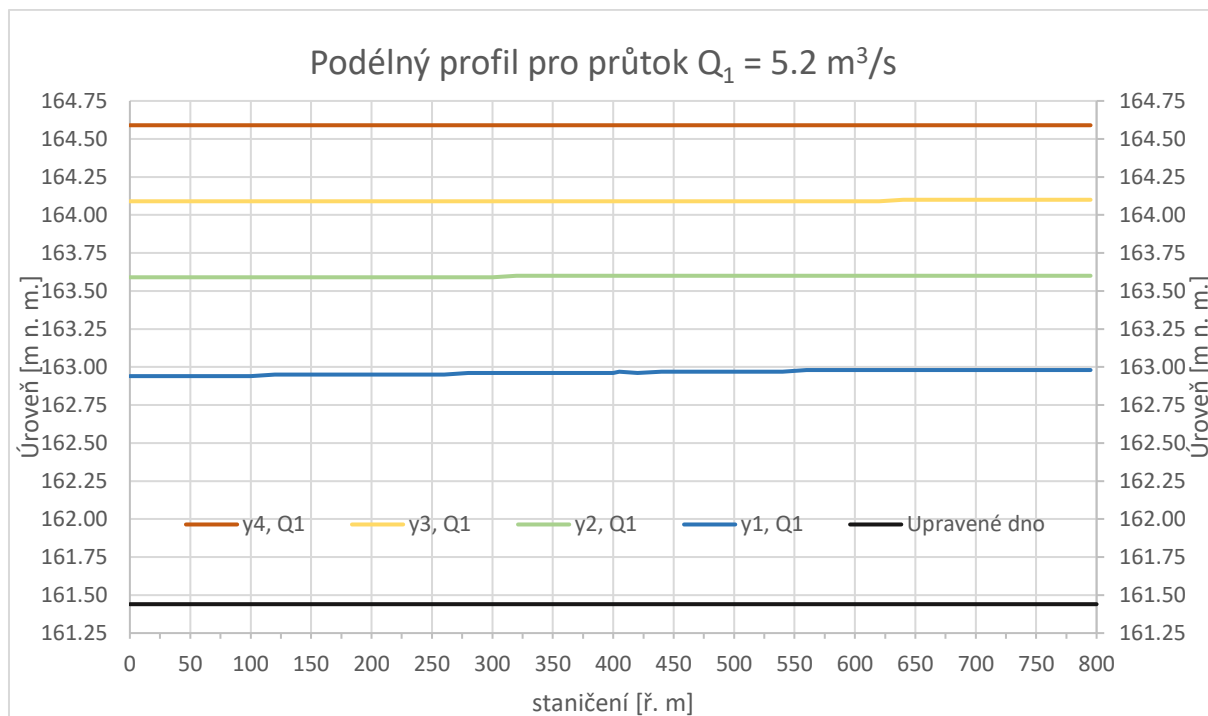


Graf 6 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při maximálním plavebním průtoku

Pro okrajové podmínky y_3 a y_4 je průběh hladiny opět konstantní. Přesněji pro podmínku y_3 je hloubka vody 2,65 m a pro podmínku y_4 je hloubka vody 3,15 m. Pro okrajovou podmínku y_1 je hloubka vody ve staničení 0,795 ř. m rovna 1,53 m, oproti hloubce ve staničení 0,0 ř. m, kde je hloubka vody 1,50 m. Pro okrajovou podmínku, která odpovídá maximální plavební hladině (y_2) je úroveň hloubky v profilu pod jezem rovna 2,16 m.

Podélný profil odpovídající jednoletému průtoku

Jednoletý průtok odpovídá hodnotě 5,2 m³/s. V grafu níže je zobrazen podélný profil. V grafu pro čtyři různé stavy odpovídající právě tomuto průtoku.

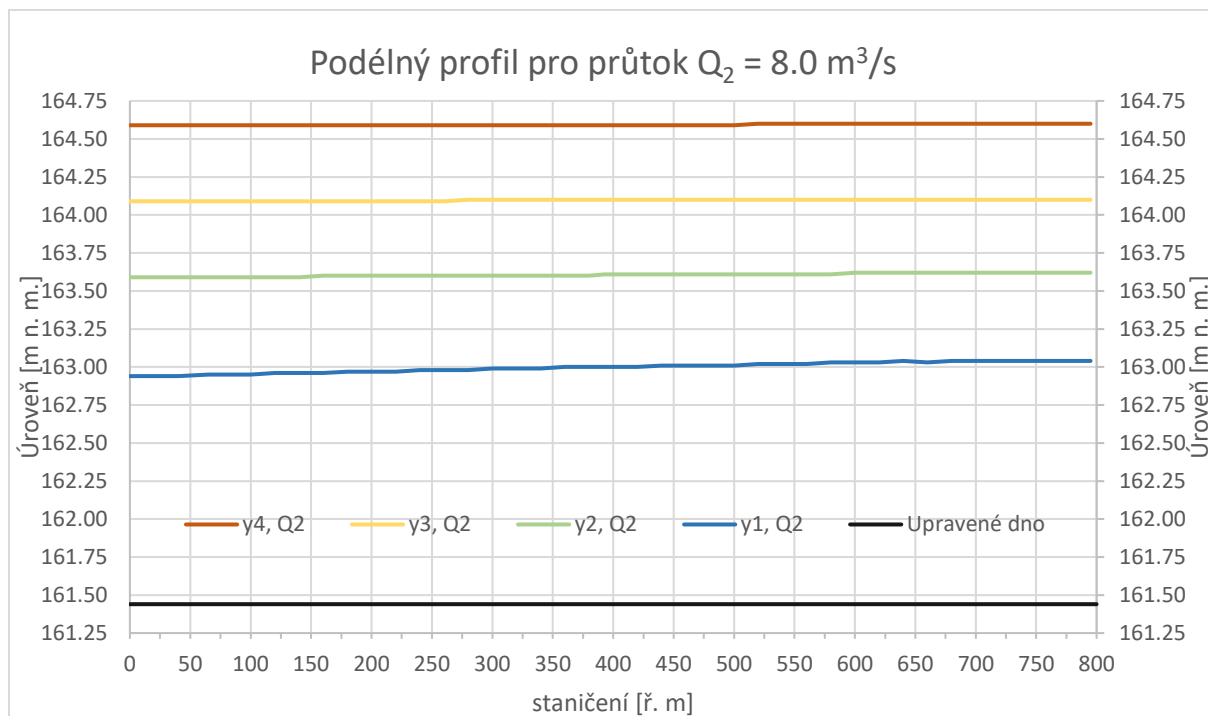


Graf 7 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při jednoletém průtoku

Hodnota staničení ř. m 0 odpovídá ústí Radějovky do řeky Moravy, na druhém konci grafu je profil v blízkosti jezu. V tomto grafu opět pozorujeme rozdíl v hloubce vody mezi profilem ústí řeky a profilem pod jezem. Pro okrajovou podmínku, která odpovídá minimální plavební hladině byl vypočten nárůst v profilu pod jezem na hloubku 1,54 m. Pro okrajové podmínky y_2 a y_3 bylo vypočteno zvýšení hladiny o 1 cm. Hloubka vody na konci řešeného úseku pod jezem pro podmínku y_2 odpovídá hloubce 2,16 m a pro podmínku y_3 odpovídá hloubce 2,66 m. A pro podmínku y_4 je hloubka vody stále konstantní s hodnotou 3,15 m.

Podélný profil odpovídající dvouletému průtoku

Dvouletý průtok odpovídá hodnotě $8,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Graf zobrazuje průběh hladin odpovídající tomuto průtoku pro čtyři různé okrajové podmínky.

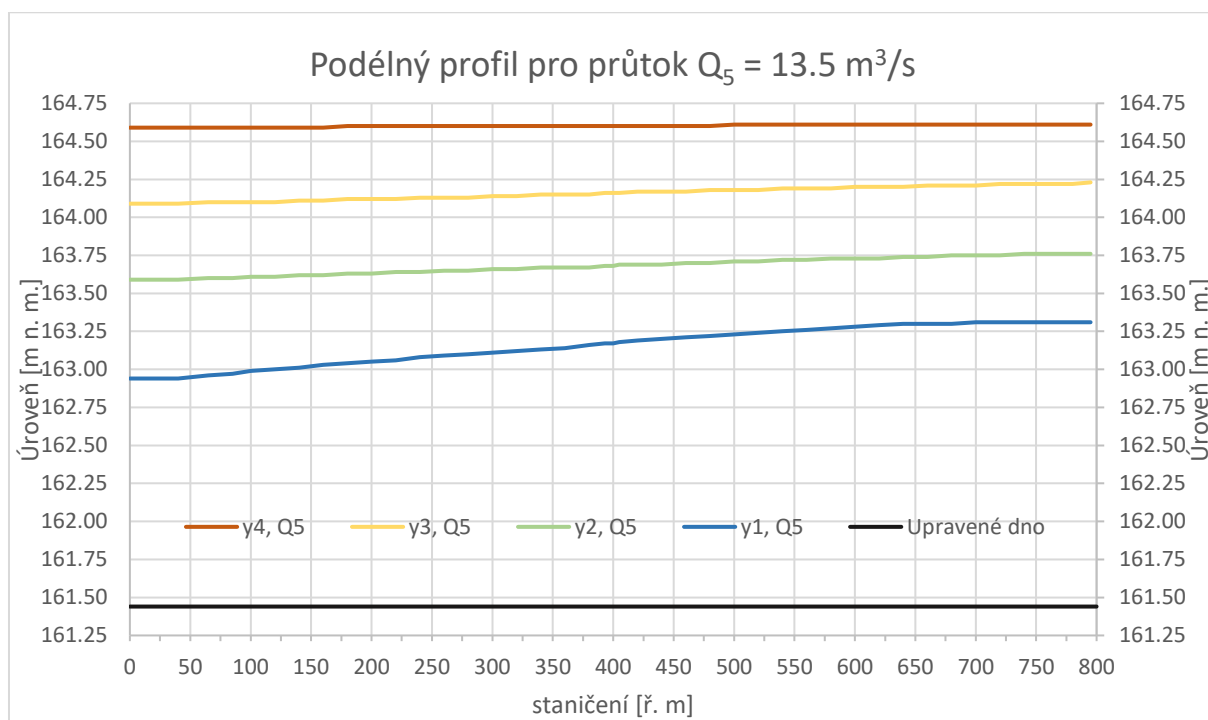


Graf 8 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při dvouletém průtoku

Z tohoto grafu lze vyčíst, že nejvíce stoupla hladina, jejíž okrajová podmínka odpovídá minimální plavební hloubce. Hloubka na konci úseku v profilu pod jezem je 1,60 m. Při okrajové podmínce maximální plavební hladiny je hloubka v profilu pod jezem 2,18 m. Při posledních dvou okrajových podmínkách byl vypočten rozdíl mezi hladinou v profilu ústí a v profilu pod jezem 1 cm.

Podélný profil odpovídající pětiletému průtoku

Pětiletý průtok má hodnotu 13,5 m³/s.

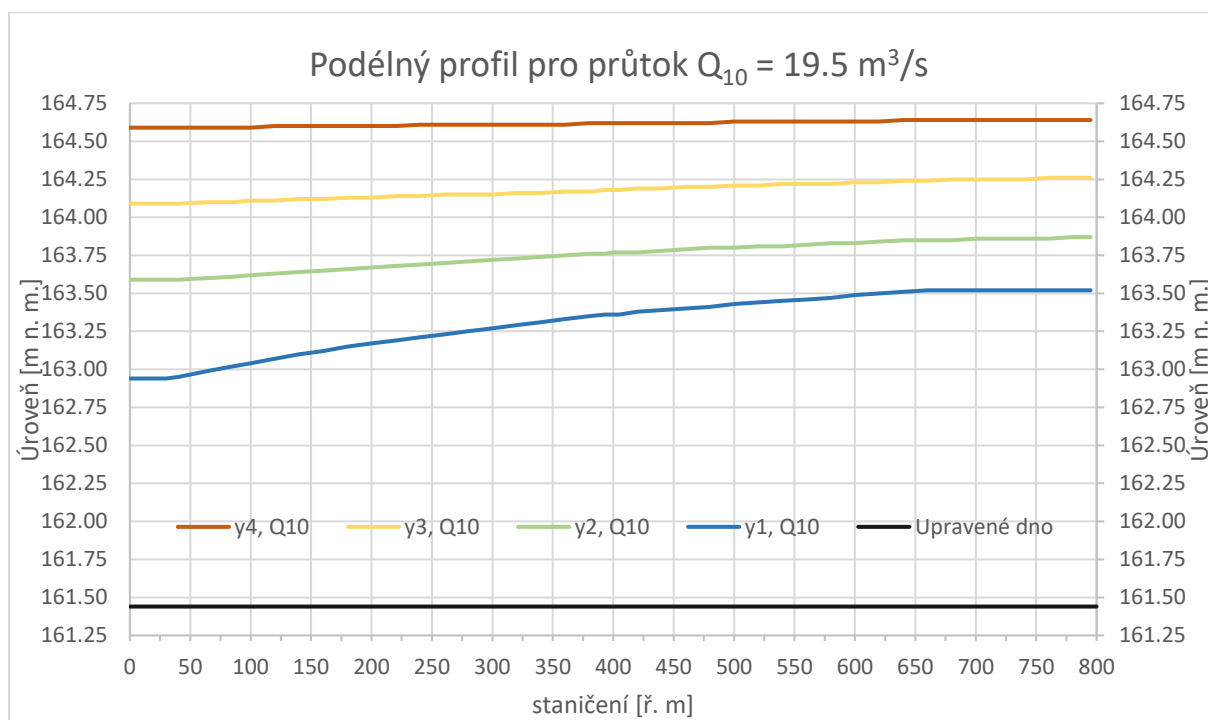


Graf 9 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při pětiletém průtoku

V tomto grafu jsou zobrazeny průběhy hladin pro jednotlivé okrajové podmínky. Opět největší rozdíl mezi profilem, kde řeka Radějovka ústí do Moravy a mezi profilem pod jezem je u okrajové podmínky y_1 , kde úroveň hladiny pod jezem odpovídá 163,31 m n. m. V tento moment dochází k ovlivnění přepadu přes Jamborův práh pro varianty označeny číslem 2. Při okrajové podmínce y_2 dochází k nárůstu hloubky vody mezi začátkem a koncem řešeného úseku o 17 cm a úroveň hladiny v profilu pod jezem je 163,76 m n. m. Pro variantu y_3 je úroveň hladiny pod jezem 164,22 m n. m. A při poslední podmínce byl vypočten nárůst mezi hladinou v profilu ústí a hladinou profilu pod jezem o 1 cm.

Podélný profil odpovídající desetiletému průtoku

Desetiletý průtok má hodnotu 19,5 m³/s.



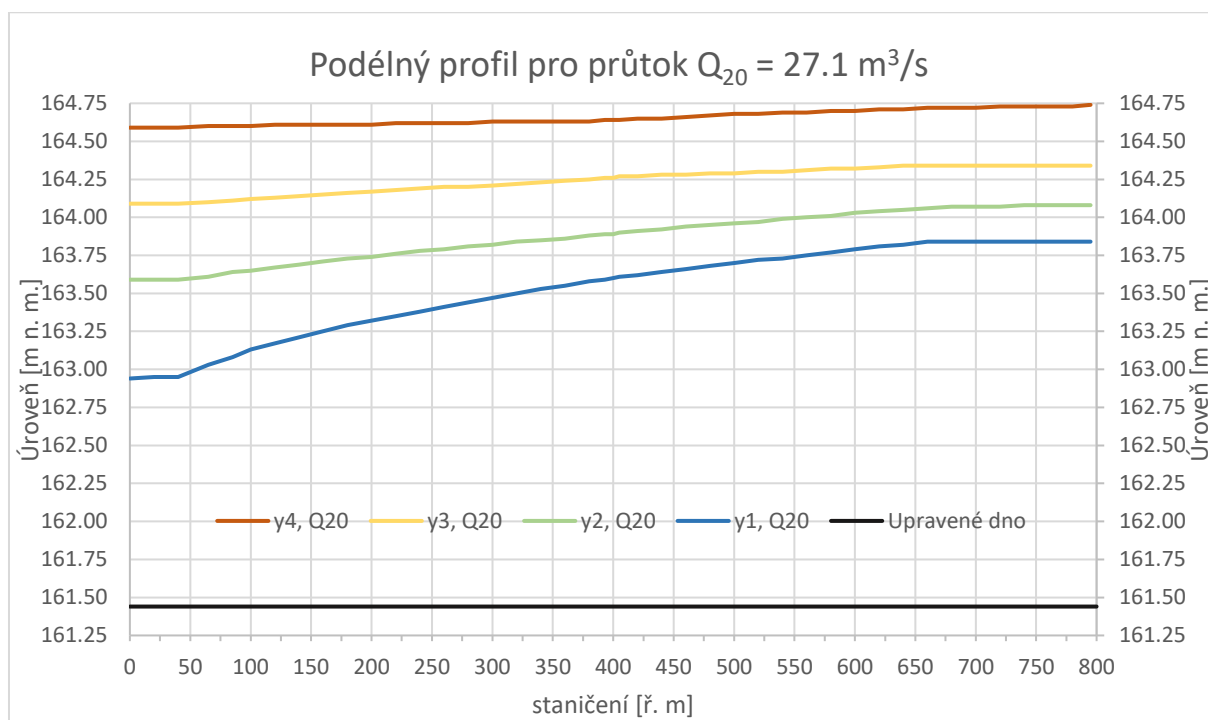
Graf 10 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při desetiletém průtoku

Levá strana grafu odpovídá profilu ústí Radějovky do řeky Moravy. Naopak druhá strana odpovídá profilu pod jezem. Na grafu je černou barvou v úrovni 164,44 m n. m. zobrazeno dno upraveného koryta.

Na grafu je vynesena průběh hladin odpovídající desetiletému průtoku pro čtyři různé okrajové podmínky. Při hloubce v ústí 3,15 m (y_4) byla na konci úseku vypočtena hloubka 3,20 m. Pro okrajovou podmínku y_3 byl nalezen rozdíl mezi hloubkou na začátku a hloubkou na konci úseku 17 cm. Pro podmínku y_2 vyšla úroveň hladiny v profilu pod jezem 163,87 m n. m., to odpovídá hloubce 2,43 m. Pro poslední variantu je rozdíl hladin mezi začátkem a koncem řešeného úseku největší. Rozdíl hladin je 0,68 m a hladina na konci řešeného úseku je na úrovni 163,52 m n. m.

Podélný profil odpovídající dvacetiletému průtoku

Dvacetiletý průtok má hodnotu 27,1 m³/s.

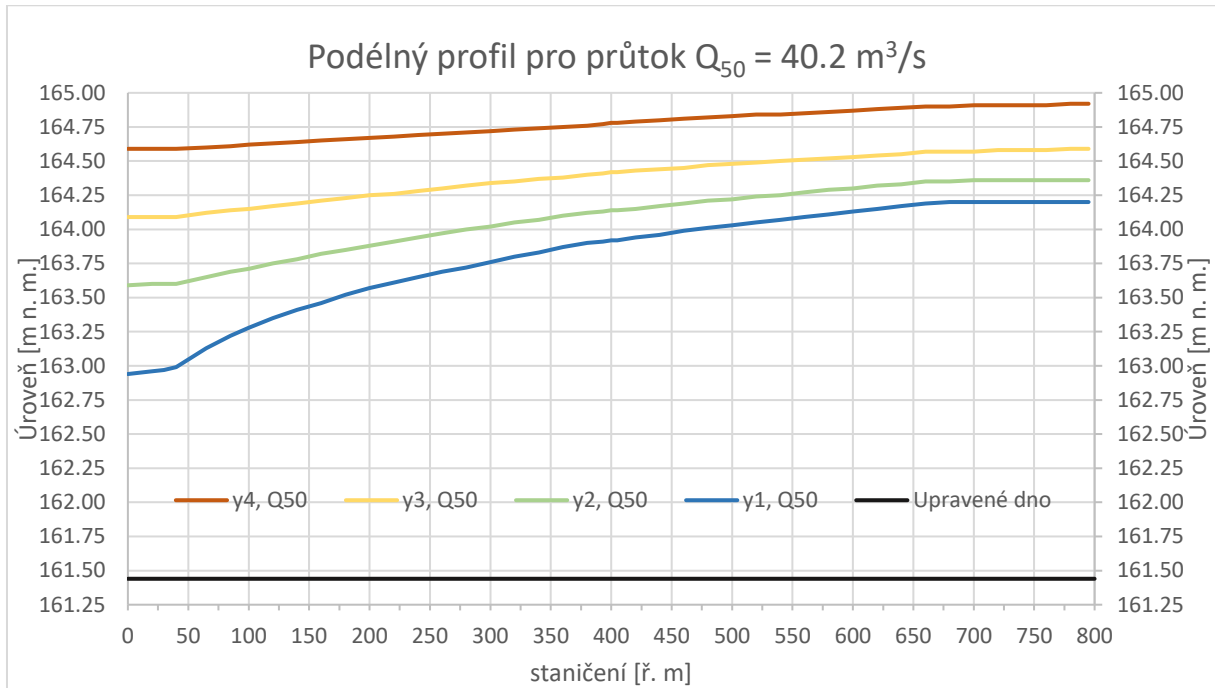


Graf 11 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při dvacetiletém průtoku

Při dvacetiletém průtoku lze na grafu vyčíst, že hloubka vody se nejvíce zvětšila při okrajové podmínce y_1 . Tato podmínka odpovídá minimální plavební hladině a hloubka v korytě na začátku řešeného úseku je 1,5 m. Hloubka na konci úseku je 2,41 m.

Podélný profil odpovídající padesátiletému průtoku

Padesátiletý průtok má hodnotu 40,2 m³/s.

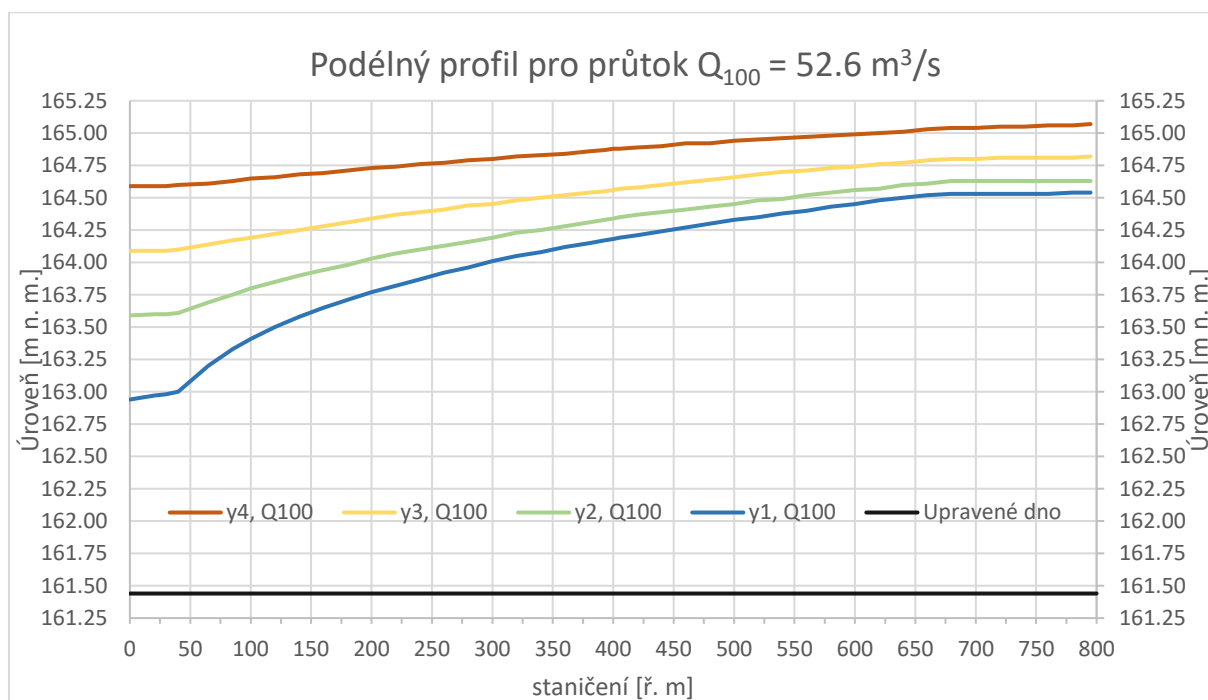


Graf 12 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při padesátiletém průtoku

Na grafu jsou zobrazeny čtyři průběhy hladin pro čtyři zvolené okrajové podmínky. Modře je zobrazena okrajová podmínka y_1 . Pro tuto podmínku platí, že hloubka v ústí Radějovky do Moravy odpovídá 1,5 m. Zeleně je zobrazena okrajová podmínka y_2 , kde je hloubka v ústí 2,15 m. Tato hloubka odpovídá maximálnímu plavebnímu průtoku. Žlutá barva značí podmínku y_3 , v profilu ústí má hloubku o 0,5 m vyšší než předchozí podmínka y_2 . Červeně je zobrazena poslední okrajová podmínka. Hloubka vody v profilu ústí odpovídá 3,15 m.

Podélný profil odpovídající stoletému průtoku

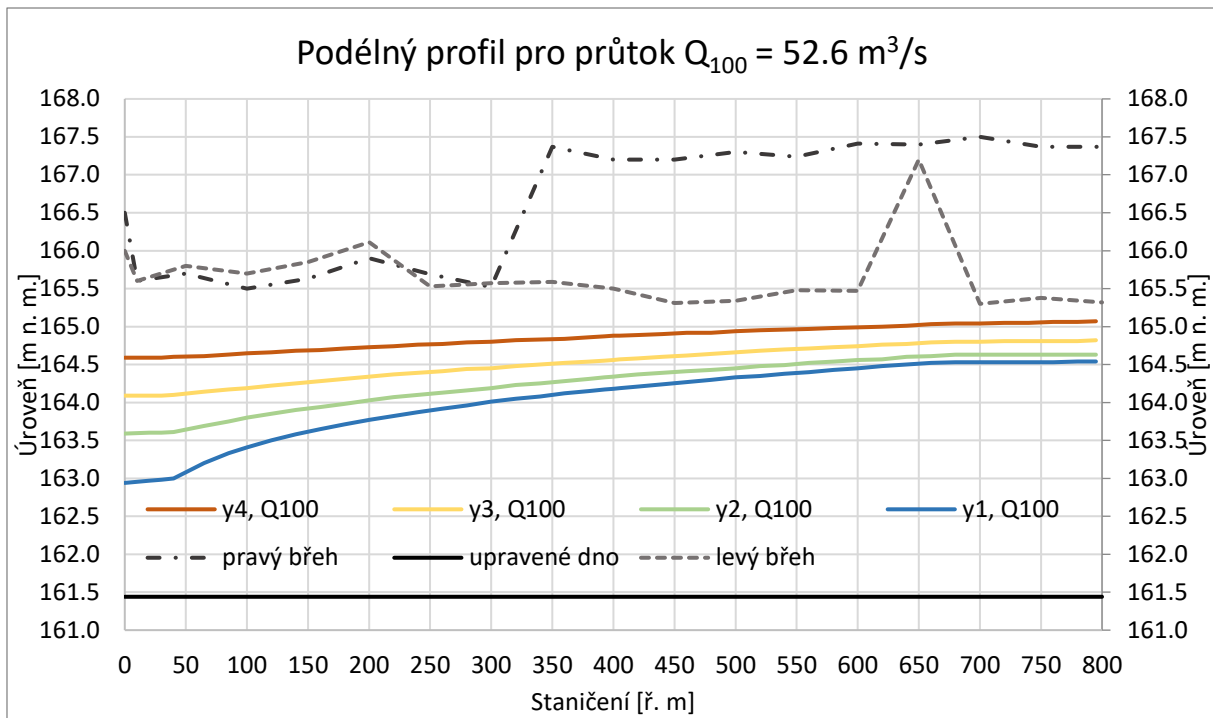
Stoletý průtok má hodnotu 52,6 m³/s.



Graf 13 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při stoletém průtoku

V tomto grafu pozorujeme největší zvýšení hladin v profilu pod jezem. Hladina při okrajové podmínce y_1 je 164,54 m n. m. v profilu pod jezem. Úroveň hladiny 164,63 m n. m. v profilu pod jezem odpovídá výpočtu, kde byla uvažována okrajová podmínka y_2 . Při řešení s okrajovou podmínkou y_3 úroveň hladiny odpovídá 164,81 m n. m. a při okrajové podmínce y_4 je úroveň hladiny 165,05 m n. m.

V grafu lze pozorovat prudký nárůst hloubky těsně před staničením 50 ř. m. V tomto místě přesněji od 30–60 ř. m. dochází k zúžení koryta z šířky ve dně 16 m na 6 m.



Graf 14 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při stoletém průtoku se zobrazením levého a pravého břehu koryta

V tomto grafu jsou zobrazeny průběhy hladin a zároveň levý a pravý břeh koryta Radějovky. Ani při tomto průtoku se řeka nerozlije mimo své koryto.

Levý břeh je na grafu zobrazen čárkovanou šedou a pravý břeh je na grafu zobrazen čerchovanou tmavší šedou.

6.2.2.2. Shrnutí výsledků výpočtu dolní vody

V tabulce jsou uvedeny hodnoty hloubky vody a úrovně hladiny ve staničení ř. m 795, které odpovídá profilu pod jezem.

Hloubky ve staničení 0,795 ř. km pro příslušné hodnoty průtoku								
Q	y ₁		y ₂		y ₃		y ₄	
[m ³ /s]	[m]	[m n. m.]	[m]	[m n. m.]	[m]	[m n. m.]	[m]	[m n. m.]
0,015	1,50	162,94	2,15	163,59	2,65	164,09	3,15	164,59
0,129	1,50	162,94	2,15	163,59	2,65	164,09	3,15	164,59
4,4	1,53	162,97	2,16	163,60	2,65	164,09	3,15	164,59
5,2	1,54	162,98	2,16	163,60	2,66	164,10	3,15	164,59
8,0	1,60	163,04	2,18	163,62	2,66	164,10	3,16	164,60
13,5	1,87	163,31	2,32	163,76	2,78	164,22	3,17	164,61
19,5	2,08	163,52	2,43	163,87	2,82	164,26	3,20	164,64
27,1	2,41	163,85	2,64	164,08	2,90	164,34	3,29	164,73
40,2	2,76	164,20	2,92	164,36	3,15	164,59	3,48	164,92
52,6	3,10	164,54	3,19	164,63	3,37	164,81	3,62	165,06

Tabulka 8 - Hloubky v profilu pod jezem

Pro okrajovou podmínku odpovídající minimální plavební hladině zůstává hloubka neměnná až do průtoku, který odpovídá maximálnímu plavebnímu průtoku, a jeho hodnota je 4,4 m³/s. Už při průtoku odpovídajícímu pětiletému průtoku dochází k ovlivnění přeřadu zatopením, pro varianty s číslem 2.

Pro všechny ostatní úrovně hladiny je přelivná hrana zatopená od začátku.

Tyto hodnoty budou důležité pro další výpočty. Budou vystupovat v přepočítání kapacity jezu s vlivem zatopení. Budou rozhodující pro návrh vývaru. A tyto hladiny budou také důležité pro stanovení zatěžovacích obrazců hydrostatické a vztlakové síly při výpočtu stability.

6.2.3. Určení vlivu zatopení a přepočítání kapacity přepadu

Nedokonalý přepad nastává, když dojde ke zvýšení hladiny dolní vody do úrovně, která ovlivní přepadové charakteristiky a tím zmenšuje kapacitu jezu. K ovlivnění kapacity vlivem zatopení dochází, když je hladina dolní vody vyšší než koruna přelivné hrany. Rozdíl těchto dvou výšek označujeme h_o . (13)

Vzhledem k vypočteným hodnotám dolní vody je jasné, že pro průtok odpovídající stoletému průtoku dojde k zatopení přelivu ve všech případech, které byly řešeny.

Výpočet nedokonalého přepadu je téměř totožný s výpočtem dokonalého. Jediné, čím se vzorce liší, je součinitel zatopení.

$$Q = \sigma_z \cdot m \cdot b_u \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot (h_o)^{\frac{3}{2}}$$

Rovnice 13 - Bazinova rovnice pro nedokonalý přepad

Součinitel zatopení je hodnota, která je závislá na poměru mezi hodnotou h_o a výškou přepadového paprsku h . Pro tento případ byly hodnoty součinitele převzaty z tabulky, která je zobrazena níže.

h_o/h	0,10	0,30	0,50	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95
σ_z	0,999	0,994	0,980	0,960	0,940	0,906	0,856	0,790	0,575	0,575	0,412

Tabulka 9 - Součinitel zatopení v závislosti na poměru převýšení hladiny dolní vody nad korunu přelivu k přepadové výšce (14)

Součinitel zatopení byl hledán tak, že pro daný průtok byla nalezena hodnota přepadového paprsku a k témuž pútkou byla nalezena i hodnota úrovně dolní vody. Součinitel je tedy proměnný v závislosti na výšce paprsku a tomu odpovídajícímu průtoku.

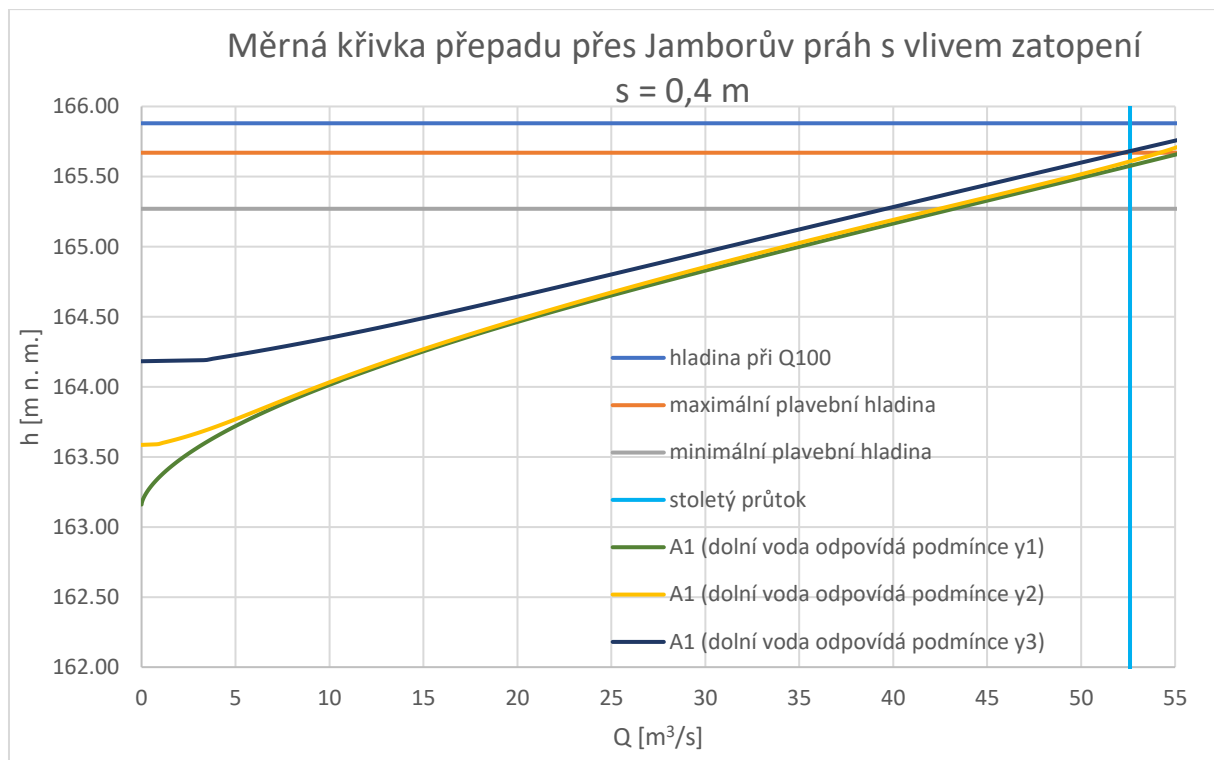
Vzhledem k dohledaným informacím z manipulačního řádu, který udává, že při průtoku 700 m³/s na řece Moravě je hladina nad jezem na úrovni 164,68 m n. m. při otevření všech polí a při jednom zahrazeném dokonce až 165,25 m n. m. lze snadno odhadnout, že poslední napočítaná varianta odpovídá extrémní povodni na řece Moravě. Vzhledem k tomu, že stoletý průtok řeky Moravy je 725 m³/s, je velice nepravděpodobné, aby se sešly obě extrémní povodně naráz (Morava i Radějovka), proto nebude uvažován vliv zatopení od okrajové podmínky y_4 . Aby jezové pole kapacitně splnilo podmínku, bude uvažováno jen s vlivem zatopení od minimální plavební hladiny, maximální plavební hladiny a poslední podmínka bude ta, kdy je hladina o 0,5 m vyšší než maximální plavební. (15)

Tento výpočet bude proveden jen pro varianty, které splnily podmínky v prvním výpočtu kapacity jezu. Vzhledem k náročnosti tohoto výpočtu byl proveden první odhad bez vlivu zatopení, aby počet možných variant zůžil již před tímto složitějším výpočtem.

Výsledky pro variantu A1

Tento graf zobrazuje měrné křivky přelivu s vlivem zatopení při přepadu přes Jamborův práh pro variantu A1. Varianta A1 byla navržena s výškou Jamborova prahu 0,4 m a šířkou jezového pole 5 m.

Výpočet byl proveden pro jedno jezové pole.

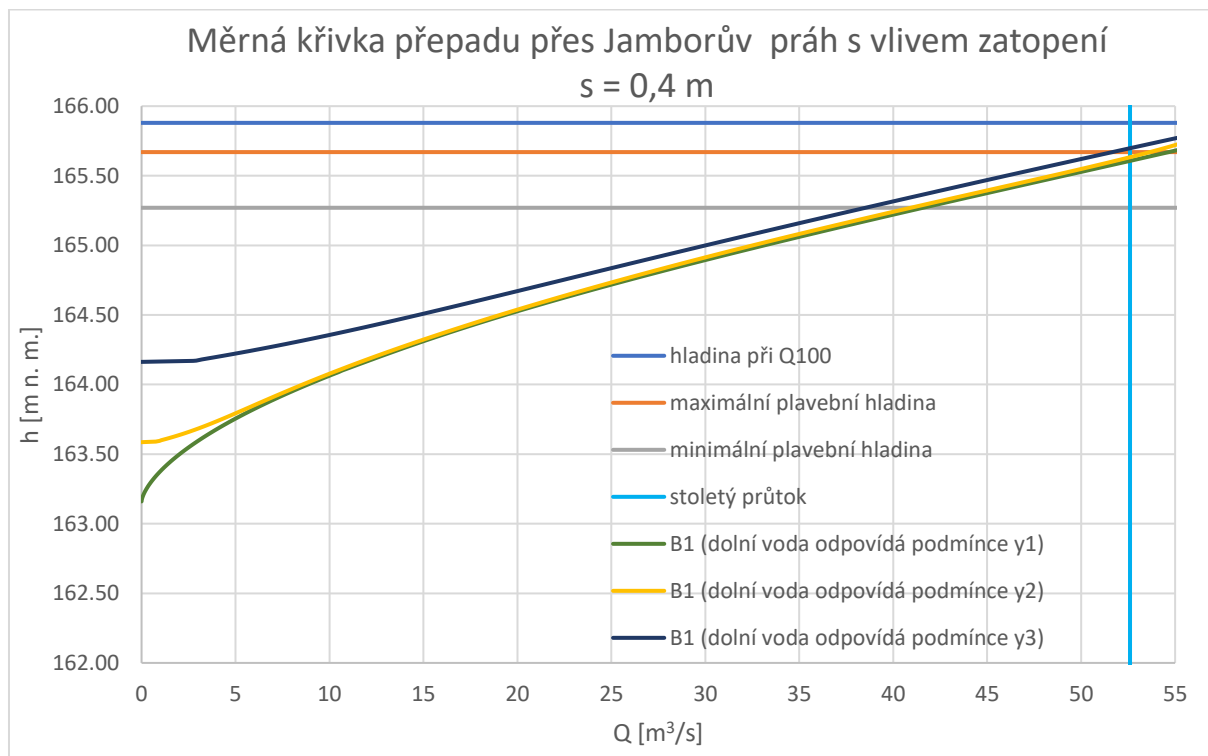


Graf 15 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu A1

Kapacita přelivu byla vypočtena se třemi možnými hloubkami dolní vody. Tato varianta vyhovuje dané podmínce a nejsou zhoršeny průtokové stavy. I v nejhorším stavu, kdy je vliv zatopení největší při podmínce y_3 , odpovídá stoletý průtok zhruba úrovni maximální plavební hladiny.

Výsledky pro variantu B1

Na tomto grafu jsou zobrazeny výsledky pro variantu B1 s vlivem zatopení. Tato varianta má výšku Jamborova prahu 0,4 m a šířku jezového pole 4,5 m. Výpočet byl proveden pro jedno jezové pole.

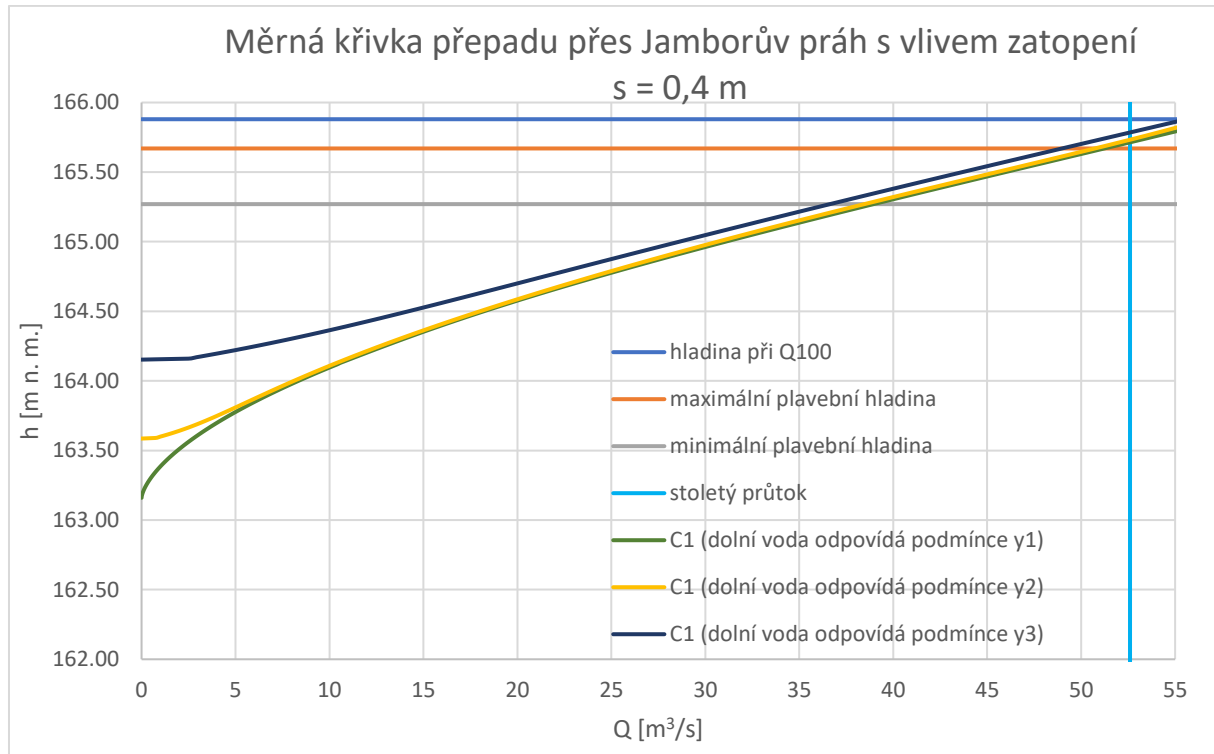


Graf 16 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu B1

I v tomto případě je stoletý průtok převeden přes jezové pole bez zhoršení průtokových stavů. Zelená křivka zobrazuje výpočet provedený s nejmenší vlivem zatopení. To znamená, že dolní voda odpovídá minimálnímu plavebnímu průtoku. U ostatních dvou křivek pozorujeme z počátku velký vliv zatopení. Žlutá křivka začíná na úrovni 163,59 m n. m. Tato nadmořská výška odpovídá maximální plavební hladině. Tmavě modrá začíná ještě o 0,5 m výše.

Výsledky pro variantu C1

Níže uvedený graf je měrná křivka jednoho jezového pole varianty C1. Tato varianta má šířku jezového pole 4,25 m a výšku Jamborova prahu 0,4 m.

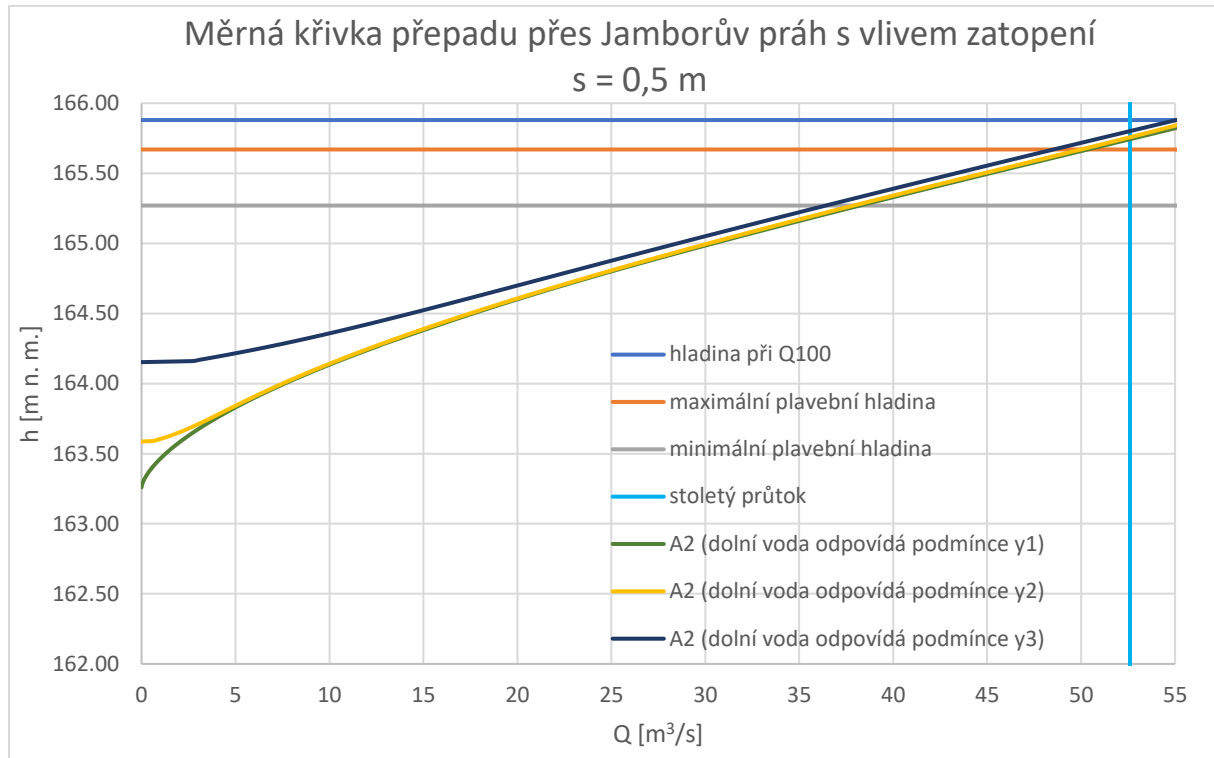


Graf 17 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu C1

Ani pro jednu z vypočtených variant nebyly zhoršeny průtokové poměry. Pro variantu s nejmenším vlivem zatopení, kdy je hladina na úrovni minimálního plavebního průtoku, vyšla výška přepadového paprsku v nadmořské výšce 165,71 m n. m.

Výsledky pro variantu A2

Varianta A2 má Jamborův práh vysoký 0,5 m. Šířka jezového pole je 5 m. Výpočet byl proveden pro jedno jezové pole.

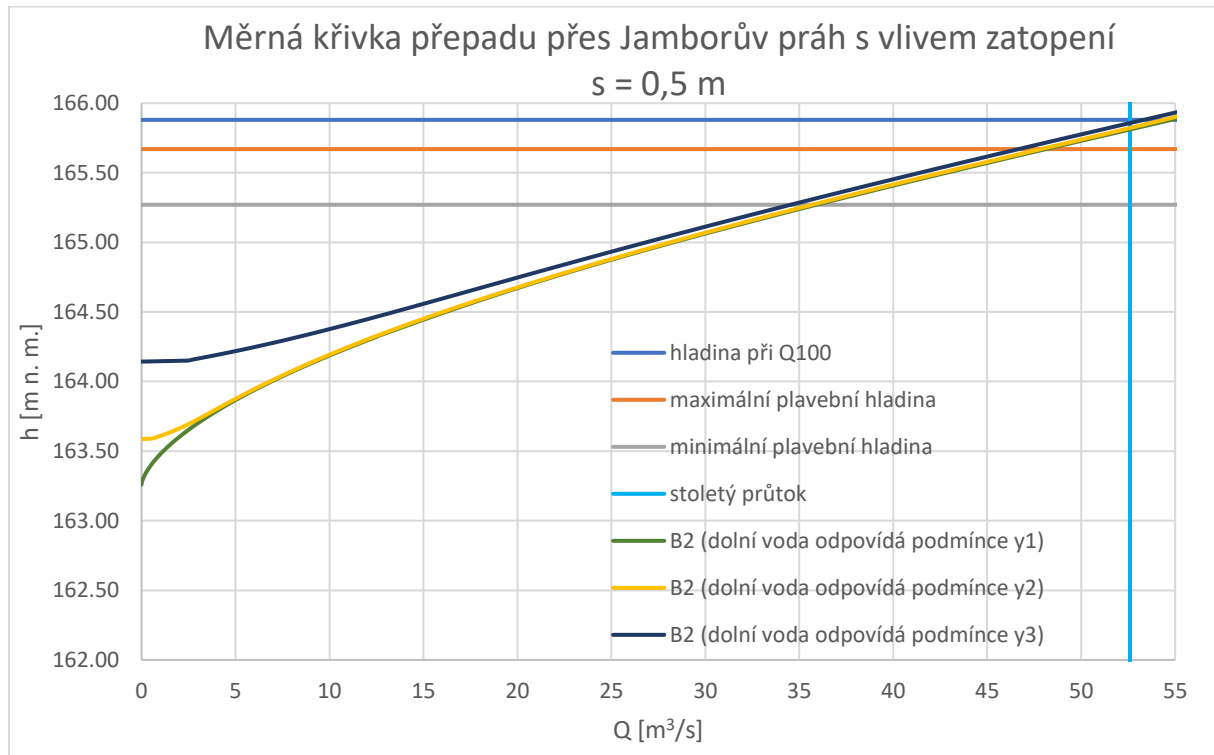


Graf 18 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu A2

Zelená křivka znázorňuje měrnou křivku přepadu s nejmenším vlivem zatopení. Dolní hladina vody odpovídá minimálnímu plavebnímu průtoku. U žluté křivky pozorujeme, že při nízkých průtokových stavech je přeliv zatopený. To stejné je k vidění i u poslední podmínky y_3 .

Výsledky pro variantu B2

V této variantě je Jamborův práh vysoký 0,5 m jeho hrana je v úrovni 163,26 m. n. m. Šířka jednoho jezového pole je 4,5 m. Výpočet byl proveden pro jedno jezové pole.

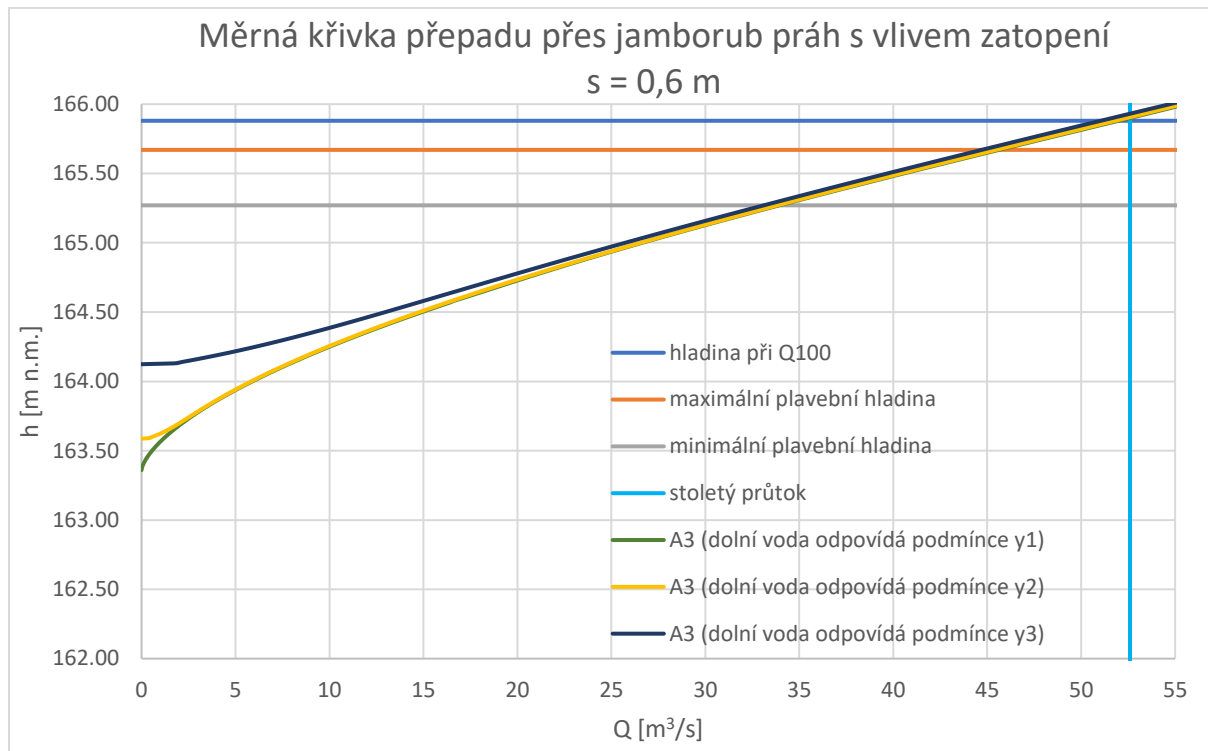


Graf 19 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu B2

Kapacita jezového pole byla vypočtena pro tři různé podmínky dolní vody. Zelenou barvou je znázorněna měrná křivka, která odpovídá podmínce, kdy je dolní voda na úrovni minimálního plavebního průtoku a s přibývajícím průtokem se její hloubka zvyšuje. Při této podmínce odpovídá stoletému průtoku hladina v nadmořské výšce 165,81 m n. m. Žlutou křivkou je zobrazena měrná křivka s vlivem zatopení, které odpovídá maximálnímu plavebnímu průtoku. Poslední tmavě modrá zobrazuje měrnou křivku s vlivem zatopení od podmínky y₃. Hodnota stoletého průtoku v tomto případě odpovídá nadmořské výšce 165,85 m n. m.

Výsledky pro variantu A3

Tato varianta odpovídá navrhovanému stavu, kdy je výška prahu 0,6 m a šířka jezového pole 5 m.



Graf 20 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu A3

V předchozím výpočtu bez vlivu zatopení u této varianty odpovídal stoletý průtok prakticky přesně úrovni stanovené jako limitující. Nyní je jasné, že s vlivem zatopení se průtokové podmínky zhorší a tato varianta již nebude splňovat podmínky pro průchod povodně.

6.2.3.1. Shrnutí výsledků kapacity přepadu s vlivem zatopení

Výpočty byly provedeny pro jedno jezové pole pro celkem pro šest variant. Jednalo se o varianty A1, B1, C1, A2, B2 a A3. Varianty s číslovkou 1, mají Jamborův práh vysoký 0,4 m, varianty s číslovkou 2 mají Jamborův práh vysoký 0,5 m a poslední varianta A3 má Jamborův práh vysoký 0,6 m. Varianty A mají šířku jezového pole 5 m, varianty B mají šířku jezového pole 4,5 m a varianta C1 má šířku jezového pole 4,25 m.

Průtokové poměry se zhoršily jen u varianty A3. Z tohoto důvodu se s touto variantou nebude uvažovat dál. U všech ostatních variant nedošlo k zhoršení.

Další výpočet je návrh vývaru. Pro tento výpočet byly vybrány varianty A2, B2 a C1. Varianty A2 a B2 byly vybrány z toho důvodu, že Jamborův práh je vyšší, což znamená, že hradící konstrukce může být menší. Varianta C1 byla zvolena z toho důvodu, že je jediná, která má šířku středového pilíře 2,5 m.

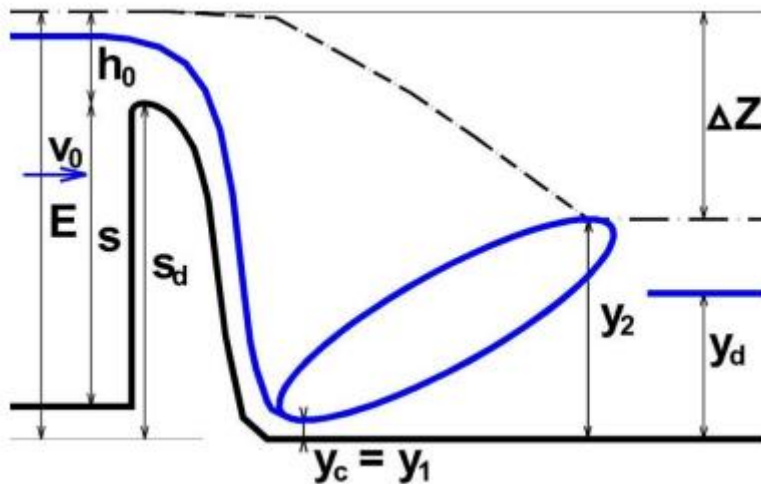
6.2.4. Návrh vývaru

Návrh vývaru lze rozdělit do tří kroků. Prvním je nalezení návrhového průtoku. Druhým je určení hloubky vývaru a posledním třetím je určení délky vývaru.

Určení návrhového průtoku

Jelikož nejméně příznivý stav pro návrh vývaru nemusí být maximální průtok je nejdříve nutné najít návrhový průtok. Tento výpočet je závislý i na hloubce vody v podjezí. Návrhovým průtokem je průtok, kdy je rozdíl druhé vzájemné hloubky vodního skoku a hloubky dolní vody nejvyšší.

K výpočtu se používá opět Bernoulliho rovnice. Hledanými hodnotami jsou obě vzájemné hloubky vodního skoku.



Obrázek 12 - Schéma zobrazující důležité parametry pro návrh vývaru (12)

Pro nalezení první hloubky y_1 si představíme, že první profil pro Bernoulliho rovnici se nachází těsně před vzdouvací stavbou a druhý právě na úrovni, kde vzniká y_1 . Po úpravě základní rovnice získáme rovnici v tomto tvaru.

$$y_c = \frac{q}{\varphi \cdot \sqrt{2g \cdot (E - y_c)}}$$

Rovnice 14 - Výpočet první vzájemné hloubky vodního skoku

Kde φ je rychlostní součinitel při dopadu na dno vývaru. Jeho hodnota je určena tabulkově, je závislá na typu konstrukce a také na energetické výšce. Jeho hodnoty se pohybují zhruba od 0,6 do 1,0, nejčastěji však v rozmezí od 0,8 do 1,0. Pro Jamborův práh bude uvažována hodnota $\varphi = 1,0 [-]$.

E odpovídá celkové energii. Jedná se o součet nadmožské výšky dna nadjezí (nebo vzdálenosti od srovnávací roviny, která je volena na úrovni dna vývaru), výšky prahu (v tomto případě Jamborova), výšky přepadového paprsku a rychlostní výšky.

Parametr q udává specifický průtok. Jedná se o přepočítanou hodnotu průtoku na 1 m šířky.

První vzájemná hloubka vodního skoku je značena ve vzorci y_c . Platí $y_c = y_1$ (předpoklad přilehlého prostého vodního skoku). Jelikož tato neznámá ve vzorci vystupuje dvakrát je potřeba řešení této rovnice iterovat tak, že v prvním kroku bude ve jmenovateli pod odmocninou v závorce pouze E . Z toho bude získán první odhad pro y_c , který se následně znovu dosadí do rovnice. Tento postup se opakuje, dokud nebude rozdíl mezi hledanými hodnotami minimální.

Pro určení druhé vzájemné hloubky platí následující vztah.

$$y_2 = \frac{y_c}{2} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{8q^2}{g \cdot y_c^3}} - 1 \right)$$

Rovnice 15 - Výpočet druhé vzájemné hloubky vodního skoku

Kde y_2 je druhá vzájemná hloubka.

Tento výpočet bude proveden pro všechny průtoky, které byly použity ve výpočtu dolní vody. To znamená pro minimální zůstatkový, minimální plavební, maximální plavební, jednoletý průtok, dvouletý průtok, pětiletý průtok, desetiletý průtok, dvacetiletý průtok, padesátiletý průtok a stoletý průtok. Hloubka dolní vody je pro zjištění návrhového průtoku zásadní. Návrhový průtok je ten průtok, kde je rozdíl mezi druhou vzájemnou hloubkou vodního skoku a hloubkou dolní vody maximální.

Když je $y_d = y_2$, vznikne přilehlý vodní skok. Vzduť vodní skok vznikne, když je $y_d > y_2$. Příklad, kdy je $y_d < y_2$, je ten na který se navrhuje vývar. Vzhledem k tomu, že k vodnímu skoku dochází až po vyrovnání těchto dvou hladin. Cílem návrhu je lokalizovat vodní skok, právě do navržené upravené části koryta, kterým je vývar.

Výpočet hloubky vývaru

V tomto případě bude proveden výpočet úplně stejně, jako byl hledán návrhový průtok. Budou spočteny obě vzájemné hloubky vodního skoku. Výpočet se bude lišit jen v tom, že do energie před přelivem bude zohledněna i hloubka vývaru.

Navržená hloubka vývaru se posoudí pomocí následujícího vztahu.

$$\sigma = \frac{y_d + d}{y_2}$$

Rovnice 16 - Výpočet míry vzduť

σ značí míru vzduť. Aby mohl být návrh vývaru považován za vhodný, musí být výsledné vzduť mezi hodnotami 1,05 až 1,10. Pokud se tak nestane, opraví se navrhovaná hloubka vývaru d a výpočet se zopakuje.

Určení délky vývaru

L_1 je délka dopadajícího paprsku. Pokud se jedná o přeliv proudnicového tvaru, délka dopadu paprsku je totožná s vodorovnou vzdáleností mezi korunou přelivu a patou jezového tělesa.

Aktivní délka vývaru je označována L_2 . Měla by odpovídat délce vodního skoku. Pro stanovení této délky se používá vztah, kdy je délka vývaru zmenšena na 80 % délky vodního skoku. (11)

Délku prostého vodního skoku lze jednoduše spočítat podle vzorce.

$$l_s = m \cdot (y_2 - y_1)$$

Rovnice 17 - Výpočet délky prostého vodního skoku

Kde l_s značí délku vodního skoku, y_2 druhou vzájemnou hloubku vodního skoku, y_1 první vzájemnou hloubku vodního skoku a m je součinitel, který je v rozmezí 3 až 6. (13)

6.2.5. Parametry navrženého vývaru

Vývar byl navrhován pro 5 variant. Těmito variantami jsou A1, B1, C1, A2 a B2. Jedná se o varianty, které splnily kapacitní podmínky, co se týká průtoku, pro jedno jezové pole. Varianta A1, B1 a C1 mají výšku Jamborova prahu 0,4 m a varianty A2 a B2 mají výšku Jamborova prahu 0,5 m.

Pro všechny varianty byl hledán návrhový průtok tak, že pro hodnoty hloubek z napočítaných průtoků dolní vody, byly hledány hloubky v horní vodě odpovídající stejným průtokům. S těmito hodnotami se vstupovalo do výše uvedených vzorců. Pro všechny varianty vyšel jako návrhový průtok stoletý, když dolní okrajová podmínka odpovídala y_1 při stoletém průtoku. Tedy dolní hladina byla nejnižší z řešených hloubek. A pro všechny varianty vyšlo,

že druhá výška vodního skoku, je vyšší než úroveň dolní hladiny. V tomto případě je pro všechny varianty nutné navrhnout vývar.

Ve výpočtech byla hledaná hloubka vývaru, aby byla splněna podmínka míry vzduť. Před návrhem délky vodního skoku bylo nejdříve ověřeno, zdali se jedná o vodní skok prostý. Pro návrh délky vývaru byla ve vzorci pro délku vodního skoku za součinitel m dosazena hodnota $m = 0,4 [-]$.

Pro variantu A1 a A2 splní podmínku míry vzduť vývar o hloubce 1,30 m a délce 10,0 m.

Pro variantu B1 a B2 byl navržen vývar, jehož hloubka je také 1,60 m a délka je 10,0 m.

Pro variantu C1 vyšly parametry vývaru tak, že jeho hloubka je 1,80 m a délka 11,20 m.

Pro výpočet stability budou z těchto variant dále uvažovány varianty A2 a B2. Varianta C1 nebude dále posuzována vzhledem k tomu, že vývar pro tuto variantu vyšel nejhlubší a nejdelší. Varianty A2 a B2 jsou voleny vzhledem k tomu, že pro ně bude navrhován kratší hrací uzávěr než pro varianty A1 a B1.

6.3. Stabilitní výpočty

Stabilita bude posuzována pro variantu A2 a variantu B2.

Stabilita bude posuzována dle mezních stavů únosnosti. Do toho spadá stabilita proti posunutí, která se dělí na posunutí po smykové ploše, posunutí v základové spáře a posunutí v nevyztužené pracovní spáře konstrukcí z prostého betonu. Dále bude posuzována stabilita proti nadzvednutí vztlakem a stabilita proti překlopení. (16)

Zatížení, která budou v těchto stavech působit jsou hydrostatické zatížení, zemní tlak, vztlak a vlastní tíha konstrukce. Hydrostatická zatížení budou řešena pomocí zatěžovacích obrazců a budou rozdělena na vertikální a horizontální složky. Další zatížení bude vyvoláváno tlakem zeminy. Údaje o charakteristických hodnotách zeminy jsou uvedeny v tabulce 3. Dále bude uvažován vztlak na konstrukci a vlastní tíha konstrukce. Ve výpočtech bude zanedbána vlastní tíha ocelového uzávěru vzhledem k nedostatečným informacím. Tímto zanedbáním by se celý výpočet měl nacházet na straně bezpečné, jelikož zde nebude působit síla, která bude konstrukci přitěžovat proti posunu a vzduť a ani nebude vznikat pasivní moment, který by bránil v překlopení.

Vzhledem k rozdělení obou variant na dilatační bloky bude stabilita posuzována jak pro celou konstrukci, tak pro každý dilatační blok zvlášť.

Zatěžovací stavy, při kterých bude stabilita posuzována, budou dva. První posouzení bude provedeno při stoletém průtoku. Druhé posouzení bude, když v nadjezí bude udržována hladina na úrovni 166,79 m n. m. a podjezí bude hladina odpovídat minimální plavební hladině. Hladina na úrovni 166,79 m n. m. odpovídá závlahové hladině.

K výpočtu vzduť bude přidána varianta, kdy vývar není přitěžován dolní vodou. Tento stav nastává například při opravě vývaru. Stavební jímky musí mít zabezpečení o jeden rok vyšší, než je plánovaná doba opravy. To znamená, když je oprava plánovaná na jeden rok, zabezpečení stavební jímky musí být provedeno na dvouletý průtok.

6.3.1. Návrh tloušťky vývarové desky

K prvotnímu návrhu tloušťky vývarové desky slouží dva empirické vzorce, které zohledňují zatížení vlivem dopadajícího paprsku na dno vývaru. Jedná se o výpočet dle Dombrovského a výpočet dle Tarajmoviče. (17)

Rozhodující pro tloušťku vývarové desky bude její následné posouzení proti zdvihnutí vlivem vztlakové síly.

Tloušťka vývarové desky dle Dombrovského

$$t_d = 0,4 \cdot v_1 \cdot h_1^{0,5}$$

Rovnice 18 - Výpočet tloušťky vývarové desky dle Dombrovského

Kde t_d je tloušťka vývarové desky, h_1 je síla přepadajícího paprsku v místě dopadu. Přibližně lze uvažovat první vzájemnou hloubku vodního skoku. A v_1 je průřezová rychlost v místě dopadu.

Tloušťka vývarové desky dle Tarajmoviče

$$t_d = 0,4 \cdot \left(\frac{q}{2}\right)^{0,5} \cdot H^{0,25}$$

Rovnice 19 - Výpočet tloušťky vývarové desky dle Tarajmoviče

Kde t_d značí tloušťku vývarové desky, q je specifický průtok a H značí spád jezu neboli rozdíl hladin.

Tloušťka vývarové desky pro variantu A2

Vypočteny byly tloušťky dle obou výše uvedených vzorců. Všechny hodnoty vstupující do vzorců i s výsledky jsou zobrazeny v následující tabulce.

Výpočet byl proveden pro průtoky od maximálního plavebního po stoletý.

Q	q	H _h	y ₁	v ₁	y _d	H	td ₁	td ₂
[m ³ /s]	[m ³ /s/m]	[m n. m.]	[m]	[m/s]	[m n. m.]	[m]	[m]	[m]
4,40	0,88	163,79	0,13	6,65	162,97	0,82	0,36	0,25
5,20	1,04	163,84	0,16	6,70	162,98	0,86	0,40	0,28
8,00	1,60	164,02	0,23	6,90	163,04	0,98	0,50	0,36
13,50	2,70	164,31	0,37	7,20	163,31	1,00	0,66	0,46
19,50	3,90	164,58	0,52	7,48	163,52	1,06	0,81	0,57
27,10	5,42	164,88	0,70	7,77	163,85	1,03	0,97	0,66
40,20	8,04	165,34	0,98	8,19	164,20	1,14	1,22	0,83
52,60	10,52	165,75	1,23	8,56	164,54	1,21	1,42	0,96

Tabulka 10 - Výpočet tloušťky vývarové desky varianty A2

V této tabulce Q značí hodnotu průtoku a q hodnotu specifického průtoky, H_h je úroveň horní vody pro daný průtok a ta byla použita pro výpočet rozdílu hladin neboli spádu, který se v tabulce značí pomocí písmene H. Úroveň dolní vody je značena y_d . y_1 je první vzájemná

hloubka vodního skoku a pro tuto hodnotu byla vypočtena rychlost, která je značena v_1 . t_{d1} odpovídá výpočtu dle Dombrovského a t_{d2} odpovídá výpočtu dle Tarajmoviče.

V obou případech vyšla největší tloušťka vývarové desky pro stoletý průtok. Největší tloušťka vyšla pro stoletý průtok v obou výpočtech. Je zřejmé, že obě hodnoty se dost liší, proto bude zásadní následné stabilitní posouzení vývarové desky proti vztlaku.

Jako navrhovaná tloušťka vývarové desky pro variantu A2 byla vybrána hodnota 1 m, která byla získána zaokrouhlením výsledku z empirického vzorce pomocí Tarajmoviče.

Tloušťka vývarové desky pro variantu B2

Výpočet byl proveden pomocí obou výše uvedených vzorců pro průtokové stavy od maximálního plavebního průtoku po stoletý průtok.

Q	q	H_h	y_1	v_1	y_d	H	t_{d1}	t_{d2}
[m ³ /s]	[m ³ /s/m]	[m n. m.]	[m]	[m/s]	[m n. m.]	[m]	[m]	[m]
4,40	0,98	163,82	0,15	6,01	162,97	0,85	0,35	0,27
5,20	1,16	163,88	0,17	6,07	162,98	0,90	0,38	0,30
8,00	1,78	164,07	0,26	6,26	163,04	1,03	0,47	0,38
13,50	3,00	164,37	0,41	6,54	163,31	1,06	0,63	0,50
19,50	4,33	164,65	0,57	6,79	163,52	1,13	0,77	0,61
27,10	6,02	164,96	0,77	7,06	163,85	1,11	0,93	0,71
40,20	8,93	165,41	1,08	7,42	164,20	1,21	1,16	0,89
52,60	11,69	165,81	1,36	7,75	164,54	1,27	1,35	1,03

Tabulka 11 - Výpočet tloušťky vývarové desky varianty B2

V této tabulce Q značí průtok, q specifický průtok H_h úroveň hladiny v nadjezí, y_1 první vzájemnou hloubku vodního skoku, v_1 značí průřezovou rychlost v místě, kde je hloubka totožná s první vzájemnou hloubkou vodního skoku. y_d značí úroveň hladiny dolní vody, H značí rozdíl hladin v nadjezí a podjezí. Výpočet dle Dombrovského je značen t_{d1} a výpočet dle Tarajmoviče je značen t_{d2} .

Pro tuto variantu vyšly hodnoty tloušťky vývaru také vyšší pro výpočet dle Dombrovského. Nejvyšší hodnoty tloušťky je dosaženo při stoletém průtoku.

Jako navrhovaná hodnota tloušťky vývarové desky bude uvažována tloušťka 1,1 m, která byla získána zaokrouhlením nahoru na desítky cm ze vzorce dle Tarajmoviče.

6.3.2. Výpočet zatížení působící na konstrukci

Hydrostatické zatížení

Výpočet síly bude proveden pomocí následujícího vzorce.

$$F = A \cdot b \cdot \gamma_w$$

Kde γ_w je objemová tíha vody, která je určena součinem gravitačního zrychlení a hustoty vody. V tomto případě bude hodnota $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$. A je plocha zatěžovacího obrazce, b je jeho šířka. V tomto případě bude $b = 1 \text{ m}$.

Hydrostatické zatížení bude rozděleno na horizontální a vertikální složky.

Vztlak

Zatěžovací obrazec pro vztlak byl získán pomocí Laneho řešení. Tato metoda je založena na předpokladu lineárního úbytku tlaku podél rozvinutého obrysu obtékané délky. V tomto výpočtu se dále uplatňuje tlak od dolní vody. (11)

To to řešení je grafické a jeho výsledkem je získání zatěžovacího obrazce vztlaku působící na jezové těleso.

Postup je takový, že se rozvine obtékaná délka. Horizontální délky jsou uvažovány jako třetina původní délky. Kolmo na tuto délku se vynese hodnota spádu hladin a je získán trojúhelník, kde je možné zjistit hodnotu tlaku v libovolném bodě. K hodnotě tlaku se přičte vztlak od dolní vody. Výsledné pořadnice vztlakového obrazce jsou pak dány tímto součtem.

Zemní tlak

Vzhledem k možným deformacím konstrukce bude uvažován zemní tlak aktivní nebo v klidu. Ale kvůli možným posunům se se bude počítat se zemním tlakem aktivním. (18)

Pro sypké (nesoudržné) zeminy platí, že libovolná pořadnice zatěžovacího obrazce se spočte pomocí následujícího vzorce

$$p_a = \gamma_{zv} \cdot h \cdot k_a$$

Rovnice 20 - Výpočet pořadnice aktivního zemního tlaku pro nesoudržné zeminy

Kde h je hloubka, ve které se nachází pořadnice, k_a je součinitel aktivního zemského tlaku a γ_{zv} je objemová tíha zvodnělé zeminy. Vzhledem k tomu, že v podkladech se objevují hodnoty objemové tíhy okolo 20 kN/m^3 , jedná se nejspíše o objemovou tíhu suché zeminy, která se značí γ_z . Přepočet bude proveden pomocí následujícího vzorce.

$$\gamma_{zv} = \gamma_z - \gamma_w \cdot (1 - n)$$

Rovnice 21 - Objemová tíha zvodnělé zeminy

Poslední neznámý parametr v tomto vzorci je n , které značí pórovitost. Hodnoty pórovitosti byly odečteny z tabulky charakteristických hodnot pro dané typy zeminy.

Další neznámá v předchozím vzorci pro výpočet libovolné pořadnice je k_a , tato hodnota bude spočtena následovně.

$$k_a = \left(\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \right)^2$$

Rovnice 22 - Výpočet součinitele aktivního zemního tlaku

φ udává úhel vnitřního tření.

Výsledná hodnota síly je daná vztahem

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{zv} \cdot h^2 \cdot k_a$$

Rovnice 23 - Výpočet výsledné síly aktivního zemního tlaku pro nesoudržné zeminy

Pro soudržné zeminy platí vztahy trochu jiné. Libovolná pořadnice bude vypočtena takto:

$$p_a = \gamma_{zv} \cdot (h - h_c) \cdot k_a$$

Rovnice 24 - Výpočet pořadnice aktivního zemního tlaku pro soudržné zeminy

Kde h_c je výška, na kterou se udrží soudržná zemina ve stěně a vypočte se následovně.

$$h_c = \frac{c}{\gamma_t} \cdot \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Rovnice 25 - Výpočet výšky, na kterou se udrží soudržná zemina ve stěně

V tomto vzorci c značí soudržnost zeminy a φ udává úhel vnitřního tření.

Výsledná síla se vypočte pomocí následujícího vzorce

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{zv} \cdot (h - h_c)^2 \cdot k_a$$

Rovnice 26 - Výpočet výsledné síly aktivního zemního tlaku pro soudržné zeminy

Součinitel aktivního zemního tlaku bude vypočten stejně jako pro nesoudržné zeminy.

Pomocí těchto vzorců byly vypočteny hodnoty pro tři vrstvy, které budou v zatěžování zemským tlakem vystupovat.

Dopočtené hodnoty pro vrstvy zeminy	γ_z	n	γ_{zv}	φ	c	k_a	h_c
	[kN/m ³]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[-]	[m]
jílovité náplavy	19,5	0,35	19,5	24	7	0,42	0,15
písčité náplavy	18,5	0,30	18,5	28	0	0,36	-
terasové štěrky a písky	19,5	0,40	19,5	35	0	0,27	-

Tabulka 12 - Doporučené geotechnické charakteristiky a vypočtené hodnoty důležité pro následující výpočty zatěžovacích obrazců

6.3.3. Výpočet mezních stavů únosnosti

V této kapitole bude popsán výpočet všech tří mezních stavů únosnosti – stability jezového tělesa proti posunu, stability jezového tělesa proti překlopení a stabilita proti zdvihu konstrukce vztlakem vody.

První vždy bude uvedena podmínka následně budou vysvětleny všechny neznámé, které v podmínce vystupují.

Stabilita jezového tělesa proti posunu

$$\gamma_n \cdot \sum H_i \leq \gamma_{stp} \cdot \mu \cdot \sum V_i$$

Rovnice 27 – Posouzení stability jezového tělesa proti posunutí

Kde μ je součinitel tření mezi základovou spárou a podložím. ΣH je součet všech horizontálních sil, které na konstrukci působí. Síly, které pomáhají posunutí konstrukce, jsou uvažovány s kladným znaménkem, a síly, které působí proti pohybu, jsou se záporným znaménkem. Horizontální síly jsou síly způsobené zemním tlakem a hydrostatickým zatížením od vody. ΣV , značí součet všech vertikálních sil. Tyto síly jsou vlastní tíha konstrukce a zatížení konstrukce vodou. Proti tomu působí síla vztlaková. γ_{stp} je součinitel stability polohy. Jeho hodnota se udává $\gamma_{stp} = 0.9$ [-]. γ_n je součinitel účelu. Tento součinitel závisí na zatřídění

konstrukce vzhledem k následkům, které by vznikly porušením konstrukce. Třídy objektu jsou Ia, Ib a Ic a zařazení se provádí podle druhu objektu. V třídě Ia se nachází objekty jako jsou například přehradní hráze a jejich funkční objekty a také jezy vyšší než 5 m. V třídě Ib se nachází například jezy nižší než 5 m, vodní elektrárny, plavební objekty, tlaková potrubí a vyrovnávací komory. V poslední třídě Ic jsou například nábrežní zdi, plavební a přiváděcí kanály budované ve výkopu a požární nádrže. Z tabulky byla odečtena hodnota $\gamma_n = 1,1$ [-]. Tato hodnota odpovídá třídě Ib. (11)

Stabilita jezového tělesa proti překlopení

$$\gamma_n \cdot \sum M_{act} \leq \gamma_{stp} \cdot \sum M_{pas}$$

Rovnice 28 – Posouzení stability jezového tělesa proti překlopení

Kde M_{act} je aktivní moment sil, který způsobuje překlopení konstrukce, M_{pas} je pasivní moment sil, který naopak brání překlopení konstrukce. Součinitel účelu (γ_n) je uvažován stejně jako v předchozím výpočtu. Součinitel stability (γ_{stp}) je roven 1,0.

Stabilita proti zdvihu konstrukce vztlakem vody

$$\gamma_n \cdot F_{vz} \leq \gamma_{stp} \cdot V$$

Rovnice 29 - Posouzení stability proti zdvihu konstrukce vztlakem vody

Součinitele účelu (γ_n) a stability (γ_{stp}) jsou totožné stejně jako předchozím výpočtu stability jezového tělesa proti překlopení. Součinitel hodnoty účelu je roven 1,1 a součinitel hodnoty stability je roven 1,0. F_{vz} je výslednice sil od extrémního zatížení vztlakem. V je svislá výslednice sil, která působí opačným směrem proti zdvihu konstrukce.

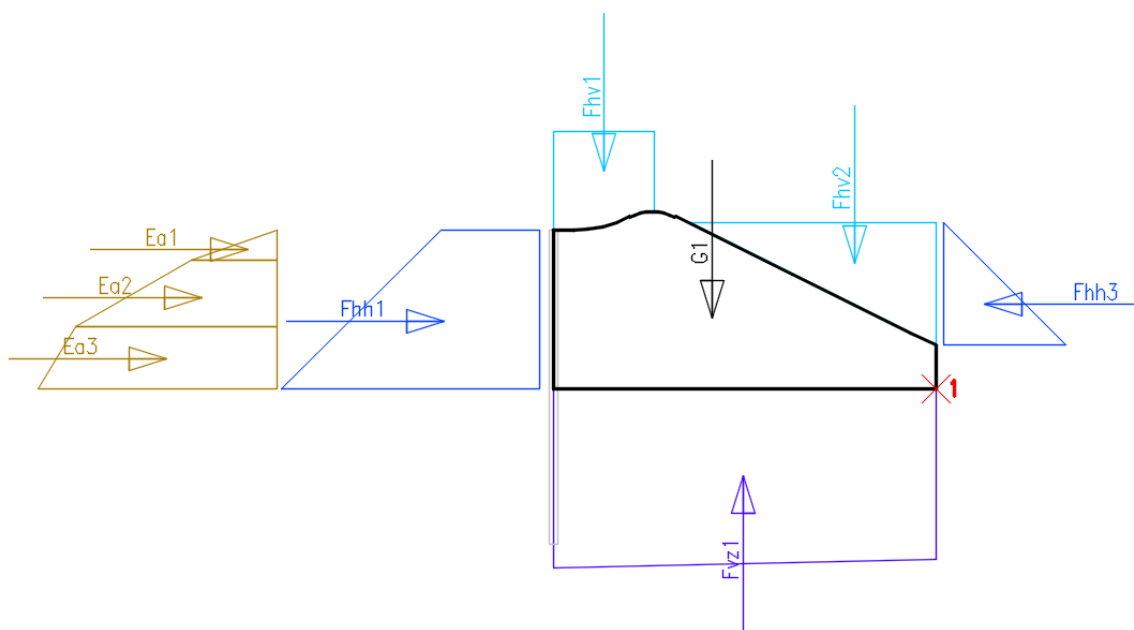
Tento výpočet je důležitý pro ověření návrhové tloušťky vývarové desky.

6.3.4. Výpočet stability konstrukce pro variantu A2

U varianty A2 vystupuje Jamborův práh o 0,5 m nad úroveň dna v nadjezí, které je 162,76 m n. m. Za Jamborovým prahem bude konstrukce ve sklonu 1 : 2 navazovat na dno vývaru. Vývar má hloubku 1,3 m. Jeho dno je v úrovni 160,14 m n. m. Délka vývaru je 10,0 m. Délka vývarové desky je 11,0 m. Tloušťka vývaru bude uvažována 1 m. Základová spára se bude nacházet v úrovni 159,14 m n. m. Zakončení vývaru bude provedeno ve sklonu 1 : 3. Vývar bude zakončen střešovitým prahem. Vzhledem k délce celé konstrukce bude po délce rozdělena na dva dilatační bloky. Jedním z nich bude vývar, druhým bude konstrukce spodní

stavby. Výpočet bude proveden pro obě části zvlášť a následně pro celou konstrukci dohromady. S konstrukcí bude v nadjezí spřažena štětovnicová stěna, která bude od úrovně dna v nadjezí 7,95 m do hloubky.

Na následujícím obrázku je zobrazeno schéma zatížení, která působí na konstrukci spodní stavby.

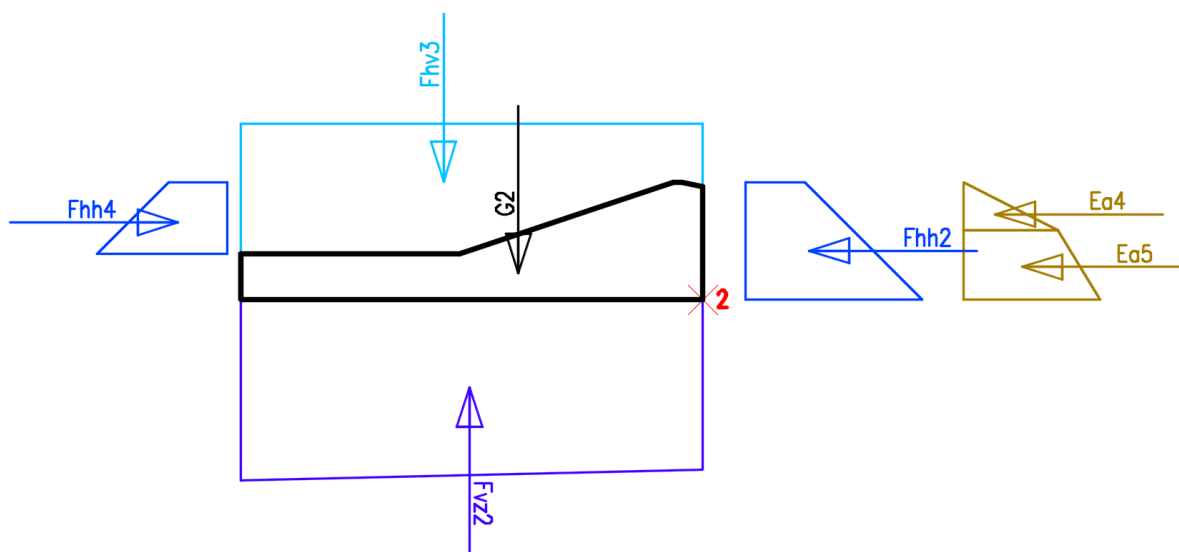


Obrázek 13 - Schéma zatěžovacích obrazců působící na spodní stavbu jezu (první dilatační blok)

Černou barvou je na tomto obrázku zobrazena konstrukce spodní stavby. Z těžiště vychází síla, která je způsobena vlastní tíhou této konstrukce. Síla byla vypočtena součinem objemu konstrukce a objemové tíhy betonu. Objemová tíha betonu byla pro výpočet uvažována $\gamma_{bet} = 24 \text{ kN/m}^3$. Světle hnědou jsou zobrazeny zatěžovací obrazce aktivního zemního tlaku. Tlak byl rozdělen do tří vrstev, protože každá z těchto vrstev má jiné hodnoty parametrů. Tmavě modrou jsou zobrazeny zatěžovací obrazce hydrostatického zatížení, které působí v horizontálním směru. Světle modrou jsou zobrazeny obrazce hydrostatického zatížení, které působí ve vertikálním směru. Plocha těchto obrazců se zvětšuje se zvyšující se hloubkou vody. Vztlačkový zatěžovací obrazec a výsledná vztlačková síla jsou zobrazeny fialově. Červený bod 1 označuje osu otáčení, ke které bylo vztaženo posouzení konstrukce proti překlopení.

Indexy u sil na schématu odpovídají značkám, které jsou uvedeny u číselných hodnot sil a posouzení stabilních stavů.

Na obrázku na níže straně je zobrazeno schéma zatěžovacích obrazců, které působí na vývarovou desku.



Obrázek 14 - Schéma zatěžovacích obrazců působících na vývarovou desku jezu (druhý dilatační blok)

Na tomto schématu barvy odpovídají stejnému zatížení, jako to bylo u předchozího schématu. Černá značí vlastní tíhu konstrukce. Fialová značí vztlakovou sílu. Tmavě modrá značí hydrostatickou sílu, která působí v horizontálním směru. Světle modrá značí hydrostatickou sílu, která působí ve vertikálním směru. Hnědá zobrazuje sílu vyvolanou aktivním zemním tlakem.

Červený bod, označený číslem 2 zobrazuje osu otáčení, ke které bude proveden výpočet posouzení stability proti překlopení vývarové desky. K tomuto bodu bude také posuzováno překlopení celé konstrukce.

Indexy uvedené u sil budou odpovídat značkám sil, které jsou uvedeny v následujících tabulkách s výsledky.

6.3.4.1. 1. zatěžovací stav

Prvním zatěžovacím stavem je stav, který odpovídá stoletému průtoku. Úroveň hladiny vody v nadjezí je 165,75 m n. m. a úroveň vody v podjezí je 164,54 m n. m. Tento stav byl vybrán z toho důvodu, že se jedná o extrémní stav, a také proto, že v tomto případě pro stoletý průtok bylo dosaženo největšího rozdílu horní a dolní vody. To znamená, že horizontální hydrostatická síla, která se snaží těleso posunout, bude ze všech možných ostatních stavů nejvíce rozdílná od horizontální hydrostatické síly, která působí v opačném směru na konci vývarové desky.

Níže je tabulka s hodnotami sil, které v tomto zatěžovacím stavu působí.

Horizontální síly				
Typ síly	značka	Síla [kN]	směr působení	popis
Hydrostatická	F_{hh1}	187,46	→	působící v nadjezí na konstrukci
	F_{hh2}	97,75	←	působící v podjezí na konstrukci
	F_{hh3}	96,80	←	působící ve vývaru
	F_{hh4}	48,75	→	působící ve vývaru
Zemní tlak	E_{a1}	1,53	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a2}	17,34	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a3}	22,19	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a4}	9,76	←	působící v podjezí na konstrukci
	E_{a5}	22,19	←	působící v podjezí na konstrukci
Vertikální síly				
Typ síly	značka	síla [kN]	směr působení	popis
Hydrostatická	F_{hv1}	70,30	↓	působí před uzávěrem na spodní stavbu
	F_{hv2}	181,10	↓	působí za uzávěrem na spodní stavbu
	F_{hv3}	445,10	↓	působí na vývarovou desku
Vztlaková	F_{vz1}	504,90	↑	působí na spodní stavbu
	F_{vz2}	607,20	↑	působí na vývarovou desku
Vlastní tíha konstrukce	G_1	567,60	↓	vlastní tíha spodní stavby
	G_2	357,36	↓	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 13 - Vypočtené síly pro první zatěžovací stav varianty A2

Tabulka je rozdělena na síly, které působí v horizontálním směru, a na síly, které působí ve vertikálním směru.

Tabulka obsahuje uvedení typu síly a značení síly, které je stejné s uvedenými schémata. Dále jsou zde uvedeny vypočtené hodnoty jednotlivých sil. Je zde zobrazen směr působení síly a také je v tabulce popsáno, o jakou sílu se jedná a kde působí.

Díky hodnotám uvedeným v této tabulce bylo možné provést posouzení stability proti posunutí konstrukce a posouzení stability proti zdvihu konstrukce.

První jsou uvedeny výsledky posouzení stability proti posunutí. Směr šipky zleva doprava v tabulce značí síly, které destabilizují polohu. Pro svislý směr polohu destabilizují síly, u kterých je uvedena šipka, která směřuje nahoru. Součinitel tření mezi základovou spárou a podložím byl uvažován 0,7.

První je uvedena stabilita spodní stavby, druhá je uvedena stabilita vývaru a jako třetí je uvedena stabilita celé konstrukce.

Posouzení stability proti posunutí navrhovaného jezového tělesa při druhém zatěžovacím stavu

Posouzení stability proti posunutí spodní stavby

$$\Sigma H = 131,71 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 314,10 \text{ kN}$$

Po dosazení do vzorce byly získány tyto hodnoty

$$144,89 \leq 197,88 \text{ [kN]}$$

Tento výraz platí a spodní stavba je při prvním zatěžovacím stavu stabilní.

Posouzení stability proti posunutí vývarové desky

V tomto případě výsledné síly, které brání posunu vývarové desky vyšly vyšší než síla, která posun způsobuje.

$$\Sigma H = - 80,95 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 195,26 \text{ kN}$$

Posouzení stability proti posunutí celé konstrukce

$$\Sigma H = 50,76 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 509,36 \text{ kN}$$

Po dosazení součinitelů do posouzení stability proti posunutí byl získán následující vztah.

$$55,84 \leq 320,90 \text{ [kN]}$$

Ve všech řešených variantách posouzení stability proti posunutí konstrukce jezu vyhovuje.

Posouzení stability proti zdvihu navrhovaného jezového tělesa při druhém zatěžovacím stavu

Posouzení stability proti zdvihu spodní stavby

$$F_{vz} = 504,90 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 819,0 \text{ kN}$$

$$555,93 \leq 819,0 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu vývarové desky

$$F_{vz} = 607,20 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 802,46 \text{ kN}$$

$$667,92 \leq 802,46 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu celé konstrukce

$$F_{vz} = 1112,10 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 1621,46 \text{ kN}$$

$$1223,31 \leq 1621,46 \text{ [kN]}$$

V tomto výpočtu posouzení stability proti zdvihu navrhovaného jezu byly uvažovány kromě vlastní tíhy konstrukce i síly hydrostatické, které působí proti síle vztlačové.

Posouzení stability proti překlpení jezové konstrukce při prvním zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou zobrazeny hodnoty momentů, které působí na celou jezovou konstrukci.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh1}	327,89	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea1}	4,75	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea2}	32,28	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea3}	34,47	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Fhh4}	78,61	působící ve vývaru
M _{Fvz1}	7831,35	působí na spodní stavbu
M _{Fvz2}	3349,68	působí na vývarovou desku
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh2}	102,27	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhh3}	238,77	působící ve vývaru
M _{Ea4}	15,43	působící v podjezí na konstrukci
M _{Ea5}	12,28	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhv1}	1323,75	působí před uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv2}	2468,39	působí za uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv3}	2597,16	působí na vývarovou desku
M _{G1}	9251,88	vlastní tíha spodní stavby
M _{G2}	1608,12	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 14 - Vypočtené momenty působící na celou konstrukci varianty A2 při prvním zatěžovacím stavu

Momenty jsou v tabulce rozděleny na aktivní a pasivní. V tabulce je uvedeno označení momentu. Index udává značku síly, která daný moment vyvolala. V popisu je vysvětleno, kde nebo kam síla, která vyvolá příslušný moment, působí.

Po sečtení uvedených momentů byly získány následující hodnoty.

$$\Sigma M_{act} = 11659,02 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 17618,05 \text{ kNm}$$

Po dosazení do podmínky vyšla podmínka překlpení pro celou jezovou konstrukci následovně.

$$12824,93 \leq 17618,05 \text{ [kNm]}$$

Podmínka byla splněna.

Posouzení stability proti překlopení spodní stavby při prvním zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou uvedeny momenty, které působí na spodní stavbu a jsou důležité pro posouzení překlopení.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh1}	50,76	působící v nadjezí na konstrukci
M_{Ea1}	4,75	působící v nadjezí na konstrukci
M_{Ea2}	32,28	působící v nadjezí na konstrukci
M_{Ea3}	34,47	působící v nadjezí na konstrukci
M_{Fvz1}	2277,45	působí na spodní stavbu
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh3}	238,77	působící ve vývaru
M_{Fhv1}	550,45	působí před uzávěrem na spodní stavbu
M_{Fhv2}	476,29	působí za uzávěrem na spodní stavbu
M_{G1}	3008,28	vlastní tíha spodní stavby

Tabulka 15 - Vypočtené momenty působící na spodní stavbu varianty A2 při prvním zatěžovacím stavu

V tabulce jsou momenty rozděleny na aktivní a pasivní. Po jejich součtu získáme následující hodnoty, které když porovnáme zjistíme, že se spodní stavba nepřeklopí.

$$\Sigma M_{act} = 2339,71 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 4273,80 \text{ kNm}$$

$$2639,68 \leq 4273,80 \text{ [kNm]}$$

Posouzení stability proti překlpení vývarové desky při prvním zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty momentů, které působí na vývarovou desku. V tabulce jsou momenty rozděleny na pasivní a aktivní. Je u nich uvedena značka, kde index je shodný se silou, která moment způsobuje. Dále je v tabulce popis síly, která moment vyvolává.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh4}	78,61	působící ve vývaru
M _{Fvz2}	3349,68	působí na vývarovou desku
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh2}	102,27	působící v podjezí na konstrukci
M _{Ea4}	15,43	působící v podjezí na konstrukci
M _{Ea5}	12,28	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhv3}	2597,16	působí na vývarovou desku
M _{G2}	1608,12	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 16 - Vypočtené momenty působící na vývarovou desku varianty A2 při prvním zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 3428,29 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 4335,25 \text{ kNm}$$

$$3771,12 \leq 4335,25 \text{ [kNm]}$$

Vypočtený výsledek splňuje podmínku stability.

6.3.4.2. 2. zatěžovací stav

Jako druhý zatěžovací stav byl zvolen moment, kdy je hladina v nadjezí na úrovni 166,79 m n. m. Tato hladina slouží k plnění účelu závlah pomocí výtopy. A zároveň pod jezem je hladina na úrovni minimálního plavebního průtoku. Úroveň hladiny je 162,94 m n. m.

Při tomto stavu budou hydrostatické síly, které působí na jezové těleso v nadjezí ještě vyšší než v prvním zatěžovacím stavu. Zároveň tlak, který je jednou z hodnot vztlaku, bude vyšší vzhledem k velkému rozdílu mezi horní a dolní hladinou. Ale hodnota vztlaku od dolní vody bude nižší, protože hladina dolní vody je v tomto případě daleko menší než při prvním zatěžovacím stavu.

Horizontální síly				
Typ síly	značka	Síla [kN]	směr působení	popis
Hydrostatická	F_{hh1}	230,308	→	působící v nadjezí na konstrukci
	F_{hh2}	60,95	←	působící v podjezí na konstrukci
	F_{hh3}	39,2	←	působící ve vývaru
	F_{hh4}	27,95	→	působící ve vývaru
Zemní tlak	E_{a1}	1,53	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a2}	17,34	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a3}	22,19	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a4}	9,76	←	působící v podjezí na konstrukci
	E_{a5}	22,19	←	působící v podjezí na konstrukci
Vertikální síly				
Typ síly	značka	Síla [kN]	směr působení	popis
Hydrostatická	F_{hv1}	96,3052	↓	působí před uzávěrem na spodní stavbu
	F_{hv2}	81,5	↓	působí za uzávěrem na spodní stavbu
	F_{hv3}	269,05	↓	působí na vývarovou desku
Vztlková	F_{vz1}	401,4	↑	působí na spodní stavbu
	F_{vz2}	458,15	↑	působí na vývarovou desku
Vlastní tíha konstrukce	G_1	567,6	↓	vlastní tíha spodní stavby
	G_2	357,36	↓	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 17 - Vypočtené síly pro druhý zatěžovací stav varianty A2

V této tabulce jsou uvedeny hodnoty sil působících na konstrukci a jak jsou značeny. Značení je shodné se zatěžovacími schémata na začátku této kapitoly. Dále je v tabulce kolonka popis, kde je vysvětleno, kde daná síla působí.

Síly uvedené v tabulce slouží k posouzení stability jezu proti posunutí a také pro posouzení stability jezového tělesa proti zdvihu.

Posouzení stability proti posunutí navrhovaného jezového tělesa při druhém zatěžovacím stavu

Posouzení stability proti posunutí spodní stavby

$$\Sigma H = 233,16 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 344,01 \text{ kN}$$

Po dosazení do vzorce byly získány tyto hodnoty

$$255,38 \leq 216,72 \text{ [kN]}$$

V tomto případě varianta A2 nevyhovuje ve výpočtu stability proti posunutí v základové spáře.

Posouzení stability proti posunutí vývarové desky

V tomto případě výsledné síly, které brání posunu vývarové desky vyšly vyšší než síla, která posun způsobuje.

$$\Sigma H = -64,95 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 168,26 \text{ kN}$$

Posouzení stability proti posunutí celé konstrukce

$$\Sigma H = 167,21 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 512,27 \text{ kN}$$

Po dosazení součinitelů do posouzení stability proti posunutí byl získán následující vztah.

$$183,93 \leq 322,73 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu navrhovaného jezového tělesa při druhém zatěžovacím stavu

Posouzení stability proti zdvihu spodní stavby

$$F_{vz} = 401,40 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 745,41 \text{ kN}$$

$$441,54 \leq 745,41 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu vývarové desky

$$F_{vz} = 450,15 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 626,41 \text{ kN}$$

$$503,15 \leq 626,41 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu celé konstrukce

$$F_{vz} = 450,15 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 626,41 \text{ kN}$$

$$503,15 \leq 626,41 \text{ [kN]}$$

V tomto výpočtu posouzení stability proti zdvihu navrhovaného jezu byly uvažovány kromě vlastní tíhy konstrukce i síly hydrostatické, které působí proti síle vztlačové.

Posouzení stability proti překlopení jezové konstrukce při druhém zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou zobrazeny hodnoty momentů, které působí na celou jezovou konstrukci. Momenty v tabulce jsou rozděleny na aktivní a pasivní. Jsou zde uvedeny i značky jejich indexy jsou shodné se silou, která daný moment vyvolává. Pro snazší představu je v tabulce uveden i popis síly. To znamená popis, kde síla, která moment vyvolává, působí.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh1}	416,16	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea1}	4,75	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea2}	32,28	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea3}	34,47	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Fhh4}	44,29	působící ve vývaru
M _{Fvz1}	6240,60	působí na spodní stavbu
M _{Fvz2}	2551,08	působí na vývarovou desku
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh2}	59,95	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhh3}	75,79	působící ve vývaru
M _{Ea4}	15,43	působící v podjezí na konstrukci
M _{Ea5}	12,28	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhv1}	1813,43	působí před uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv2}	1051,68	působí za uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv3}	1569,91	působí na vývarovou desku
M _{G1}	9251,88	vlastní tíha spodní stavby
M _{G2}	1608,12	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 18 - Vypočtené momenty působící na celou konstrukci varianty A2 při druhém zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 9323,62 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 15458,45 \text{ kNm}$$

$$9323,62 \leq 15458,45 \text{ [kNm]}$$

Po dosazení do podmínky stability bylo zjištěno, že celá konstrukce proti překlopení vyhovuje.

Posouzení stability proti překlpení spodní stavby při druhém zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou zobrazeny momenty, které působí na spodní stavbu a jsou důležité pro posouzení překlpení. V této tabulce jsou momenty rozděleny na aktivní a pasivní. Jsou zde uvedeny hodnoty vypočtených momentů s jejich označením a popisem síly, která moment vyvolává.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh1}	167,21	působící v nadjezí na konstrukci
M_{Ea1}	4,75	působící v nadjezí na konstrukci
M_{Ea2}	32,28	působící v nadjezí na konstrukci
M_{Ea3}	34,47	působící v nadjezí na konstrukci
M_{Fvz1}	1825,20	působí na spodní stavbu
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh3}	75,79	působící ve vývaru
M_{Fhv1}	754,07	působí před uzávěrem na spodní stavbu
M_{Fhv2}	155,18	působí za uzávěrem na spodní stavbu
M_{G1}	3008,28	vlastní tíha spodní stavby

Tabulka 19 - Vypočtené momenty působící na spodní stavbu varianty A2 při druhém zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 2063,91 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 3993,31 \text{ kNm}$$

$$2170,30 \leq 3593,98[\text{kNm}]$$

Z této podmínky vyplývá, že spodní stavba vyhovuje proti překlpení.

Posouzení stability proti překlopení vývarové desky při druhém zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty momentů, které působí na vývarovou desku. U momentů je uvedena jejich hodnota společně se značkou a popisem síly, která moment způsobuje. Momenty jsou rovněž rozděleny na aktivní a pasivní.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh4}	44,29	působící ve vývaru
M_{Fvz2}	2551,08	působí na vývarovou desku
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh2}	59,95	působící v podjezí na konstrukci
M_{Ea4}	15,43	působící v podjezí na konstrukci
M_{Ea5}	12,28	působící v podjezí na konstrukci
M_{Fhv3}	1569,91	působí na vývarovou desku
M_{G2}	1608,12	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 20 - Vypočtené momenty působící na vývarovou desku varianty A2 při druhém zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 2595,37 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 3265,68 \text{ kNm}$$

$$2854,91 \leq 3265,68 \text{ [kNm]}$$

Z této podmínky stability proti překlopení vývarové desky vyplývá, že vývarová deska vyhovuje.

6.3.5. Výpočet stability konstrukce pro variantu B2

U varianty B2 byl navržen Jamborův práh výšky 0,5 m. Nadmožská výška přelivné hrany je 163,26 m n. m. Úroveň dna v nadjezí odpovídá 162,76 m n. m. Za Jamborovým prahem těleso pokračuje v sklonu 1 : 2 do vývaru. Aktivní délka vývaru je 10 m. Celá délka vývarové desky je 11 m. Vývar je zakončen ve sklonu 1 : 3 a jeho zakončení bylo navrženo střechovitě. Za tímto zakončením pokračuje upravené dno koryta Radějovky, které je v úrovni 161,44 m n. m.

Hloubka vývaru, která byla vypočtena je 1,60 m. Dno vývaru se nachází v úrovni 159,84 m n. m. Tloušťka vývarové desky byla navržena 1,10 m. Základová spára se nachází v úrovni 158,74 m n. m.

Zatěžovací obrazce budou vypočteny stejně jako u předchozí varianty. Proto budou označení sil shodná.

Výpočet bude proveden pro dva zatěžovací stavy. Tyto stavy jsou shodné se stavy, které byly posuzovány pro variantu A2. První stav odpovídá napočítaným hodnotám hladiny, které nastaly při stoletém průtoku. Druhý stav byl zvolen takový, kdy je v podjezí hloubka vody, která odpovídá minimální plavební hladině, a kdy v nadjezí je hladina, která odpovídá maximální provozní hladině, která je potřebná pro závlahu výtopou.

6.3.5.1. 1. zatěžovací stav

Tento stav odpovídá hladinám při stoletém průtoku. Úroveň horní vody je 165,81 m n. m. a úroveň dolní vody je 164,54 m n. m. V tomto stavu pro variantu B2 jsou síly, které působí hydrostaticky na konstrukci spodní stavby vlivem horní vody vyšší než při výpočtu varianty A2, protože hladina horní vody v nadjezí je v tomto případě vyšší. Aktivní zemní tlak na konstrukci je také vyšší, vzhledem k tomu, že je konstrukce založena hlouběji než konstrukce varianty A2. Zároveň tíha konstrukce je větší, jelikož je její založení provedeno hlouběji.

Na následující stránce je zobrazena tabulka vypočtených sil, které působí při tomto stavu na konstrukci. Hodnoty v této tabulce jsou rozděleny na síly horizontální a síly vertikální. U každé síly je popsáno, o jaký typ síly se jedná, jak je ve výpočtu a schématu značena a její hodnota v kN. Dále je v tabulce šipkou naznačen směr, kterým síla působí. Šipky směřující zleva doprava jsou síly, které na konstrukci působí ve směru posunu. Síly, jejichž šipky směřují směrem vzhůru, působí na konstrukci tak, že jí chtějí nadzvednout. V tomto případě takto

působí pouze vztlaková síla. Všechny ostatní síly ve vertikálním směru celou konstrukci přitěžují.

Horizontální síly				
Typ síly	značka	síla [kN]	směr působení	popis
Hydrostatická	F_{hh1}	217,41	→	působící v nadjezí na konstrukci
	F_{hh2}	120,15	←	působící v podjezí na konstrukci
	F_{hh3}	110,45	←	působící ve vývaru
	F_{hh4}	62,40	→	působící ve vývaru
Zemní tlak	E_{a1}	1,53	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a2}	17,34	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a3}	31,44	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a4}	9,76	←	působící v podjezí na konstrukci
	E_{a5}	31,44	←	působící v podjezí na konstrukci
Vertikální síly				
Typ síly	značka	síla [kN]	směr působení	popis
Hydrostatická	F_{hv1}	71,90	↓	působí před uzávěrem na spodní stavbu
	F_{hv2}	208,40	↓	působí za uzávěrem na spodní stavbu
	F_{hv3}	462,00	↓	působí na vývarovou desku
Vztlaková	F_{vz1}	582,38	↑	působící na spodní stavbu
	F_{vz2}	652,85	↑	působící na vývarovou desku
Vlastní tíha konstrukce	G_1	775,50	↓	vlastní tíha spodní stavby
	G_2	440,00	↓	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 21 - Vypočtené síly pro první zatěžovací stav varianty B2

Při posuzování stability proti posunutí byl uvažován součinitel tření mezi základovou spárou a podložím stejně jako u varianty A2. Hodnota součinitele byla volena 0,7.

V tomto posouzení byly sečteny všechny horizontální a vertikální síly zvlášť. Tento součet byl následně dosazen do posouzení, kde byly hodnoty součtů sil vynásobeny součiniteli účelu, stability a tření mezi základovou spárou a podložím.

Posouzení bylo řešeno nejprve pro celou konstrukci dohromady a následně pro každý dilatační blok zvlášť.

Nejprve jsou uvedeny výsledky pro posouzení stability proti posunutí navrhovaného jezového tělesa, následně je uvedeno posouzení proti zdvihu konstrukce, které bylo řešeno pro celou konstrukci a také pro každý dilatační blok zvlášť. Na závěr je posouzeno překlopení. Před uvedením výsledků je vždy zobrazena tabulka, kde jsou vyčísleny hodnoty momentů.

Posouzení stability proti posunutí navrhovaného jezového tělesa při prvním zatěžovacím stavu

Posouzení stability proti posunutí spodní stavby

$$H = 157,26 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 473,42 \text{ kN}$$

Po dosazení do vzorce byly získány tyto hodnoty

$$172,99 \leq 331,40 \text{ [kN]}$$

Tento výraz platí a spodní stavba je při prvním zatěžovacím stavu stabilní.

Posouzení stability proti posunutí vývarové desky

V tomto případě výsledné síly, které brání posunu vývarové desky vyšly vyšší než síla, která posun způsobuje.

$$\Sigma H = 21,20 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 249,15 \text{ kN}$$

$$23,32 \leq 156,96 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti posunutí celé konstrukce

$$\Sigma H = 168,76 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 722,57 \text{ kN}$$

Po dosazení součinitelů do posouzení stability proti posunutí byl získán následující vztah.

$$185,64 \leq 455,22 \text{ [kN]}$$

Ve všech řešených variantách posouzení stability proti posunutí konstrukce jezu vyhovuje.

Posouzení stability proti zdvihu navrhovaného jezového tělesa při druhém zatěžovacím stavu

Posouzení stability proti zdvihu spodní stavby

$$F_{vz} = 582,38 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 1055,80 \text{ kN}$$

$$640,62 \leq 1055,80 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu vývarové desky

$$F_{vz} = 652,85 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 902,0 \text{ kN}$$

$$718,14 \leq 902,0 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu celé konstrukce

$$F_{vz} = 1235,23 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 1957,80 \text{ kN}$$

$$1358,75 \leq 1957,8 \text{ [kN]}$$

V tomto výpočtu posouzení stability proti zdvihu navrhovaného jezu byly uvažovány kromě vlastní tíhy konstrukce i síly hydrostatické, které působí proti síle vztlačové.

Posouzení stability proti překlopení jezové konstrukce při prvním zatěžovacím stavu

V této tabulce jsou uvedeny hodnoty momentů společně se značkou a popisem síly, která moment způsobuje. Momenty jsou zde rozděleny na aktivní a pasivní.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh1}	414,40	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea1}	5,36	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea2}	39,22	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea3}	54,41	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Fhh4}	108,91	působící ve vývaru
M _{Fvz1}	9223,11	působící na spodní stavbu
M _{Fvz2}	3601,77	působící na vývarovou desku
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh2}	145,80	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhh3}	283,49	působící ve vývaru
M _{Ea4}	19,33	působící v podjezí na konstrukci
M _{Ea5}	22,97	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhv1}	1399,17	působí před uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv2}	2886,34	působí za uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv3}	2735,50	působí na vývarovou desku
M _{G1}	12927,59	vlastní tíha spodní stavby
M _{G2}	1936,00	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 22 - Vypočtené momenty působící na celou konstrukci varianty B2 při prvním zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 13447,16 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 22356,19 \text{ kNm}$$

$$14791,88 \leq 22356,19 \text{ [kNm]}$$

Z dosazení do podmínky bylo zjištěno, že stabilita celého tělesa proti překlopení není narušena.

Posouzení stability proti překlopení spodní stavby při prvním zatěžovacím stavu

V této tabulce jsou uvedeny vypočtené hodnoty momentu. Momenty jsou rozděleny na pasivní a aktivní. Ke každému momentu je přiřazena značka a popis síly, která moment vyvolává.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh1}	168,76	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea1}	5,36	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea2}	39,22	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea3}	54,41	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Fvz1}	2816,96	působící na spodní stavbu
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh3}	283,49	působící ve vývaru
M _{Fhv1}	608,27	působí před uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv2}	593,94	působí za uzávěrem na spodní stavbu
M _{G1}	4397,09	vlastní tíha spodní stavby

Tabulka 23 - - Vypočtené momenty působící na spodní stavbu varianty B2 při prvním zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 3084,70 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 5882,79 \text{ kNm}$$

$$3393,10 \leq 5882,79 \text{ [kNm]}$$

Podmínka stability byla v tomto případě splněna.

Posouzení stability proti překlopení vývarové desky při prvním zatěžovacím stavu

V tabulce jsou uvedeny hodnoty momentů, které jsou rozděleny na aktivní a pasivní. U každého momentu je uveden popis síly, která moment vyvolává. Pod tabulkou jsou uvedeny výsledky stabilitního výpočtu.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh4}	108,9067	působící ve vývaru
M_{Fvz2}	3601,767	působící na vývarovou desku
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh2}	145,80	působící v podjezí na konstrukci
M_{Ea4}	19,33	působící v podjezí na konstrukci
M_{Ea5}	22,97	působící v podjezí na konstrukci
M_{Fhv3}	2735,50	působí na vývarovou desku
M_{G2}	1936,00	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 24 - - Vypočtené momenty působící na vývarovou desku varianty B2 při prvním zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 3710,67 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 4859,61 \text{ kNm}$$

$$4081,74 \leq 4859,61 \text{ [kNm]}$$

Vývarová deska vyhovuje podmínce proti překlopení.

6.3.5.2. 2. zatěžovací stav

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty vypočtených sil, které působí na jezové těleso varianty B2 v druhém zatěžovacím stavu. Síly jsou v tabulce rozděleny na horizontální a vertikální. Dále je zde popisem uvedeno, kde síla působí a pomocí šipky je naznačen směr působící síly.

Horizontální síly				
Typ síly	značka	síla [kN]	směr působení	popis
Hydrostatická	F_{hh1}	261,71	→	působící v nadjezí na konstrukci
	F_{hh2}	76,95	←	působící v podjezí na konstrukci
	F_{hh3}	48,05	←	působící ve vývaru
	F_{hh4}	36,80	→	působící ve vývaru
Zemní tlak	E_{a1}	1,53	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a2}	17,34	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a3}	31,44	→	působící v nadjezí na konstrukci
	E_{a4}	9,76	←	působící v podjezí na konstrukci
	E_{a5}	31,44	←	působící v podjezí na konstrukci
Vertikální síly				
Typ síly	značka	síla [kN]	směr působení	popis
Hydrostatická	F_{hv1}	96,40	↓	působí před uzávěrem na spodní stavbu
	F_{hv2}	96,10	↓	působí za uzávěrem na spodní stavbu
	F_{hv3}	286,00	↓	působí na vývarovou desku
Vztlaková	F_{vz1}	470,92	↑	působící na spodní stavbu
	F_{vz2}	503,25	↑	působící na vývarovou desku
Vlastní tíha konstrukce	G_1	744,48	↓	vlastní tíha spodní stavby
	G_2	422,40	↓	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 25 - Vypočtené síly pro druhý zatěžovací stav varianty B2

Oproti prvnímu zatěžovacímu stavu pozorujeme zvýšení hydrostatické síly, která působí v nadjezí, a to jak její vertikální, tak i horizontální složky. To je způsobeno zvýšením hladiny v nadjezí. Naopak v podjezí je hladina níž než u prvního zatěžovacího stavu. Hydrostatické síly, které jsou způsobené úrovní dolní vody jsou nižší. Zároveň s tím je sice zvýšen přetlak, který působí na konstrukci vlivem rozdílu hladin, ale vztlak od dolní vody je v tomto případě nižší, což vede k tomu, že celková vztlaková síla působící na těleso je nižší.

Posouzení stability proti posunutí navrhovaného jezového tělesa při druhém zatěžovacím stavu

Posouzení stability proti posunutí spodní stavby

$$\Sigma H = 263,96 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 466,06 \text{ kN}$$

Po dosazení do vzorce byly získány tyto hodnoty

$$290,35 \leq 326,24 \text{ [kN]}$$

Varianta B2 v tomto případě v tomto zatěžovacím stavu vyhovuje na rozdíl od varianty A2.

Posouzení stability proti posunutí vývarové desky

V tomto případě výsledné síly, které brání posunu vývarové desky, vyšly vyšší než síla, která posun způsobuje.

$$\Sigma H = -81,35 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 205,15 \text{ kN}$$

Posouzení stability proti posunutí celé konstrukce

$$\Sigma H = 182,61 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 671,21 \text{ kN}$$

Po dosazení součinitelů do posouzení stability proti posunutí byl získán následující vztah.

$$200,87 \leq 422,86 \text{ [kN]}$$

Varianta B2 vyhovuje proti posunutí v základové spáře.

Posouzení stability proti zdvihu navrhovaného jezového tělesa při druhém zatěžovacím stavu

Posouzení stability proti zdvihu spodní stavby

$$F_{vz} = 470,92 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 936,98 \text{ kN}$$

$$518,01 \leq 936,98 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu vývarové desky

$$F_{vz} = 503,25 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 708,40 \text{ kN}$$

$$553,58 \leq 708,40 \text{ [kN]}$$

Posouzení stability proti zdvihu celé konstrukce

$$F_{vz} = 974,17 \text{ kN}$$

$$\Sigma V = 1645,38 \text{ kN}$$

$$1071,59 \leq 1645,38 \text{ [kN]}$$

V tomto výpočtu posouzení stability proti zdvihu navrhovaného jezu byly uvažovány kromě vlastní tíhy konstrukce i síly hydrostatické, které působí proti síle vztlakové.

Této stabilitní podmínce vyhovuje celé jezové těleso i rozdělené dilatační bloky zvlášť.

Posouzení stability proti překlpení jezové konstrukce při druhém zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty momentů, které působí na celou jezovou konstrukci. Momenty jsou rozděleny na pasivní a aktivní a u každého je uvedena značka a popis síly, která moment způsobuje.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh1}	514,51	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea1}	5,36	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea2}	39,22	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea3}	54,41	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Fhh4}	62,83	působící ve vývaru
M _{Fvz1}	7478,69	působící na spodní stavbu
M _{Fvz2}	2795,10	působící na vývarovou desku
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh2}	87,48	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhh3}	97,70	působící ve vývaru
M _{Ea4}	19,33	působící v podjezí na konstrukci
M _{Ea5}	22,97	působící v podjezí na konstrukci
M _{Fhv1}	1815,21	působí před uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv2}	1256,03	působí za uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv3}	1767,48	působí na vývarovou desku
M _{G1}	12410,48	vlastní tíha spodní stavby
M _{G2}	1858,56	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 26 - Vypočtené momenty působící na celou konstrukci varianty B2 při druhém zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 10950,11 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 19335,25 \text{ kNm}$$

$$12045,12 \leq 19335,25 \text{ [kNm]}$$

Celá jezová konstrukce vyhovuje podmínce proti překlpení.

Posouzení stability proti překlopení spodní stavby při druhém zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou uvedeny momenty, které působí na spodní stavbu a jsou důležité pro posouzení překlopení. Momenty jsou v tabulce rozděleny na aktivní a pasivní a jsou u nich uvedeny značky a popisy sil, které momenty vyvolávají.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh1}	182,61	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea1}	5,36	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea2}	39,22	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Ea3}	54,41	působící v nadjezí na konstrukci
M _{Fvz1}	2298,57	působí na spodní stavbu
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M _{Fhh3}	97,70	působící ve vývaru
M _{Fhv1}	754,81	působí před uzávěrem na spodní stavbu
M _{Fhv2}	198,93	působí za uzávěrem na spodní stavbu
M _{G1}	4221,20	vlastní tíha spodní stavby

Tabulka 27 - Vypočtené momenty působící na spodní stavbu varianty B2 při druhém zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 2580,17 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 5272,64 \text{ kNm}$$

$$2838,18 \leq 5272,64 \text{ [kNm]}$$

Spodní stavba vyhovuje proti překlopení.

Posouzení stability proti překlopení vývarové desky při druhém zatěžovacím stavu

V následující tabulce jsou uvedeny hodnoty momentů, které působí na vývarovou desku. Momenty uvedené v tabulce jsou rozděleny na pasivní a aktivní. Je zde uveden popis síly, která moment vyvolává a také označení momentu.

Aktivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh4}	62,83	působící ve vývaru
M_{Fvz2}	2795,10	působící na vývarovou desku
Pasivní momenty		
značka	moment [kNm]	popis síly, která moment vyvolává
M_{Fhh2}	87,48	působící v podjezí na konstrukci
M_{Ea4}	19,33	působící v podjezí na konstrukci
M_{Ea5}	22,97	působící v podjezí na konstrukci
M_{Fhv3}	1767,48	působí na vývarovou desku
M_{G2}	1858,56	vlastní tíha vývarové desky

Tabulka 28 - Vypočtené momenty působící na vývarovou desku varianty B2 při druhém zatěžovacím stavu

$$\Sigma M_{act} = 2857,93 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M_{pas} = 3755,82 \text{ kNm}$$

$$3143,72 \leq 3755,82 \text{ [kNm]}$$

Po dosazení do podmínky stability proti překlopení vyšlo, že vývarová deska vyhovuje proti překlopení v druhém zatěžovacím stavu.

6.3.6. Shrnutí posouzení stability

Varianty A2 a B2 byly posuzovány pro dva zatěžovací stavy. První stav byl, že úrovně hladin horní a dolní vody odpovídaly stoletému průtoku. Druhý stav byl, kdy jez plní účel závlah výtopou a v podjezí hladina odpovídá minimálnímu plavebnímu průtoku.

Varianta A2 vyhověla pro první zatěžovací stav. V druhém zatěžovacím stavu nevyhověla tato varianta v posouzení stability proti posunutí v základové spáře spodní stavby jezu. Proto se s touto variantou dále uvažovat nebude.

Varianta B2 vyhověla v obou zatěžovacích stavech. Pro tuto variantu bude tedy navrhnout uzávěr.

Ani jedna z variant nevyhověla při posouzení zdvihu vývarové desky vztlakem vody. Tento stav nastává například při opravě vývarové desky, kdy je voda z vývaru odčerpána, a v tom případě vývarová deska není přitěžována hydrostatickým tlakem vody. Proto v konstrukci vývaru budou provedeny svislé drenáže s pískovým filtrem, aby nedocházelo k vyplavování jemného materiálu.

6.4. Volba uzávěru jezu

Jedním z cílů práce bylo se pokusit navrhnout jiný typ uzávěru, než je ten, který se momentálně na jezu vyskytuje. Vzhledem k tomu, že již při maximální plavební hladině dochází k zatopení, nepřipadá v úvahu žádný ze spustných nebo sklopných uzávěrů. Původní myšlenkou byl návrh klapky, ale již při maximální plavební hladině by byl problém s jejím plným sklopením a zabránění vzniku nechtěných namáhání.

Proto přichází v úvahu návrh zdvižných uzávěrů. Může se jednat o stavidlový nebo segmentový uzávěr.

Hlavní výhodou segmentového uzávěru je přenášení zatížení vzhledem k zaoblené zatěžovací ploše. Tato výhoda je vhodná pro návrh širších a vyšších hradících konstrukcích. V tomto případě, kdy bude šířka jezového pole 4,5 m, nemá smysl volit tuto konstrukci. Nevýhodou je, že právě vzhledem k speciálnímu zaoblenému tvaru je toto řešení pro takovýto jez ekonomicky méně výhodné.

Pro tento jez by byl zcela postačující návrh zdvižného stavidla.

Další variantou by mohl být stavidlový uzávěr s klapkou. Výhodou této varianty je například lepší regulační schopnost hladiny v nadjezí. Další výhodou je snadné převádění plovoucích předmětů, kterými mohou být například ledové kry, a zároveň s tím převod splavenin. Klapka je navrhována zhruba tak, aby byla v poměru 1 : 2 s výškou stavidla. Zároveň by hrazená výška klapkou neměla být nižší než 1,2 m. (19)

Hrazená výška vzhledem k výšce závlahové hladiny pomocí výtopou bude navržena 3,7 m. Navrhnutá výška stavidlového uzávěru je 2 m a výška klapky je 1,70 m. Tyto výšky byly zvoleny, aby bylo možné regulovat plavební hladinu. Kdyby byl dodržen poměr 1 : 2 přesně, ztrácelo by smysl provádět návrh stavidla s klapkou, jelikož by se přelivná hrana klapky ve sklopené poloze nacházela pouze 5 cm pod úrovní maximální plavební hladiny v nadjezí.

7. Popis konstrukce navrženého jezu

Jez tvoří dvě jezová pole. Šířka jednoho jezového pole byla navržena 4,5 m. Výška přelivné hrany byla navržena v úrovni 163,26 m n. m. Šířka středového pilíře byla navržena 2 m. Tvar pilíře byl konstrukčně volen proudnicový. Přímá část jezového pilíře je dlouhá 8,55 m a celý pilíř má délku 12,85 m.

Tvar přelivné hrany byl navržen jako Jamborův práh. Výška Jamborova prahu je 0,5 m a je v nadmořské úrovni 163,26 m n. m. Za prahem je přelivná hrana vedena ve sklonu 2 : 1 do vývaru.

Hloubka vývaru bude 1,6 m. Jeho délka bude 10 m. Dno vývaru se bude nacházet v nadmořské výšce 159,84 m n. m. Vývar bude zakončen ve sklonu 1 : 3. Zakončení bude provedeno prahem střežovitého tvaru. Nadmořská výška prahu bude v 161,60 m n. m. Za prahem bude koryto upraveno ve sklonu 1 : 5 až na úroveň dna koryta, které se dle projektu prodloužení splavnosti Otrokovice – Rohatec bude nacházet ve výšce 161,44 m n. m. Vývarová deska bude oddílatovaná od spodní stavby a v nejužším místě bude mít tloušťku 1,10 m. Její celková délka bude 11 m. Založena bude v úrovni 158,74 m n. m. V této úrovni bude založena i spodní stavba. Základová spára celého jezu je v konstantní hloubce

Za vývarovou desku bylo navrženo opevnění z kamenného záhozu. Toto opevnění bude zabraňovat tvorbě výmolů v podjezí. Opevnění bude uloženo od stejné hloubky jako je založení jezového tělesa. Za vývarovou deskou bude pokračovat 1 m ve stejné hloubce a potom bude ukládáno ve sklonu 24°. Tento sklon je menší než úhel vnitřního tření příslušné vrstvy zeminy v tomto místě.

Jako svislý těsnící prvek bude použita štětovnicová stěna. Tato štětovnice bude spřažena s betonovou konstrukcí v nadjezí. Její celková délka bude 7,95 m. Bude zasahovat 1 m do úrovně písků a jílu. Bude zaražena do úrovně 154,81 m n. m. Na druhém konci jezového tělesa bude umístěna také štětovnicová stěna, kvůli zamezení tvorbě výmolů a kvůli celkové stabilitě tělesa. Tato štětovnicová stěna bude kratší. Její délka bude 4,5 m. Dále budou v konstrukci vývaru provedeny svislé drenáže, které zmenší vztlak působící na konstrukci. Drenáže budou s pískovým filtrem, aby se nevyplavoval jemný materiál.

Hradící konstrukce bude tvořena stavidlem s klapkou. Stavidlo bude mít hradící výšku 2,0 m a klapka bude mít hradící výšku 1,70 m. Stavidlo bude mít dutý průřez. Klapka bude zkonstruována jako dutá klapka. Pohyb klapky a stavidla bude vzájemně závislý a bude tvořen společným pohybovacím mechanismem. Tento mechanismus bude fungovat na principu

reverzní smyčky. Stavidlo půjde zvednout až poté, co dojde k plnému sklopení klapky. Aby bylo zajištěno, že stavidlo neovlivní průchod stoleté povodně, bude možné celou hradící konstrukci zvednout nad úroveň hloubky, která byla spočtena jako stoletá v nadjezí. Vzhledem k tomu, že byl návrh proveden pro jedno jezové pole, bude spodní hrana stavidla 0,5 m nad hladinou stoletého průtoku, který odpovídá jednomu jezovému poli. Volba tohoto uzávěru zajišťuje lepší regulační schopnost hladiny v nadjezí.

V pilířích budou vybudovány drážky pro provizorní hrazení. Přední provizorní hrazení na návodní straně se bude nacházet 0,65 m před hradící konstrukcí. Druhé provizorní hrazení bude umístěno ještě před začátkem vývarové desky. Toto umístění bylo zvoleno z toho důvodu, aby se nacházelo před výtokem z obtoku, který zajišťuje minimální zůstatkový průtok.

Velký rozdíl mezi navrženým stavem a projektovaným je výšková úroveň pilíře. Vzhledem k volbě uzávěru a zvolené úrovni zdvihu konstrukce se horní hrana pilíře nachází v nadmořské výšce 168,66 m n. m. To je o 1,23 m výše, než je uvedeno v projektu. Tato změna se projeví ve dalších projektovaných částech. Bude muset být přesunuta poloha lávky. Nejspíše bude posunuta výš. To bude mít vliv na její bezbariérovost. Jez je navržen tak, že horní hrana břehových a středového pilíře je na stejné úrovni.

Z výpočtů uvedených v této práci vyplývá, že vývar by měl být zkonstruován delší, než je stávající stav i než je projektovaná varianta. Díky tomuto rozdílu v délce vývaru se rozdíl projeví i v úpravě koryta za vývarem. Opevnění paty koryta železobetonovým křídlem bude muset být prodlouženo cca o 10 m. Toto opevnění bude zakončeno na stejné úrovni jako je zakončeno opevnění koryta proti výmolům pomocí kamenného záhozu.

8. Závěr

Cílem této diplomové práce bylo nalézt další varianty řešení jezu Sudoměřice, který bude vedle plánované plavební komory Rohatec. Stávající stav jezu je neuspokojivý hlavně z hlediska stavu betonové konstrukce. Rekonstrukce tohoto jezu by měla probíhat v návaznosti na výstavbu plavební komory Rohatec.

V první části práce byla představena lokalita okolí jezu, a právě projekt plánované výstavby. Z tohoto projektu bylo vybráno pár důležitých stavebních objektů, které byly detailněji představeny. Následně byl představen stávající stav jezu a projektované varianty rekonstrukce.

Poté byla představena volba dalších variant řešení a kapacitní podmínky, které musí být splněny. Varianty se liší výškou přelivného prahu a šířkou jezového pole. V práci se dále pokračovalo výpočty. První byly výpočty hydraulické. Řešena byla kapacita jezu, byl počítán průběh hladin pod jezem a následně byl navržen vývar. Na hydraulické výpočty bylo navázáno stabilitními výpočty. Nejdříve byla navržena tloušťka vývarové desky. Stabilitní výpočty byly řešeny podle mezních stavů únosnosti a byly řešeny pro dva zatěžovací stavy. Z těchto výpočtů následně vyplynula pouze jedna varianta, která splnila jak kapacitní podmínky, tak podmínky stabilitní.

Jedná se o variantu B2. Tato varianta má dvě jezová pole, každé je široké 4,5 m. Uprostřed jezového pole se nachází středový pilíř o šířce 2 m. Spodní stavba byla zvolena ve tvaru Jamborova prahu o výšce 0,5 m. Přelivná plocha za prahem pokračuje ve sklonu 1 : 2 do vývaru. Vývar je hluboký 1,6 m a jeho délka je 10 m. Zakončení vývaru je provedeno ve sklonu 1: 3. Za vývarem se nachází práh střešovitého tvaru. Za vývarem bude koryto opevněno proti tvorbě výmolů kamenným záhozem.

Jako hradící konstrukce bylo zvoleno stavidlo s klapkou. Celková hradící délka této konstrukce je 3,7 m, z toho je hradící výška stavidla 2 m a hradící výška klapky je 1,7 m. Tato hradící konstrukce byla zvolena díky svým lepším regulačním schopnostem. Avšak konstrukce pilířů při této variantě musí být vyšší než v projektované variantě vzhledem k tomu, že je potřeba celý uzávěr zdvihnout o 0,5 m nad vypočtenou úroveň hladiny stoletého průtoku a taky kvůli umístění pohybovacích mechanismů.

V případě dalšího pokračování návrhu varianty B2 by v dalších krocích byl zahrnut výpočet stability jezového uzávěru a přesný návrh pohybovacích mechanismů. S ohledem na to by se mohla by mohlo dojít ke změně výškové úrovně pilíře jezu.

9. Reference

1. Bata canal. *Baťův kanál*. [Online] [Citace: 15. Listopad 2021.] <https://www.batacanal.cz/vodni-cesta/historie.html>.
2. Historie Baťova kanálu. [Online] [Citace: 12. Listopad 2021.] <https://historie.batacanal.cz/>.
3. Baťův kanál. *Současnost*. [Online] [Citace: 12. Listopad 2021.] <https://www.batacanal.cz/vodni-cesta/soucasnost.html>.
4. Mapa vodní cesty. *Bata canal*. [Online] [Citace: 15. Listopad 2021.] <https://www.batacanal.cz/vodni-cesta/mapa.html>.
5. Wikipedie, Příspěvatelé. Baťův kanál. [Online] Wikipedie: Otevřená encyklopedie., 18. Červenec 2021. [Citace: 19. Listopad 2021.] https://cs.wikipedia.org/w/index.php?title=Ba%C5%A5%C5%AFv_kan%C3%A1l&oldid=20180098.
6. *Mapy.cz*. [Online] *Seznam.cz*. [Citace: 28. Říjen 2021.] <https://mapy.cz>.
7. Valbek, spol. s.r.o. Prodloužení splavnosti vodní cesty Otrokovice - Rohatec. *PDSP*. 2020.
8. Drašar, J. Časopis stavebnictví. *Prodloužení Baťova kanálu do Hodonína plavební komorou Rohatec*. [Online] 11. Leden 2021. [Citace: 20. Listopad 2021.] <https://www.casopisstavebnictvi.cz/clanky-prodlouzeni-batova-kanalu-do-hodonina-plavebni-komorou-rohatec.html>.
9. HARMIMOVÁ, I. Manipulační řád pro Jez Sudoměřice. Brno : Vodohospodářský dispečink Povodí Moravy, s.p., 2015.
10. KUK, R. Jez Sudoměřice - oprava. *Koncept variant - projektová dokumentace*. Praha : AQUATIS a.s., 2021.
11. MEDŘICKÝ, V., VALENTA, P. *Hydrotechnické stavby 1 Navrhování jezů*. Praha : Česká technika, 2001. ISBN 978-80-01-04309-7.
12. Přednáškové slidy předmětu 141 HYA (Hydraulika). *Hydraulika otevřených koryt*. [Online] Září 2008. [Citace: 15. Listopad 2021.] <http://hydraulika.fsv.cvut.cz/Hydraulika/Hydraulika/Predmety/Hya/prednasky.htm>.
13. KOLÁŘ, V., PATOČKA, C., BÉM, J. *Hydraulika*. Praha : SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1983. 04-718-83.

14. *CVIČENÍ 8: HYDRAULICKÝ VÝPOČET OBJEKTŮ*. [Online] [Citace: 15. Prosinec 2021.] http://hydraulika.fsv.cvut.cz/Toky/Predmety/PVH1/PROJEKT/ke_stazeni/cviceni/Cviceni_08.pdf.
15. KALVODA, V. *Manipulační řád pro jez Hodonín na řece Moravě*. místo neznámé : Hydroprojekt, 1987.
16. ČSN 73 1208 *Navrhování betonových konstrukcí*. Praha : Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2013. 86573.
17. VÝBORA, P., PODSEDNÍK, O. *Navrhování jezů*. Praha : autor neznámý, 1989. ISBN 80-214-1070-1.
18. ČIHÁK, F., MEDŘICKÝ, V. *Navrhování jezů*. Praha : ČVUT, 1991. ISBN 80-01-00609-3.
19. GABRIEL, P., GRANDTNER, M. PRŮCHA, M., VÝBORA, P. *Jezy*. Praha : SNTL - Nakladatelství technické literatury, 1989.

10. Seznam obrázků

Obrázek 1 - Mapa vodní cesty (4).....	3
Obrázek 2 - Lokalita stávajícího jezu a plánované výstavby (6).....	5
Obrázek 3 - Schéma geologických vrstev (7)	6
Obrázek 4 - Vizualizace projektu prodloužení splavnosti vodní cesty Otrokovice – Rohatec (8).....	8
Obrázek 5 - Podélný řez stávajícím stavem konstrukce (9)	12
Obrázek 6 - Stávající stav jezu Sudoměřice (8)	13
Obrázek 7 - Podélný řez variantou 1 - komplexní úprava (10)	14
Obrázek 8 - Podélný řez variantou 2 - obnova svrchní stavby (10).....	15
Obrázek 9 - Tvary předního záhlaví návodního pilíře a příslušné tvarové součinitele (11).....	20
Obrázek 10 - schéma k odvození Bernoulliho rovnice pro nerovnoměrné proudění (12)	30
Obrázek 11 - Schéma zobrazující důležité parametry pro návrh vývaru (12)	55
Obrázek 12 - Schéma zatěžovacích obrazců působící na spodní stavbu jezu (první dilatační blok)	66
Obrázek 13 - Schéma zatěžovacích obrazců působící na vývarovou desku jezu (druhý dilatační blok)	67

11. Seznam rovnic

Rovnice 1 - Bazinova rovnice pro dokonalý přepad	18
Rovnice 2 - Vyjádření součtu výšky přepadového paprsku a rychlostní výšky	19
Rovnice 3 - Výpočet rychlosti proudu	19
Rovnice 4 - Výpočet účinné šířky	19
Rovnice 5 - Upravený výpočet účinné šířky pro jedno jezové pole	20
Rovnice 6 - Bernoulliho rovnice	30
Rovnice 7 - Upravený tvar Bernoulliho rovnice	31
Rovnice 8 - Výpočet hydraulického poloměru	31
Rovnice 9 - Výpočet Chézyho rychlostního součinitele	31
Rovnice 10 - Výpočet modulu průtoku	32
Rovnice 11 - Výpočet sklonu čáry energie	32
Rovnice 12 - Výpočet ztrát při nerovnoměrném proudění	32
Rovnice 13 - Bazinova rovnice pro nedokonalý přepad	46
Rovnice 14 - Výpočet první vzájemné hloubky vodního skoku	55
Rovnice 15 - Výpočet druhé vzájemné hloubky vodního skoku	56
Rovnice 16 - Výpočet míry vzduť	57
Rovnice 17 - Výpočet délky prostého vodního skoku	57
Rovnice 18 - Výpočet tloušťky vývarové desky dle Dombrovského	60
Rovnice 19 - Výpočet tloušťky vývarové desky dle Tarajmoviče	60
Rovnice 20 - Výpočet pořadnice aktivního zemního tlaku pro nesoudržné zeminy	62
Rovnice 21 - Objemová tíha zvodnělé zeminy	63
Rovnice 22 - Výpočet součinitele aktivního zemního tlaku	63
Rovnice 23 - Výpočet výsledné síly aktivního zemního tlaku pro nesoudržné zeminy	63
Rovnice 24 - Výpočet pořadnice aktivního zemního tlaku pro soudržné zeminy	63
Rovnice 25 - Výpočet výšky, na kterou se udrží soudržná zemina ve stěně	63
Rovnice 26 - Výpočet výsledné síly aktivního zemního tlaku pro soudržné zeminy	64
Rovnice 27 – Posouzení stability jezového tělesa proti posunutí	64
Rovnice 28 – Posouzení stability jezového tělesa proti překlopení	65
Rovnice 29 - Posouzení stability proti zdvihu konstrukce vztlakem vody	65

12. Seznam tabulek

Tabulka 1 - M – denní průtoky na řece Radějovce.....	6
Tabulka 2 - N – leté průtoky na řece Radějovce	6
Tabulka 3 - Doporučené hodnoty geotechnických parametrů	7
Tabulka 4 - Charakteristiky variant A1, B1 a C1	23
Tabulka 5 - Charakteristiky variant A2, B2 a C2	25
Tabulka 6 - Charakteristiky variant A3, B3 a C3	27
Tabulka 7 - Hodnoty průtoků uvažovány pro výpočet dolní vody	33
Tabulka 8 - Hloubky v profilu pod jezem.....	45
Tabulka 9 - Součinitel zatopení v závislosti na poměru převýšení hladiny dolní vody nad korunu přelivu k přepadové výšce (14).....	46
Tabulka 10 - Výpočet tloušťky vývarové desky varianty A2	60
Tabulka 11 - Výpočet tloušťky vývarové desky varianty B2	61
Tabulka 12 - Doporučené geotechnické charakteristiky a vypočtené hodnoty důležité pro následující výpočty zatěžovacích obrazců.....	64
Tabulka 13 - Vypočtené síly pro první zatěžovací stav varianty A2.....	68
Tabulka 14 - Vypočtené momenty působící na celou konstrukci varianty A2 při prvním zatěžovacím stavu.....	71
Tabulka 15 - Vypočtené momenty působící na spodní stavbu varianty A2 při prvním zatěžovacím stavu.....	72
Tabulka 16 - Vypočtené momenty působící na vývarovou desku varianty A2 při prvním zatěžovacím stavu.....	73
Tabulka 17 - Vypočtené síly pro druhý zatěžovací stav varianty A2.....	74
Tabulka 18 - Vypočtené momenty působící na celou konstrukci varianty A2 při druhém zatěžovacím stavu.....	77
Tabulka 19 - Vypočtené momenty působící na spodní stavbu varianty A2 při druhém zatěžovacím stavu.....	78
Tabulka 20 - Vypočtené momenty působící na vývarovou desku varianty A2 při druhém zatěžovacím stavu.....	79
Tabulka 21 - Vypočtené síly pro první zatěžovací stav varianty B2.....	81
Tabulka 22 - Vypočtené momenty působící na celou konstrukci varianty B2 při prvním zatěžovacím stavu.....	84
Tabulka 23 - - Vypočtené momenty působící na spodní stavbu varianty B2 při prvním zatěžovacím stavu.....	85
Tabulka 24 - - Vypočtené momenty působící na vývarovou desku varianty B2 při prvním zatěžovacím stavu.....	86

Tabulka 25 - Vypočtené síly pro druhý zatěžovací stav varianty B2.....	87
Tabulka 26 - Vypočtené momenty působící na celou konstrukci varianty B2 při druhém zatěžovacím stavu.....	90
Tabulka 27 - Vypočtené momenty působící na spodní stavbu varianty B2 při druhém zatěžovacím stavu.....	91
Tabulka 28 - Vypočtené momenty působící na vývarovou desku varianty B2 při druhém zatěžovacím stavu.....	92

13. Seznam grafů

Graf 1 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh pro varianty A1, B1 a C1	23
Graf 2 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh pro varianty A2, B2 a C2	25
Graf 3 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh pro varianty A3, B3 a C3	27
Graf 4 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při minimálním zůstatkovém průtoku	34
Graf 5 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při minimálním plavebním průtoku	35
Graf 6 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při maximálním plavebním průtoku	36
Graf 7 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při jednoletém průtoku	37
Graf 8 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při dvouletém průtoku	38
Graf 9 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při pětiletém průtoku	39
Graf 10 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při desetiletém průtoku.....	40
Graf 11 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při dvacetiletém průtoku	41
Graf 12 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při padesátiletém průtoku.....	42
Graf 13 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při stoletém průtoku	43
Graf 14 - Průběh hladin pro čtyři různé okrajové podmínky při stoletém průtoku se zobrazením levého a pravého břehu koryta.....	44
Graf 15 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu A1	48
Graf 16 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu B1	49
Graf 17 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu C1	50
Graf 18 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu A2	51
Graf 19 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu B2	52
Graf 20 - Měrná křivka přepadu přes Jamborův práh s vlivem zatopení pro variantu A3	53

14. Seznam příloh

1. Situační výkres	1 : 200
2. Podélný řez jezového tělesa	1 : 50
3. Hradící konstrukce	1 : 25