



Bělá, Kvasiny, protipovodňová ochrana, č. akce 229180012 DSP



B.2.1 Hydrotechnické výpočty

2018



**Vodohospodářský rozvoj a výstavba
akciová společnost
Nábřeží 4, Praha 5, 150 56**

VODOHOSPODÁŘSKÝ ROZVOJ A VÝSTAVBA
akciová společnost
150 56 Praha 5 - Smíchov, Nábřeží 4
DIVIZE 02

tel: 257 110 354,
e-mail: holecek@vrv.cz

fax: 257 319 398

DOKUMENTACE K ŽÁDOSTI O VYDÁNÍ POVOLENÍ STAVBY

Bělá, Kvasiny, protipovodňová ochrana, č. akce 229180012

B.2 Hydrotechnické výpočty

Zpracoval: Ing. Miroslav Holeček, Ph.D.

Schválil: Ing. Jan Cihlář
ředitel divize 02

V Praze, dne: 7. 11. 2018

- aktualizace 1: 7. 12. 2018 (kapitoly: A.2.3, A.9 – posouzení SO 10)

Obsah

A Bělá, Kvasiny, protipovodňová ochrana, č. akce 229180012 – posouzení odtokových poměrů	2
A.1 Seznam zkratk	2
A.2 Podklady	2
A.2.1 Studie odtokových poměrů (SOP)	2
A.2.2 Dokumentace k územnímu rozhodnutí	3
A.2.3 Rozpracovaná dokumentace ke stavebnímu povolení	3
A.2.4 Geodetické zaměření	4
A.2.5 Digitální model reliéfu	4
A.3 Použitý software	5
A.4 Staničení a rozsah	6
A.5 Sestavení 1D modelu	6
A.5.1 Digitální model terénu (DMT)	6
A.5.1.a Stávající stav	7
A.5.1.b Návrhový stav	7
A.5.2 Schematizace modelu v prostředí HEC-GEORAS a import do HEC-RAS – 1D modelování	8
A.5.3 Sestavení 1D modelu a simulace	10
A.5.4 Sestavení 2D modelu a simulace	10
A.5.5 Počáteční a okrajové podmínky	11
A.5.5.a Počáteční podmínky – 1D model	11
A.5.5.b Horní a dolní okrajové podmínky – 1D model	12
A.5.5.c Počáteční a okrajové podmínky – 2D model	12
A.5.6 Manningovy drsnosti	15
A.5.6.a 1D model	15
A.5.6.b 2D model	16
A.5.7 Objekty	16
A.5.7.a 1D model	17
A.5.7.b 2D model	17
A.6 Výsledky simulací – 1D	19
A.6.1 Simulace průchodu Q_5 (1D)	19
A.6.1.a Průběh hladin (Q_5)	19
A.6.1.b Mapy hloubek – rozsah rozlivů řešených lokality (Q_5)	19
A.6.2 Simulace průchodu Q_{100} (1D)	21
A.6.2.a Porovnání simulací DUR a aktualizace dle DSP (Q_{100})	21
A.6.2.b Mapy hloubek – rozsah rozlivů řešených lokality (Q_{100})	23
A.6.3 Simulace průchodu Q_{20} (návrhová povodeň – 1D)	24
A.6.3.a Porovnání simulací DUR a aktualizace dle DSP (Q_{20})	25
A.6.3.b Mapy hloubek – rozsah rozlivů řešených lokality (Q_{20})	27
A.6.3.c SO 02 – změna DSP oproti DUR	29
A.7 Výsledky simulací – 2D model (lokalita SO 04, SO 05)	32
A.7.1 Varianty	32
A.7.2 Simulace průchodu Q_{20} (návrhová povodeň – 2D)	33
A.7.2.a Porovnání průběhu hladiny pro 1D a 2D model	33
A.7.2.b Simulace Q_{20} (2D) – bez SO 04 (liniového PPO)	34
A.7.2.c Simulace Q_{20} (2D) – návrhový stav	35
A.7.2.d Simulace Q_{20} (2D) – varianta kompletní destrukce PB násypu podél hřiště	38
A.7.3 Simulace průchodu Q pro $N > 20$ let (2D)	40
A.7.3.a Simulace Q pro $N > 20$ let (2D) – bez SO 04 (liniového PPO)	40
A.7.3.b Simulace Q pro $N > 20$ let (2D)	41
A.7.4 Odtok vody po povodni a při srážce	42

A.7.4.a	Odvodnění území po povodni	42
A.7.4.b	Posouzení vlivu realizace PPO na přerušení odtoku	45
A.7.4.c	Simulace srážky v řešeném území	46
A.7.5	Rychlosti proudění	50
A.7.5.a	Rychlosti – 1D model	50
A.7.5.b	Rychlosti – 2D model	52
A.7.5.c	Porovnání 1D a 2D (rychlosti) a zhodnocení	55
A.7.5.d	Stanovení odolnosti konstrukcí (nevymílacích rychlostí)	57
A.7.5.e	Posouzení konstrukcí (nevymílacích rychlostí)	60
A.8	Shrnutí a doporučení	61
A.8.1	Shrnutí	61
A.8.2	Doporučení	62
A.9	SO 10 - Terénní úpravy na hřišti Pod Olšinou (5.12.2018)	62
A.9.1	Všeobecně, stručný technický popis	62
A.9.2	Hydrotechnické posouzení	63
A.9.2.a	Postup	63
A.9.2.b	2D model a výsledky	63
A.9.3	Shrnutí	66
A.10	Přílohy	66
A.10.1	Tabelární výsledky simulací – 1D model	0

A Bělá, Kvasiny, protipovodňová ochrana, č. akce 229180012 – posouzení odtokových poměrů

A.1 Seznam zkratek

SOP	•Kvasiny – protipovodňová opatření, studie odtokových poměrů. Praha, Vodohospodářský rozvoj a výstavba a.s., 2014. Dále i SOP
DUR	Protipovodňová opatření v obci Kvasiny – DUR. Praha, Vodohospodářský rozvoj a výstavba a.s., 2015–2017
DMR GX	Digitální model reliéfu X-té generace (4., 5.)
HEC-RAS	Hydrologic Engineering Center's - River Analysis System
DSP	Dokumentace pro stavební povolení (název akce: Bělá, Kvasiny, protipovodňová ochrana, č. akce 229180012 – posouzení odtokových poměrů)
GZ	Geodetické zaměření
LB, PB	Levý břeh, pravý břeh
DMT	Digitální model terénu
PLA	Povodí Labe, státní podnik (objednatel, stavebník, investor)
TÚ, HTÚ	Terénní úprava, hrubá terénní úprava

A.2 Podklady

Základními podklady pro sestavení modelu jsou:

- Kvasiny – protipovodňová opatření, studie odtokových poměrů. Praha, Vodohospodářský rozvoj a výstavba a.s., 2014. Dále i SOP
- Protipovodňová opatření v obci Kvasiny – DUR. Praha, Vodohospodářský rozvoj a výstavba a.s., 2015–2017
- Geod. zaměření a doměrky (Dobruška/Kvasiny, Geopol, s.r.o., 2015–2018)
- DMR G4, DMR G5 (ČUZaK)
- Místní šetření

A.2.1 Studie odtokových poměrů (SOP)

Studie odtokových poměrů vycházela, mimo jiné, z pilotního projektu **mapování povodňového nebezpečí a povodňových rizik** zpracovávaných napříč ČR pro všechny podniky Povodí. konkrétně se jednalo o úsek „PL_19____(10100100_1)_BELA“. Z těchto prací studie využila:

- geodetické podklady:
 - zaměřené příčné údolnicových profily
 - zaměřené objekty
- digitální modely terénu, které byly sestaveny jako kombinace:
 - geodetického zaměření, viz výše
 - Digitálního modelu reliéfu 4G

- Hydraulický 1D model (HEC-RAS)
- Osa vodního toku a z ní odvozené staničení – DKM (Digitální kilometráž)

V rámci studie odtokových poměrů byly vytipovány principy možných opatření, které zmírní škody v Kvasinách. Mimo jiné bylo zjištěno, že ochrana před povodněmi N>50 let, je problematická až nereálná.

S využitím výše uvedených podkladů byl aktualizován 1D model v několika variantách. Podkladem pro DUR byla varianta ochrany na povodně N=20 let.

A.2.2 Dokumentace k územnímu rozhodnutí

V rámci dokumentace k územnímu rozhodnutí došlo, mimo jiné, k:

- K aktualizaci hydrologických dat (viz dále hydrologická data – okrajové podmínky)
- K podrobnému geodetickému zaměření lokality a jejich okolí, pro potřeby zahájení projektových prací (provedeny 2 doměrky)
- K rozpracování návrhů studie proveditelnosti (schémat bez širších územních znalostí)
- K opuštění 1 ze 2 hlavních liniových opatření, z důvodu jeho problematičnosti (SO 03) – levobřežní liniové opatření v území nad SO 04. Vlivem ohrázování levého břehu by došlo ke zvýšení hladiny a zhoršení situace na pravém břehu s hrozbou přetečení silnice II/321 a dále do zastavěné části (i bez SO 04 je stávající stav „těsný“)
- K aktualizaci digitálního modelu terénu, v částech, které byly zaměřeny
- K aktualizaci 1D hydraulického modelu, se zohledněním výše uvedených bodů.
 - K aktualizaci modelu došlo i po vydání ÚR, pro potřeby zhodnocení očekávaných nákladů X ochrany majetku (pro potřeby posouzení strategickým expertem). Výsledný sestavený model zde využil dat SOP i DUR a byl sestaven v rozsahu DKM 15,374 – 19,010 (≈ 3,6 km) – došlo k rozšíření.

A.2.3 Rozpracovaná dokumentace ke stavebnímu povolení

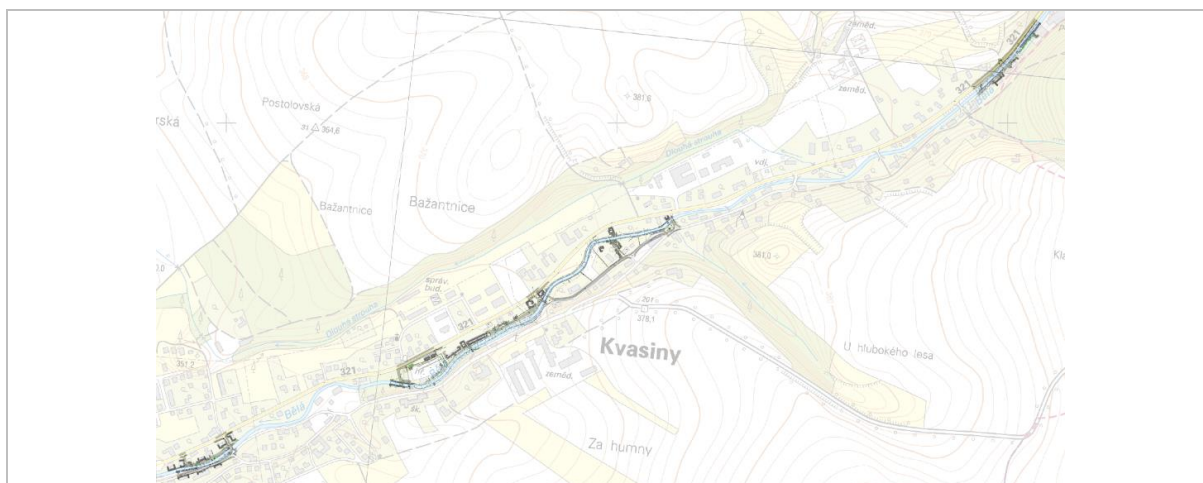
Členění stavby na stavební objekty dle DSP (drobné změny oproti DUR, popsány v Průvodní a Souhrnné technické zprávě):

SO 01	Rekonstrukce jezu adm. ř. km 18,858 (Petrův jez) a související úpravy toku
SO 02	Pravobřežní opěrná zeď v DKM ř. km cca 18,35 - 18,43
SO 03	neobsazeno
SO 04	Pravobřežní PPO zeď v DKM ř. km cca 16,65 – 16,95
SO 05	Rekonstrukce jezu adm. ř. km 17,105 (Andělův jez) a související úpravy toku
SO 06	Pravobřežní PPO zeď v DKM ř. km cca 15,88 –16,0 (podél asfaltové místní komunikace)
SO 07	Opatření na kanalizaci
SO 08	Dočasné příjezdy ke stavbě (staveništní komunikace)
SO 09	Vegetační úpravy (kácení a mýcení porostů, nové výsadby)
(SO 10)	<i>Terénní úpravy na hřišti Pod Olšinou)</i>

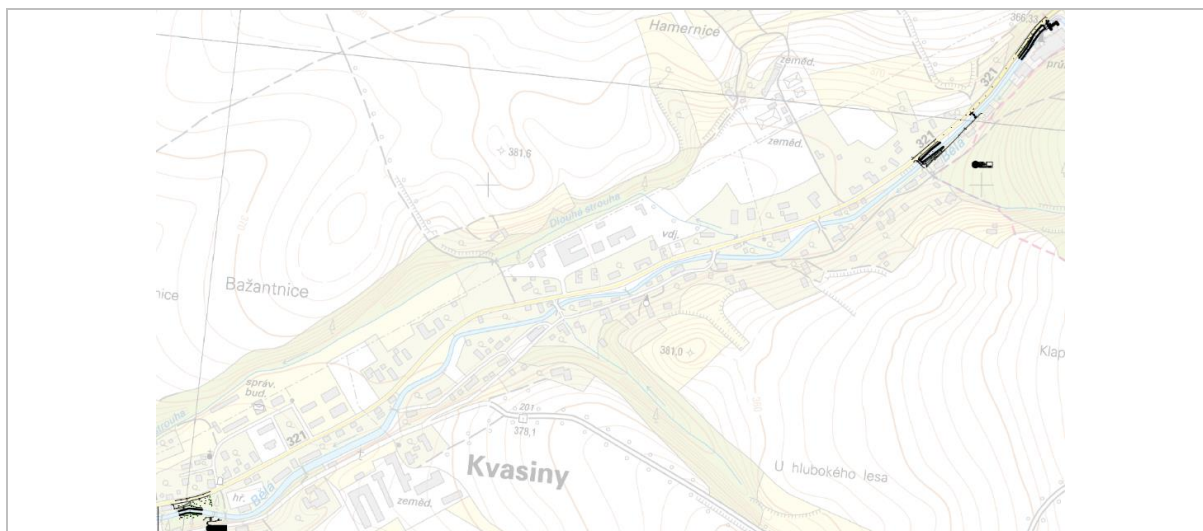
A.2.4 Geodetické zaměření

V rámci DUR byl zpracován podrobný polohopisný a výškový mapový podklad (2015), se 2 doměrky (1: 2015, 2:2016). GZ bylo provedeno dle lokalizace navržených opatření, které lze členit na 3 oddělené části Kvasin – viz Obr. 1.

V rámci DSP bylo provedeno doměření 3 lokalit, v souvislosti s navrhovanými změnami koncepce stavebního objektu SO 02 a následnému hydraulickému pře-posouzení lokality a dále lokalita na pravém břehu Andělova jezu, v souvislosti s potřebou řešit a sestavit 2D model proudění (zaměřený na hledání odpovědi nátoky vody na hřiště a zejména ověření předpokladu DUR, že voda se pod SO 04-2 vrátí v důsledku poklesu hladiny na rekonstruovaném SO 05 – Andělův jez – zpět do toku pouze se zaplavením parkových prostor (při velmi nízké hloubce) – viz Obr. 2.



Obr. 1 Geodetické zaměření, DUR (2015, 2016)



Obr. 2 Geodetické zaměření, doměrky DSP (2018)

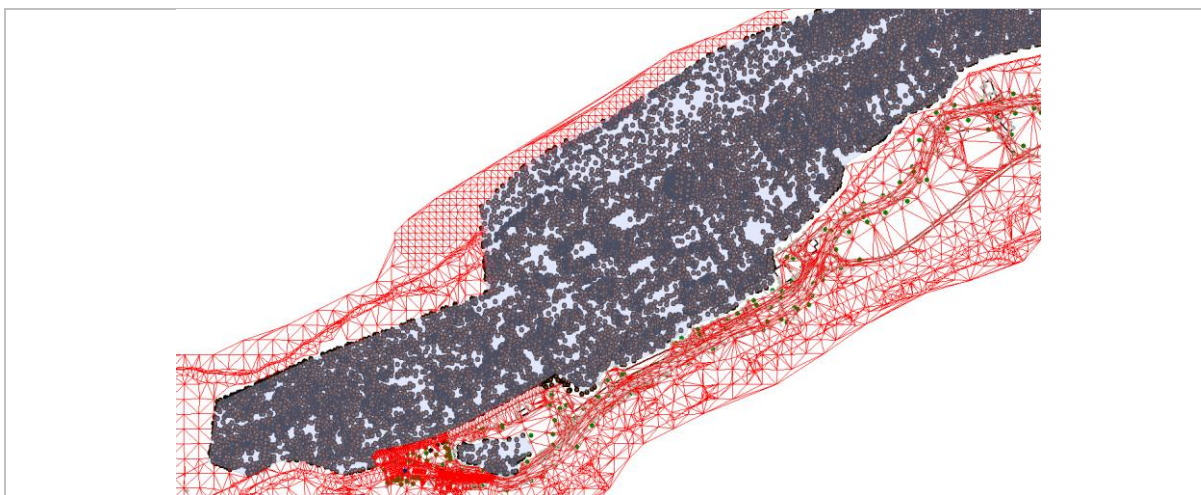
A.2.5 Digitální model reliéfu

Digitální model reliéfu je podkladem pocházející „z dílny“ Českého zeměměřického a katastrálního úřadu (ČÚZaK). Jedná se polohopisnou síť [x,y,z], který popisuje povrch terénu,

po odfiltrování objektů. Tento podklad je výrazně přesnějším podkladem (výškopis), než např. výškopis ZM10/ZABAGED.

Digitální model reliéfu 4. generace byl použit již v rámci mapování pro popis (x,y,z) inundačního území. Pro potřeby DUR byl tento podklad převzat, jelikož nejdůležitější části řešeného území byly geodeticky zaměřeny a objekty (zlomové hrany terénu jako jsou např. zdi) tento podklad stejně nepostihuje.

Digitální model reliéfu 5. generace byl použit pro zpřesněný popis oblasti řešené v rámci 2D modelu, (pod a vedle SO 04-2) – viz Obr. 3.



Obr. 3 DMR G5 použitý pro zpřesnění polohopisu a výškopisu pravobřežní inundace – nepravidelná bodová síť.(2018).

A.3 Použitý software

Hydraulické výpočty a posouzení bylo provedeno v matematickém modelu HEC-RAS 5.0.5. Hydraulický model je vyvíjen americkou armádou (USACE-HEC – US Army Corps of Engineers – Hydrologic Engineering Center) a unikátní je v těchto bodech:

- Je poskytován (odborné) veřejnosti zdarma
- Je neustále vyvíjen a vylepšován
- K modelu je poskytována obsáhlá dokumentace (hydraulický manuál, uživatelský manuál, aplikační průvodce) – tato je jako pdf implementována přímo do software-u
- Součástí programu jsou i vzorové příklady.

Více viz stránky <http://www.hec.usace.army.mil/software/hecras/features.aspx>

Hydraulické modelování – výpočty – byly provedeny jako:

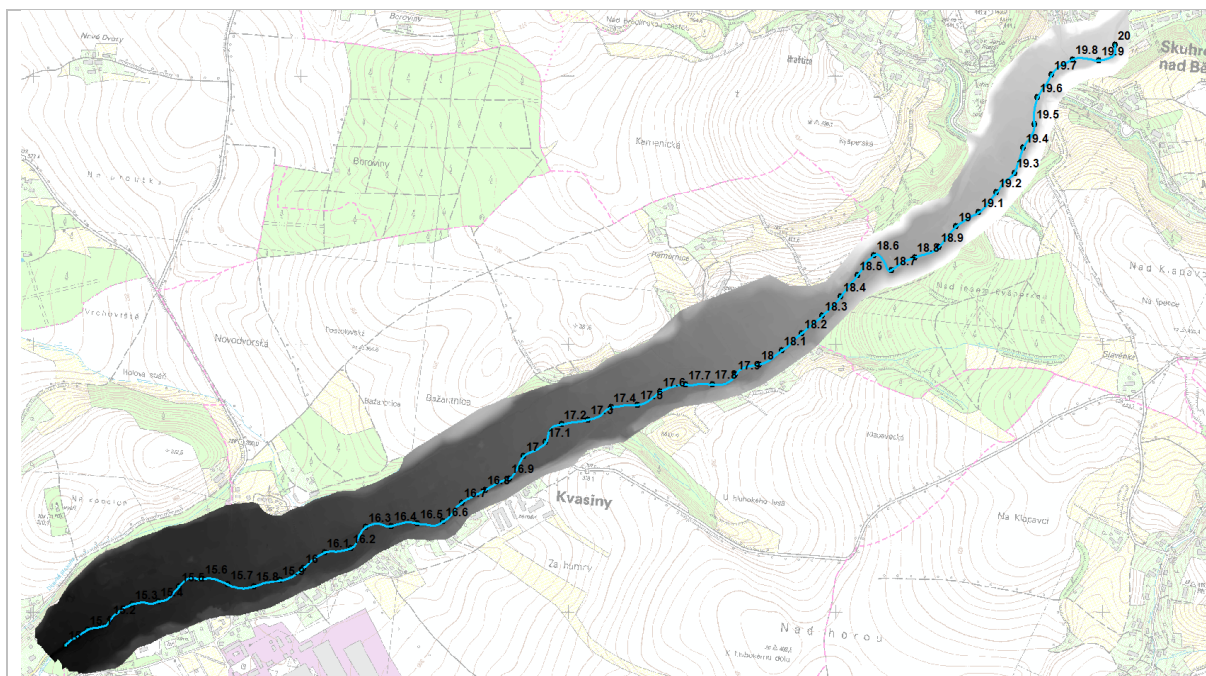
1. 1D stacionární výpočet, pro celou řešenou oblast v rozsahu DKM 15,374 – 19,010 (≈ 3,6 km, viz výše kapitola A.2.2 poslední bod).
2. 2D nestacionární výpočet pro oblast SO 04 se zaměřením na chování v oblasti SO 04-2 „pod garážemi“.

Sestavení modelu předcházelo „pre-processing“, který byl proveden s využitím těchto programových prostředků:

- GIS (ESRI ArcMap, ESRI ArcScene) – tvorba digitálního modelu terénu – stávající a návrhový stav (pro následné modelování využít pouze návrhový stav), podpůrné procesy (tvorba *.shp návrhových linií – „break lines“ apod.)
- Autodesk CIVIL 3D – tvorba digitálního modelu terénu – schematizace návrhového stavu
- HEC-GeoRAS – schematizace modelu v prostředí GIS, pro jeho následný export a import do HEC-RAS – 1D modelování
- HEC-RAS 5.0.5 – hydraulické modelování a ladění

A.4 Staničení a rozsah

Staničení bylo převzato z mapování rizik – DKM (digitální kilometráž), viz kapitola A.2.1. Rozsah modelu a staničení viz Obr. 4.



Obr. 4 Staničení a DMT (rastr)

A.5 Sestavení 1D modelu

A.5.1 Digitální model terénu (DMT)

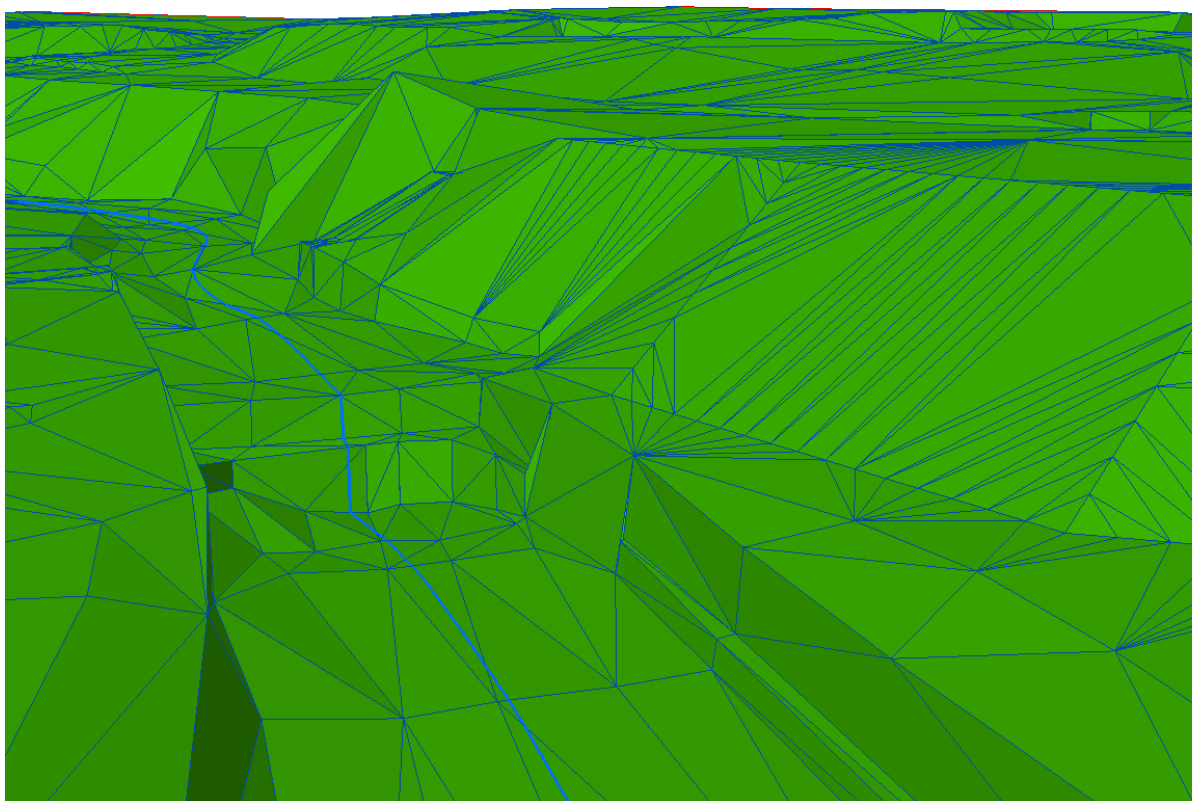
Je základním podkladem, který umožní následné použití prostředku HEC-GEORAS a import „nařezaného“ stávajícího nebo návrhového stavu do HEC-GEO RAS, popř. sestavení sítě pro 3D výpočty. Základním požadavkem DMT je, aby každý jednotlivý bod [X, Y] měl přiřazenu právě jednu výšku [Z]. Objekty, popř. uzavřené profily tedy nejsou předmětem DMT, vhodné je ale, aby součástí DMT byly např. pilíře, opěry a podpěry. DMT může být vytvořen jako tzv. TIN (vektorová síť) nebo rastr (pravidelná síť s pixely o určitém rozměru čtverce). TIN vystihuje lépe ostré zlomy terénu (terénní hrany), rastr je lepší pro následné zpracování různých analýz a nutností pro 3D modelování.

A.5.1.a Stávající stav

DMT stávajícího stavu lze, dle podrobnosti geodetického zaměření, sestavit v podstatě jako věrnou schematizaci skutečnosti (obvykle však není potřeba řešit největší detaily – pro potřeby 1D modelování. Pro potřeby 2D a zejména 3D modelů již tyto detaily potřeba jsou).

DMT stávajícího stavu byl vytvořen s využitím geodetického zaměření (GZ) a vně GZ s využitím dat ČUZaK DMR G4 a G5, viz předchozí odstavce. Hlavními podklady jsou:

- vytvoření tzv. povinných spojnic – vektorů – které charakterizují terénní hrany.
- bodové pole [X, Y, Z], mezi povinnými spojnicemi
- Hranice



Obr. 5 DMT (TIN) vytvořený z GZ a DMR (inundace) – stávající stav, Andělvův jez v ESRI ArcScene.

A.5.1.b Návrhový stav

Vytvoření DMT návrhového stavu je zpravidla složitějším a časově náročnějším procesem, jelikož je třeba vycházet z navrhovaných opatření a 3D popis je třeba vytvořit, nikoliv zaměřit. Pro potřeby 1D modelů je možné přistoupit k menší nebo větší míře schematizace.

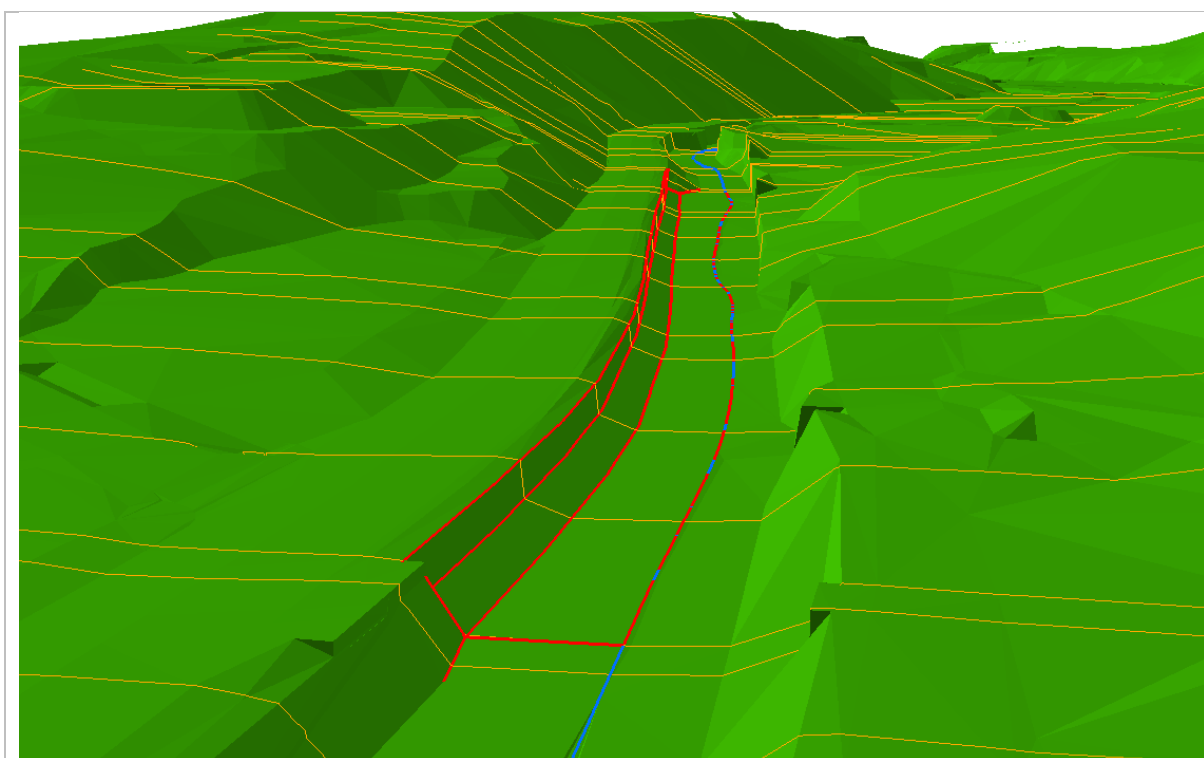
DMT návrhového stavu byl vytvořen zejména s využitím programu CIVIL 3D, s využitím jeho 3D prvků:

- Trasy, podélné profily nivelety nového stavu
- Koridory (kterými lze vytvořit prizmatické i neprizmatické koryto, na podkladě

- Návrhové linie, popř. pomocná zemní tělesa, pro modelování nových zlomových hran terénu (odstranění jezů – vyrovnání nivelety dna, realizace SO 02 v nově navrženém technickém řešení – opěrná zeď a ve dně zához)
- 3D křivky jako zjednodušená verze návrhových linií (dají se uchytit na povrch nebo návrhové linie, popř. zadat přímo Z, lze z nich poměrně jednoduše vytvořit vodorovné a téměř svislé roviny stejně tak jako výsledné zborcené plochy apod.)

Do-úpravy lze provést:

- v GIS (např. přidání doplňujících 3D povinných spojníc, na základě přehledného 3D zobrazení v ESRI ArcScene)
- popř. následně i přímo v HEC-RAS (např. odstranění depresí za nově vytvořenými zlomovými hranami, které byly vytvořeny ručně pomocí zadání Z).



Obr. 6 DMT (TIN) – schematizace návrhového stavu v oblasti nad novou klenbou lávkou na přítoku od Skuhrova – SO 02 (červené 3D křivky, zához do výšky 60 cm a následně cca kolmá zeď). Oranžově příčné profily dle HEC-GeoRAS a HEC RAS 1D.

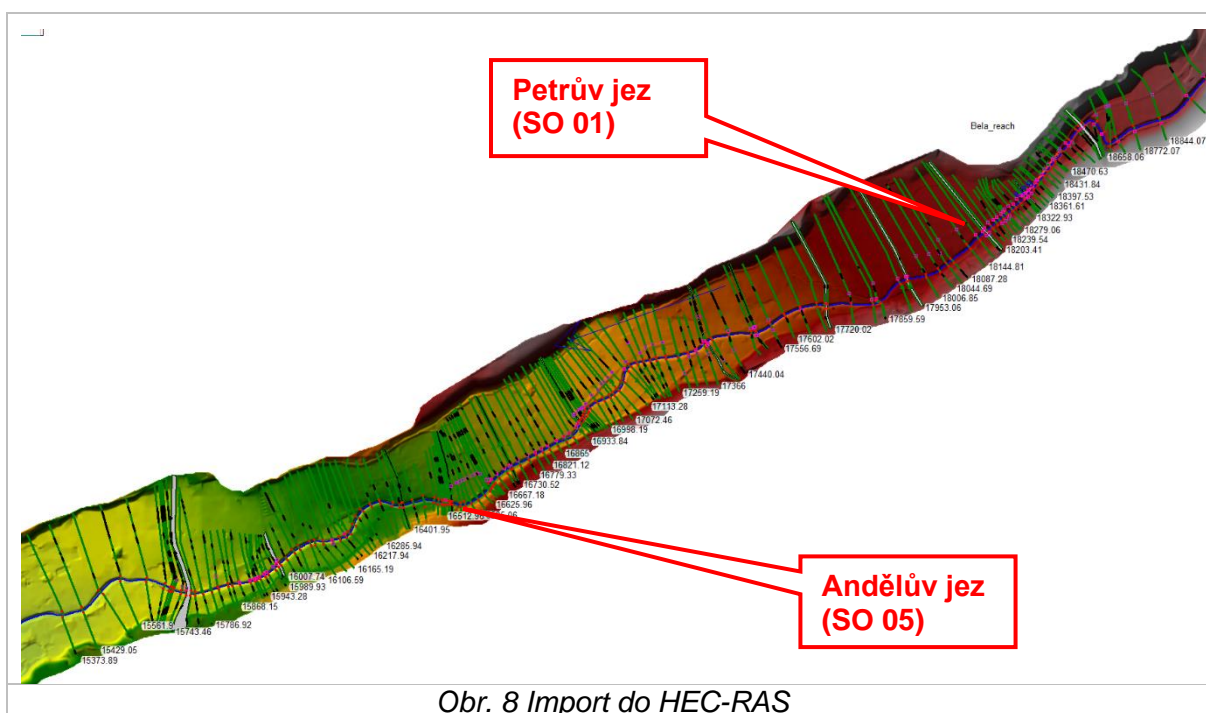
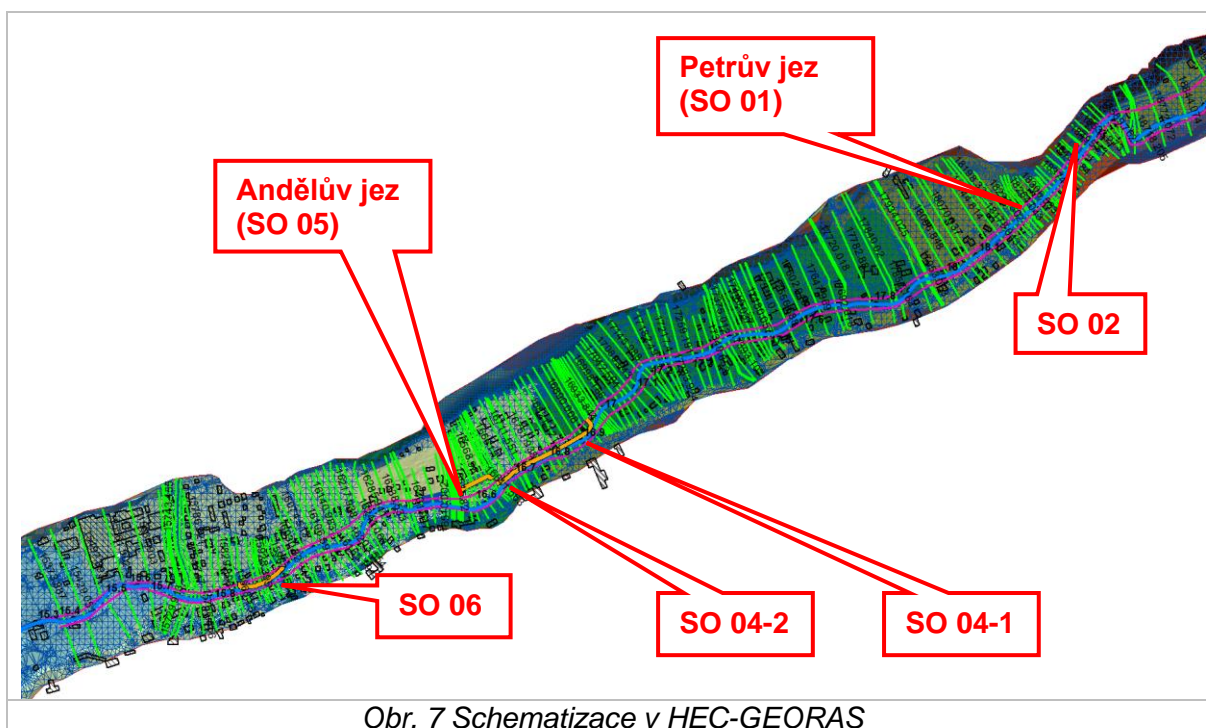
Pro potřeby následného zpracování v jednom z modulů HEC-GEORAS (RAS Mapper) je třeba TIN převést na rastr (tiff) ve vhodném rozlišení (menší pixel = přesnější, ale objemnější). Pro 2D modelování je rastr nutností – jako podklad pro 2D modelování byl vytvořen rastr (tiff) o velikosti pixelu 0,2x0,2 m.

A.5.2 Schematizace modelu v prostředí HEC-GEORAS a import do HEC-RAS – 1D modelování

V nástavbě GIS HEC-GEORAS (z dílny stejných tvůrců jako HEC-RAS) lze poměrně jednoduše vytvořit schematizaci 1D modelu. Je třeba vytvořit min. osu, proudnice, příčné řezy. Ostatní charakteristiky je již možné doplnit po importu do HEC-RAS.

Mimo povinné prvky je ale vhodné vytvořit i lokalizaci a vybrané charakteristiky objektů (mosty, propustky, jezy atd.), též je vhodné v prostředí GIS pomocí SHP vytvořit pozemní objekty (blocked obstruction). Pro potřeby 1D i 2D proudění je možné zadat plošné drsnosti (pro jednodušší 1D modely je snazší drsnost zadat přímo v modelu).

Po dokončení schematizace je možné model importovat do HEC-RAS. V HEC-RAS je vhodné provést úkony vedoucí k podložení modelu, např. liniemi dle GZ (povinnými spojnicemi), pro lepší zobrazení. Popř. přímo DMT/orto apod.



A.5.3 Sestavení 1D modelu a simulace.

V prostředí HEC-RAS byl dále model do-upraven do finální podoby (zadání objektů, drsností, počátečních podmínek apod.)

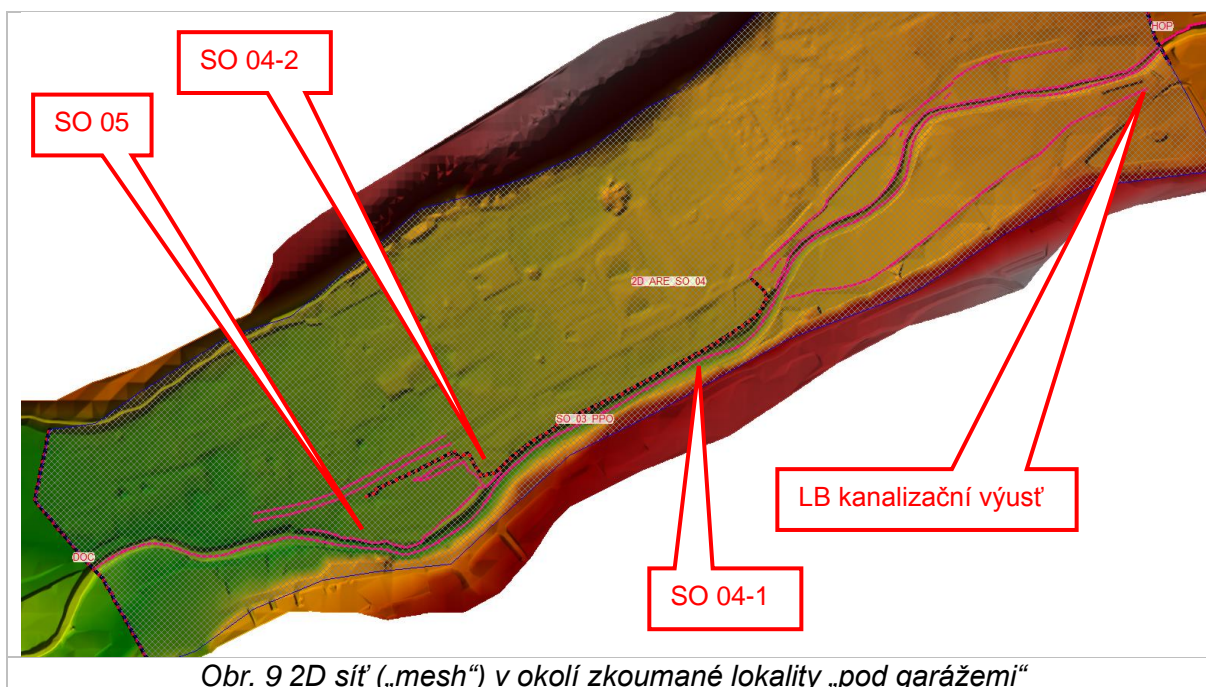
1D modelování (simulační výpočet průběhu hladin, dále jen simulace) je řešeno jako **ustálené nerovnoměrné proudění**.

A.5.4 Sestavení 2D modelu a simulace

Dle doporučení DUR a zadání DSP byl sestaven v hlavní řešené oblasti SO 04 / SO 05 2D model. 2D modelování je od verze 5 možné provést rovněž v HEC-RAS-u, který obsahuje i podrobnou dokumentaci. Základními prvky 2D modelu je:

1. DMT, převedený na formát HEC-RAS (*.hdf)
2. Polygonová vrstva drsností (není povinná, ale prakticky nutná)
3. Zadání okrajových popř. počátečních podmínek
4. Vytvoření schematizace – sítě, zejména pomocí povinných spojnic.
5. Vytvoření dalších prvků (1D objektů ad. – zde protipovodňových opatření SO 04)

pro potřeby posouzení byla modelovaná oblast rozšířena o lokalitu „SO 03“ (nad SO 04 – opuštěno v DUR. Začátek simulace je pod mostkem nad LB kanalizační výustí.



2D modelování (simulační výpočet průběhu hladin, dále jen simulace) je řešeno jako **neustálené nerovnoměrné proudění** – průběhy hladin/rozlivů se liší v důsledku transformačních schopností inundačního území (v důsledku akumulační schopnosti území).

A.5.5 Počáteční a okrajové podmínky

A.5.5.a Počáteční podmínky – 1D model

Bylo využito dat ČHMÚ a předchozích prací (mapování rizik).

Data ČHMÚ (2. 9. 2015):

Číslo hydrologického pořadí: 1-02-01-0600-0-00
Profil: Kvasiny – most v cca 16,03 ř. km_(AKM Povodí Labe)
Plocha (ZABAGED): 57,95 km²

Tab. 1 N-leté průtoky k profilu mostu (ČHMÚ, 2015)

N-leté průtoky $Q_N^{c)}$							$m^3 \cdot s^{-1}$
1	2	5	10	20	50	100	třída
6,88	11,9	21,3	30,7	42,3	61,3	78,8	II.

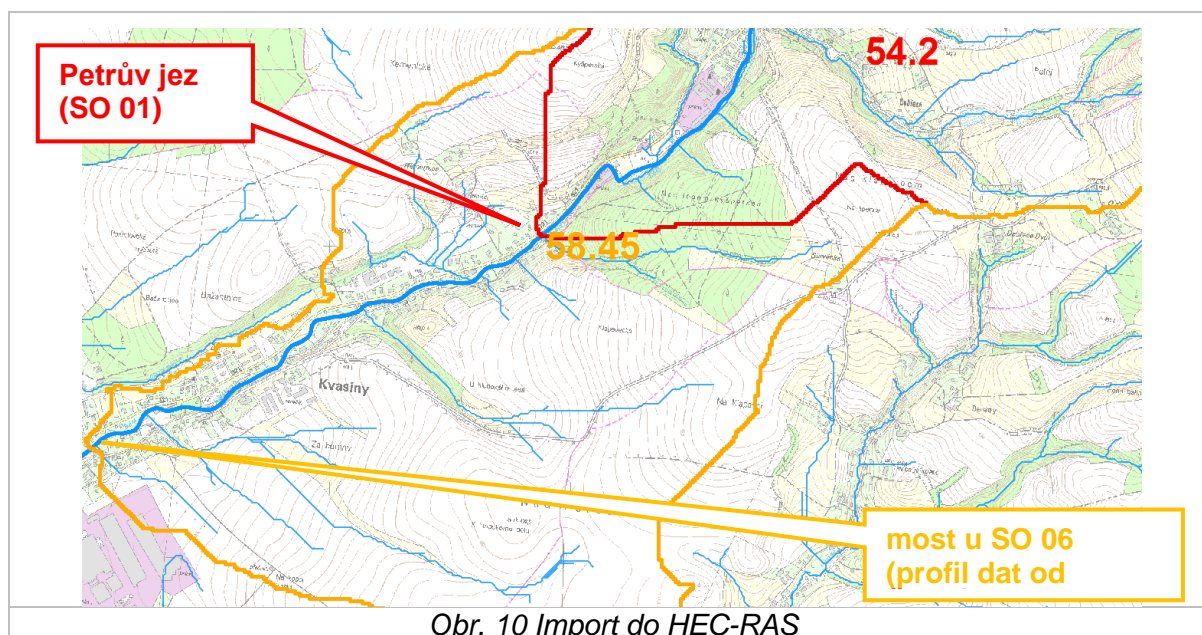
Vzhledem k rozsahu modelu byly pro horní část (SO 01 a SO 02 – přítok od Skuhrova nad Bělou) hydrologická data převzata z projektu Mapování povodňových rizik/SOP. Pro Kvasiny se konkrétně jednalo o tyto hodnoty, které byly získány od ČHMÚ v roce 2012, viz Tab. 2.

Tab. 2 N-leté průtoky použity pro Kvasiny v rámci projektu Mapování rizik (ČHMÚ, 2012)

číslo povodí	tok	profil	plocha povodí km ²	Q1	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50	Q100	Tř.
				$m^3 \cdot s^{-1}$							
1-02-01-059	Bělá	Kvasiny	54.11	6.40	11.2	20.3	29.5	40.9	59.6	76.8	I

Plocha povodí (využit DMT ČR zpracovaný v rámci projektu Voda v krajině <http://www.vodavkrajine.cz>, na kterém se VRV jako zpracovatel podílel) je:

- **58,45 km² k mostu u SO 06** - uzávěrový profil dat ČHMÚ (rozdíl plochy uváděné ČHMÚ v rámci hydrologických dat a vypočítané je 0,5 km²: $\Delta \approx 0,9 \%$)
- **54,20 km² ke Petrovu jezu (SO 01, SO 02)** (rozdíl plochy dle N-letých dat dle Mapování rizik – viz Tab. 2 – a vypočítané je 0,09 km²: $\Delta \approx 0,2 \%$)



Souhrn výsledných počátečních podmínek (kulminačních N-letých průtoků jako vstup pro stacionární model) viz Tab. 3.

Tab. 3 Počáteční podmínky pro 1D model

	Plocha povodí (km ²)	Staničení (ř. km)	N=5 let	N=20 let	N=100 let	Platnost pro
Počáteční podmínka 1, průtok (Q, m ³ /s)	54.2	19.01	20.3	40.9	76.8	SO 01, SO 02
Počáteční podmínka 2, průtok (Q, m ³ /s)	58.45	17.38	21.3	42.3	78.8	SO 04, SO 05, SO 06)
Poměr 1/2 (%)	92.7 %		95.3 %	96.7 %	97.5 %	

A.5.5.b Horní a dolní okrajové podmínky – 1D model

Horní okrajové podmínky byly do modelu pro jednotlivé průtokové scénáře N = 5, 20 a 100 let zadány jako známé hladiny a bylo využito provedených výpočtů územně rozsáhlejšího modelu zpracovaného v rámci SZÚ

Tab. 4 Horní a dolní okrajové podmínky – 1D model

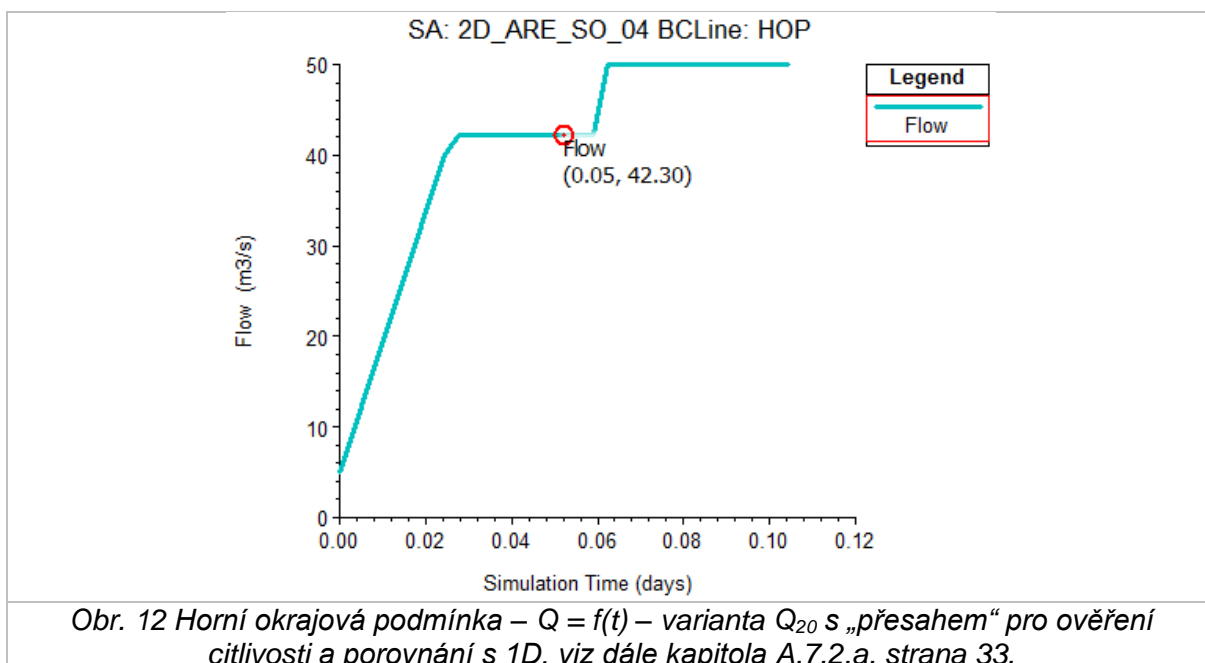
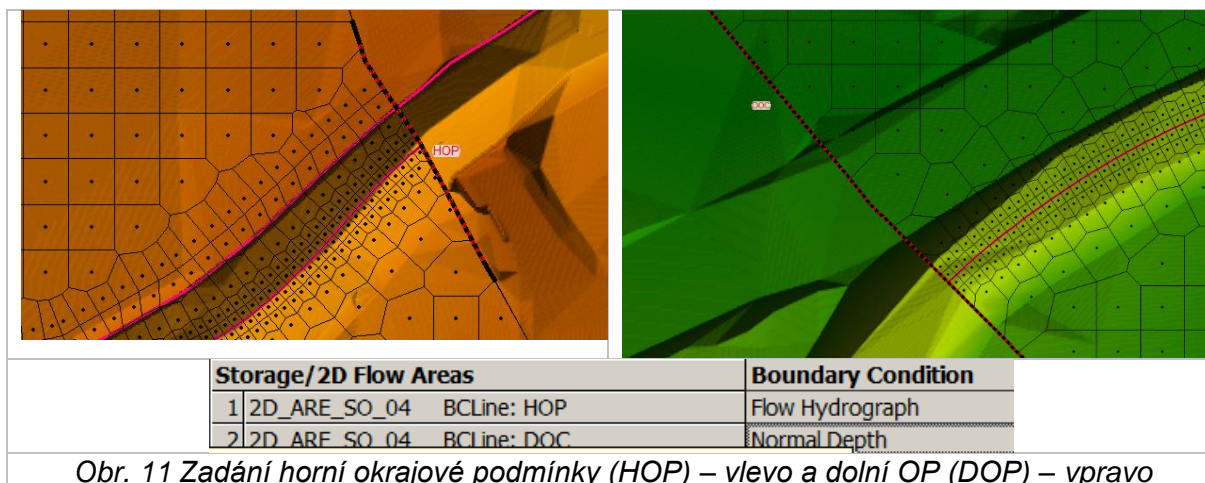
	Staničení (ř. km)	N=5 let	N=20 let	N=100 let
Horní okrajová podmínka (h, m. n. m.)	19.01	368.5	369.11	369.8
Dolní okrajová podmínka (h, m. n. m.)	15.374	335.17	335.87	336.75

A.5.5.c Počáteční a okrajové podmínky – 2D model

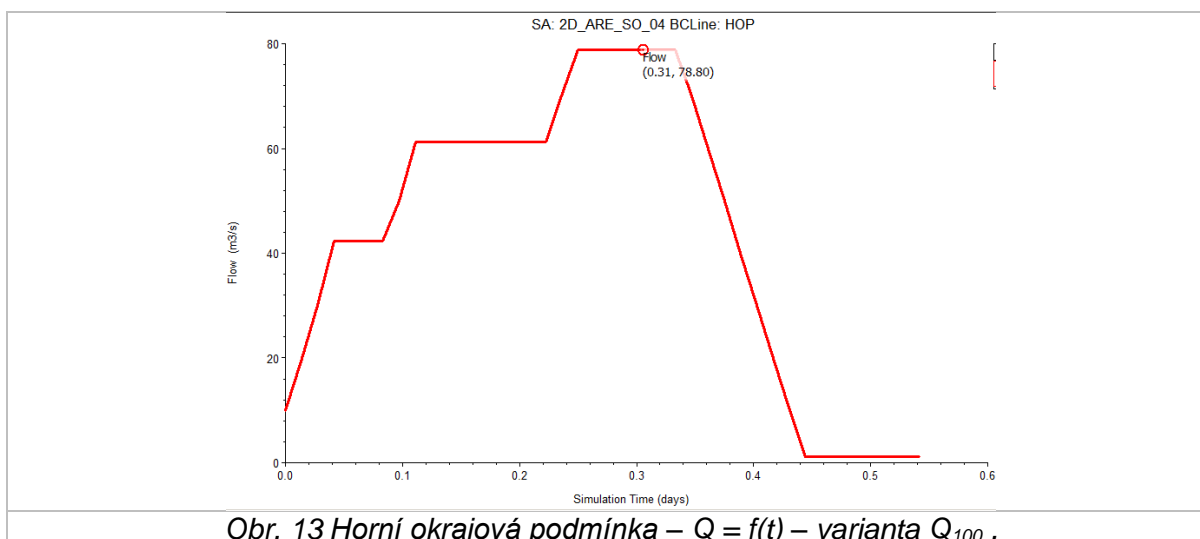
Pro potřeby 2D není třeba přímo zadávat počáteční podmínky, pokud je zadáván jako horní okrajová podmínka hydrogram průtoků – použijí se průtok specifikovaný v rámci okrajových podmínek v čase t=0 a hladina se dopočte dle zadaného sklonu čáry energie (lze použít sklon dna, začíná-li model v málo ovlivněném a ne příliš proměnlivém úseku).

Průtoky

Okrajové podmínky byly zadány formou 1D okrajové linie výpočetní sítě. Horní okrajová podmínka (zásadní) byla zadána formou závislosti $Q = f(t)$, a to s ohledem na posouzení chování oblasti pro **návrhovou povodeň $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ s určitým přesahem, pro ověření citlivosti pro maximální průtok $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (+ 18 %) – viz Obr. 11 a Obr. 12.**



Dále bylo 2D modelem posouzeno i Q_{100} a některé další varianty včetně srážky v modelované oblasti, viz konkrétně jednotlivé varianty (kapitola A.7). Schematizace (hydrogram nebo hyetogram) je obdobná s Obr. 12 (časová závislost). Zvolený návrhový hydrogram pro Q_{100}



Obr. 13 Horní okrajová podmínka – $Q = f(t)$ – varianta Q_{100} .

Srážky

Pro potřeby posouzení a návrhu odvedení vnitřních vod v ochráněném území bylo řešeno několik scénářů, kdy bylo území zatíženo modelovým typem srážky. Základním podkladem pro volbu intenzity jsou Truplové tabulky, lokalita Pěčín – cca 15 km od Kvasin, viz Obr. 14 (J. Trupl, Intensity krátkodobých dešťů v povodích Labe, Odry a Moravy. Praha, VÚV Praha-Podbaba, 1958).

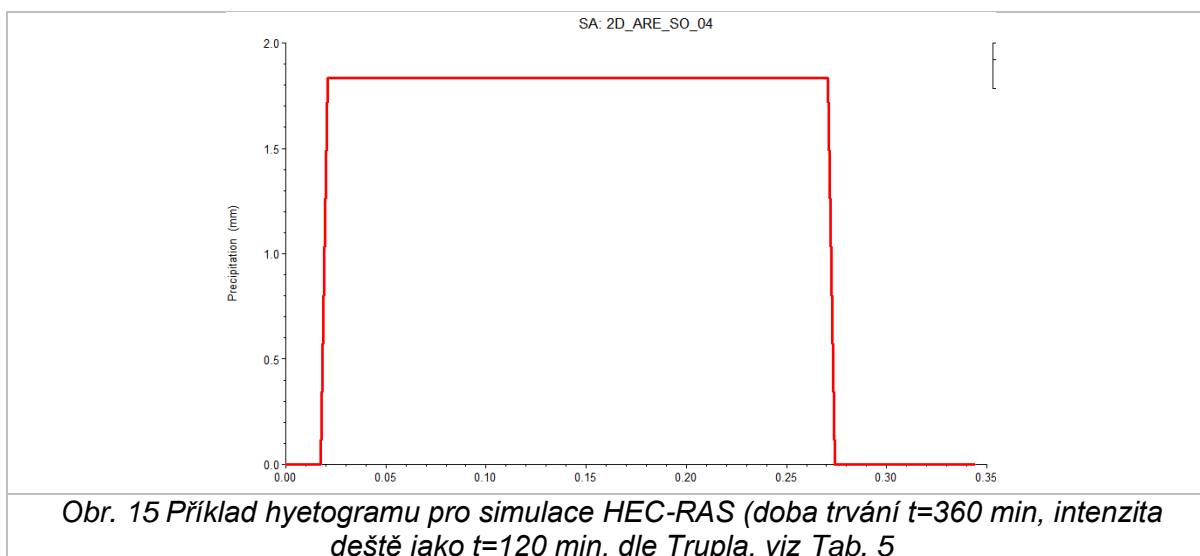
5. PĚČÍN

Doba trvání deště v min	Intenzita deště v l/s . ha při periodicitě n						
	5	2	1	0,5	0,2	0,1	0,05
5	137	203	264	323	404	464	523
10	85,1	137	180	225	287	334	380
15	62,2	100	133	169	218	256	294
20	49,2	80,1	107	137	177	209	241
30	36,2	58,4	79,0	101	132	157	181
40	28,3	46,3	63,0	80,5	106	126	146
60	20,6	33,4	45,6	58,6	77,8	92,6	107
90	14,6	23,7	32,4	42,1	56,1	67,1	78,0
120	11,5	18,5	25,1	32,8	43,9	52,7	61,2

Obr. 14 Intenzity krátkodobých dešťů – Truplové tabulky

Tab. 5 Upravené hodnoty pro simulace v HEC-RAS

N (let)	t (min)	i (l/s.ha)	i (mm/min.)	i (mm/5 min.)	i (mm/10 min.)	Σ mm
20	15	294	1.764	8.820	17.640	26.5
20	120	61.2	0.367	1.836	3.672	44.1
Model (≈ 100?)	360	61.2	0.367	1.836	3.672	132.2



A.5.6 Manningovy drsnosti

Manningovy drsnosti jsou základní hydraulickou charakteristikou, která představuje odpor povrchu proti proudění vody. Platí, že čím vyšší drsnost, tím větší odpory a nižší rychlosti proudění, a tedy pro daný průtok vyšší hladina. Při zadávání Manningovy drsnosti n se využívá nejčastěji tabulkových hodnot z různých odborných publikací, velmi zřídka je k dispozici drsnost odvozená z přímých měření. Hodnota n je zatížena největší nejistotou a nepřesností, jelikož Manningova drsnost je funkcí mnoha proměnných, mimo jiné i času a průtoku (hladiny, rychlosti). Více spolehlivě ji lze určit pro vybrané materiály a prismatická koryta (dobrým příkladem je beton nebo potrubí), pro přirozené neprismatické vodní toky je hodnota zatížena vyšší nepřesností. Při Manningově drsnosti se vychází zpravidla z místního šetření a znalosti typů konstrukcí, popř. u rozsáhlých modelů z mapových podkladů (letecké snímky, ZABAGED apod.).

A.5.6.a 1D model

Hodnoty drsností viz Tab. 6. Hodnoty drsností byly převzaty, z SOP, s lokálními korekcí (zpřesněními). Pro potřeby SZÚ (studií záplavových území – posuzování rozlivů vody) platí konzervativní přístup uvažovat drsnosti při horním okraji rozmezí (větší rozlivy, naopak je tomu při stabilitních výpočtech, kdy jsou pro posouzení rozhodující rychlosti). Obecně Manningovy koeficienty vycházejí s odborných publikací, např.:

- Havlík – Marešová: Hydraulika 10 - Příklady, Vydavatelství ČVUT, Praha 2001, skriptum
- Zuna – Hrazení bystřin, Vydavatelství ČVUT, Praha 2008, skriptum.

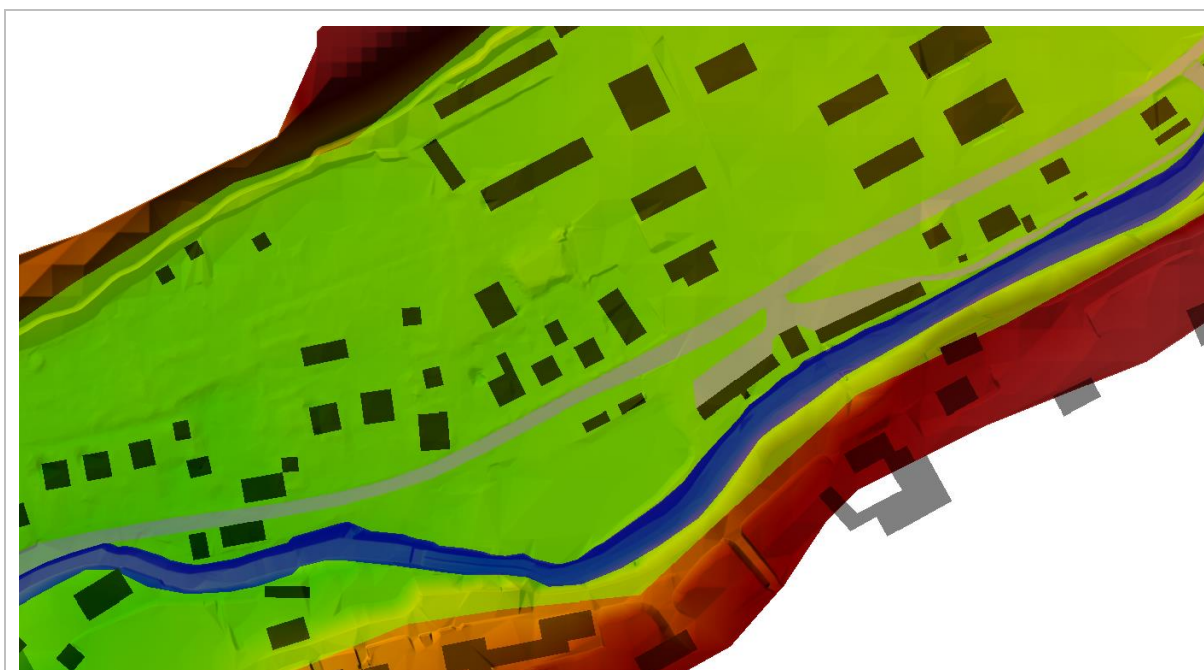
Tab. 6 Použité hodnoty Manningových drsností n

POPIS CHARAKTERISTICKÉHO POVRCHU	n (-)	POZNÁMKA
Kamenné zdivo z LK na MC (viditelné opevnění)	0.025-0.03	
Rovnanina z LK s urovnaným lícem, zához (viditelné opevnění)	0.035-0.04	
Dlažba z LK na MC	0.025-0.03	

Neopevněné, popř. pouze lokálně opevněné koryto (nebo nezjištěné skryté opevnění)	0.05 (0.045)	Základní drsnost tučně, převzato z SOP, pro porovnatelnost a konzistenci výsledků
Inundace – převaha zpevněných ploch (vozovky, trávníky)	0.05-0.75	
Inundace – vesnická rozptýlená zástavba	0.08-0.12	
Inundace – střední až hustá zástavba (voda téměř neproudí)	0.15-0.3	

A.5.6.b 2D model

Pro potřeby 2D modelování byla vytvořena polygonová vrstva (Obr. 16), uvažováno bylo zjednodušeně se 4 základními drsnostmi dle Obr. 17. Budovám byla přiřazena teoretická velmi vysoká drsnost $n=100$ (dalším možným přístupem je zvýšení podkladového DMT v místě budov). Pro koryto byla uvažována jednotná drsnost $n=0,05$, v souladu s Tab. 6, jelikož v předmětném úseku nad Andělovým jezem odpovídá koryto tomuto charakteru (opevnění pouze u lávky a nad lávkou na začátku SO 4-1, dále pak v lokalitě budoucího SO 05, malou drsnost břehů kompenzuje velká drsnost dna). Nižší drsnost pro zpevněné komunikace byla uvažována na místní komunikaci podél SO 04-1 a na hlavní komunikaci 2- třídy.



Obr. 16 Plošné znázornění Manningových drsností n , s využitím budov dle ZABAGED

	Name	Default Mann n
1	01_koryto	0.05
2	02_budovy	100
3	03_silnice	0.025
4	04_ostatni_inundace	0.09

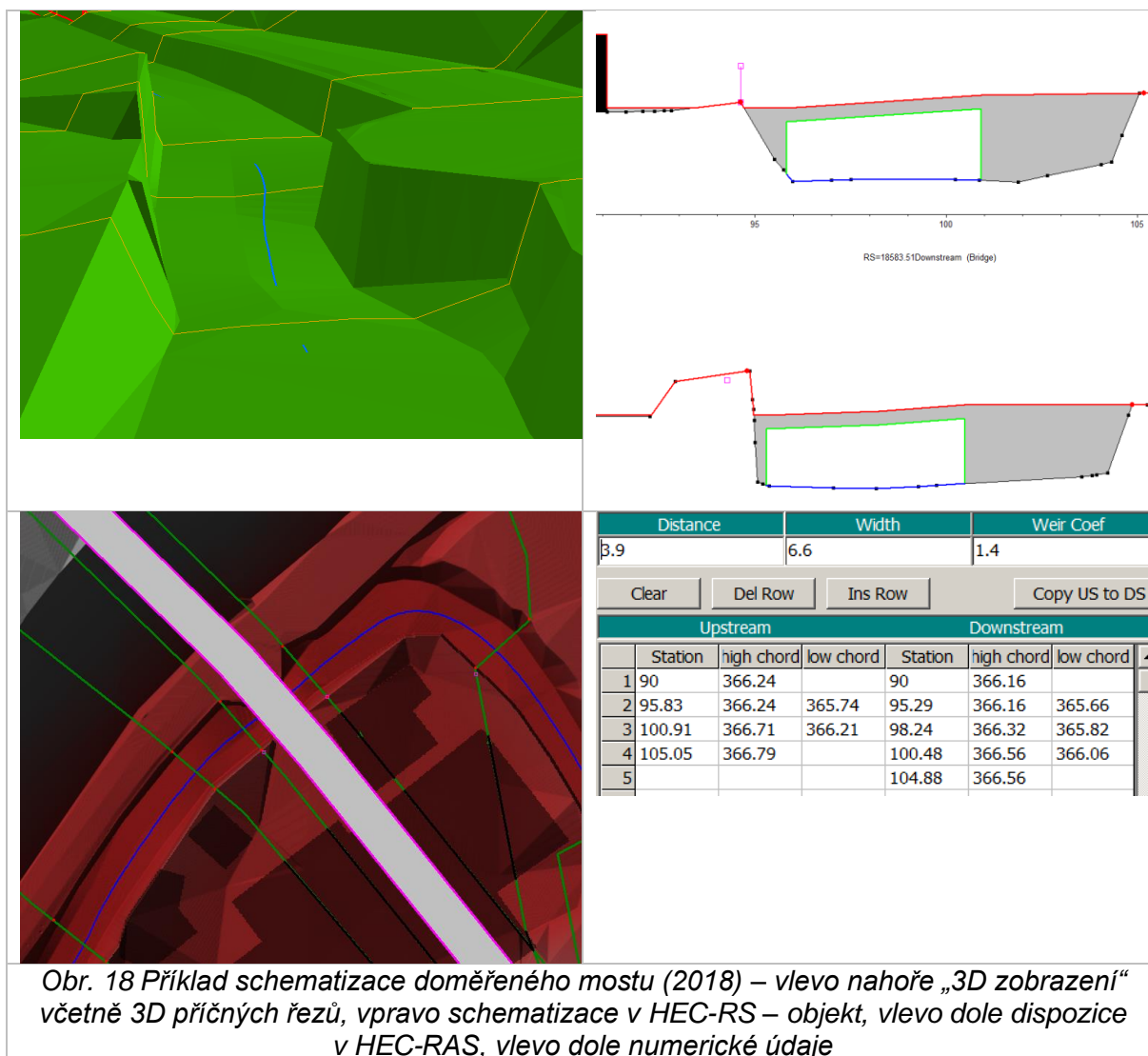
Obr. 17 Plošné znázornění Manningových drsností n , s využitím budov dle ZABAGED

A.5.7 Objekty

A.5.7.a 1D model

V rámci řešeného úseku bylo do modelu zadáno celkem 13 mostních objektů (mosty, lávky). V úsecích, které byly předmětem zájmu se v návrhu nenachází žádný jez, který by byl modelován jako „inline“ structure s definovanou korunou a součinitelem přepadu.

V převážné míře byly převzaty data předchozích prací (SOP), objekty, které byly předmětem geodetického zaměření, byly aktualizovány. Příklad viz Obr. 18 („18779.9 PF 244 SILNIČNÍ ŽLB MOSTEK F.PORKET“ – doměřený most nad SO 02 na přítoku od Skuhrova“)



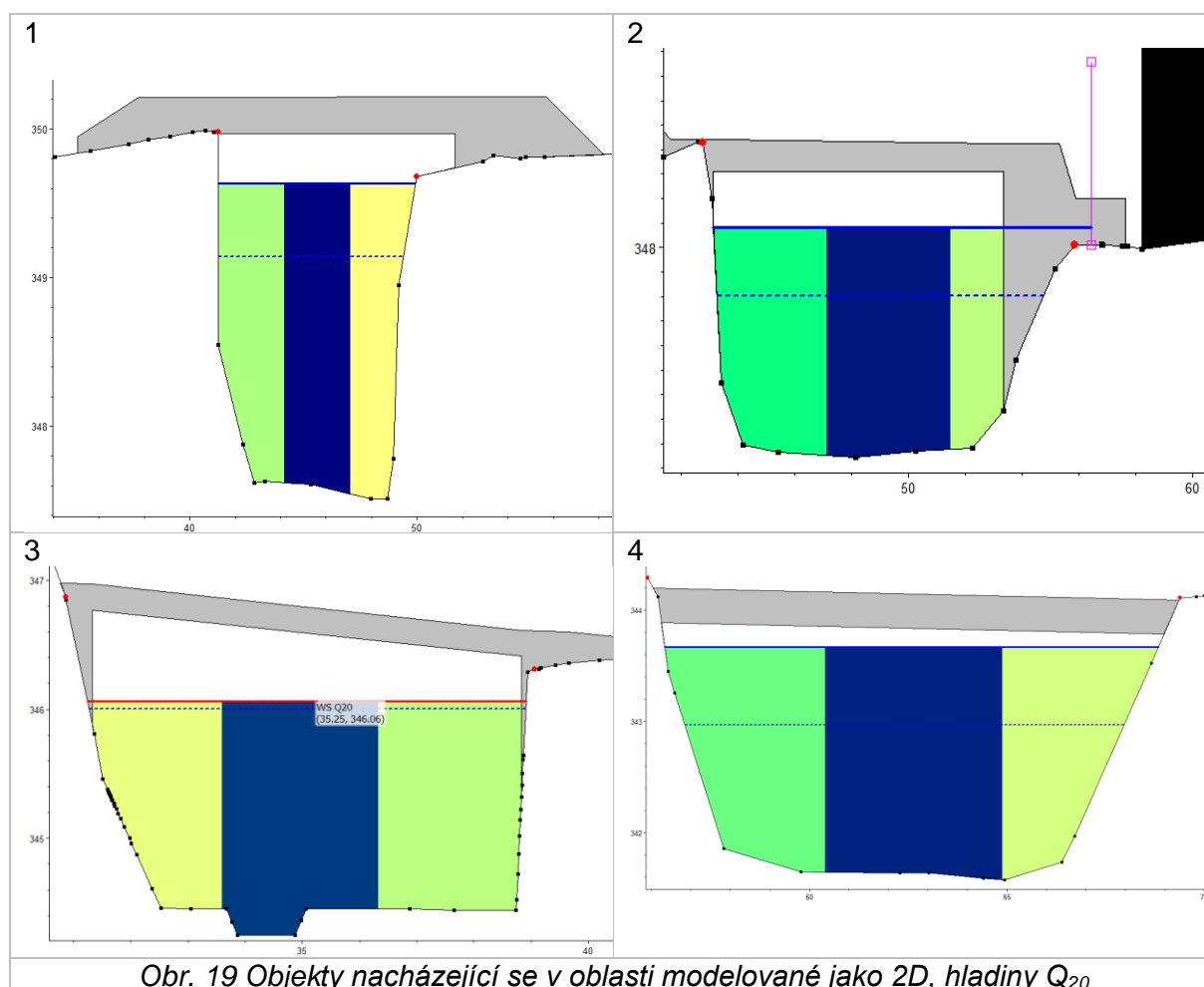
A.5.7.b 2D model

V rozsahu řešeného úseku – DKM 16,285 – 17,366 ($\approx 1,1$ km) se nacházejí 3 objekty – lávky:

1. „adm. ř. km 17149.9 PF 220 ŽELEZNÝ MOSTEK PRO PĚŠÍ V KVASINÁCH (F37)“ – lávka nad SO 04, DKM 16,956
2. DKM 16,728 – lávka poblíž místní hasičské zbrojnice (PB pilíř je rozhraním mezi SO 04-1 a SO 04-2)

3. DKM 16,532 – lávka nad Andělovým jezem, směrem k mateřské škole, která je předmětem zpracování projektové dokumentace na řešení bezbariérového přístupu a která bude dle informací navržena na hladina při $Q_{100, \text{stávající}}$.
4. „adm. ř. km 16595.9 PF 211 ŽELEZNÁ LÁVKA PRO PĚŠÍ V KVASINÁCH“, 1. mostek/lávka pod Andělovým jezem, DKM 16,401

Všechny tyto objekty mají spodek mostovky nad simulovanou povodní Q_{20} (pro návrhový stav), viz Obr. 19. To je důležité, jelikož modelování mostních objektů se zahlceným vtokem je problematické. V tomto případě není třeba do modelu zohledňovat mostovku, pouze opěry v rámci DMT a oblast lze modelovat jako pouze 2D (v opačném případě se přistupuje ke kombinaci 1D/2D (koryto se modeluje jako 1D, inundace jako 2D), propojení je přes břehové hrany (s problematičtější charakteristikou vtoku do 2D)).



Při průchodu Q_{100} jsou již objekty zaplaveny. Pro potřeby modelování Q_{100} by měly být v modelu zohledněny, vzhledem k tomu, že je již lokalita souvisle zaplavena, lze tyto relativně subtilní objekty zanedbat tak, aby mohl být 2D model zjednodušen a simulováno pouze proudění v otevřeném terénu.

A.6 Výsledky simulací – 1D

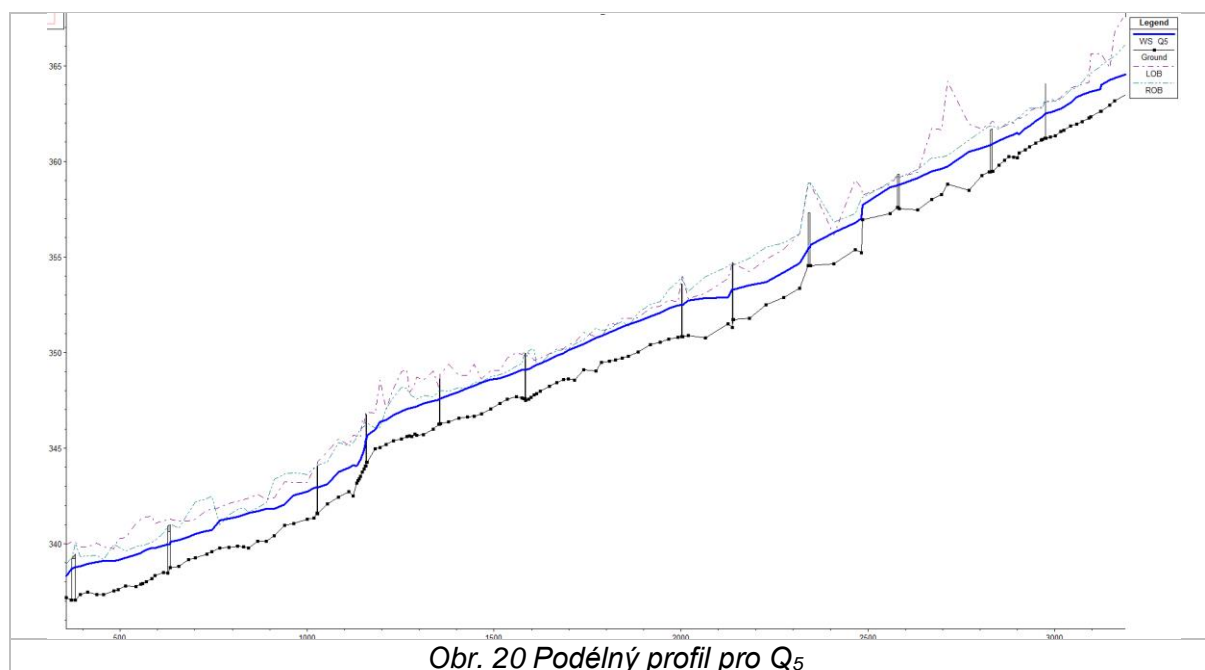
Simulace byly provedeny dle zadání pouze pro návrhový stav (stávající stav byl již dostatečně řešen v předchozích stupních), se zohledněním aktualizací viz předchozí text. Jmenovitě se jedná o aktualizaci DMT (GZ doměrky, DMR G5) a úpravu DMT vlivem změny technického řešení SO 02 (opěrná zeď v úrovni terénu ve tvaru L, zához do výšky 60 cm v patě, místo nadzemní zdi tvaru T). Výsledky jsou prezentovány ve sledu N=5 let, N= 100 let a N=20 let (návrhová povodeň). Tabele jsou výsledky uvedeny v příloze A.10.1.

A.6.1 Simulace průchodu Q_5 (1D)

Simulace Q_5 není příliš „zajímavá“, kapacita koryta je ještě téměř ve všech profilech dostatečná, a lokální drobná vybřežení způsobuje nevýznamné zaplavení/škody.

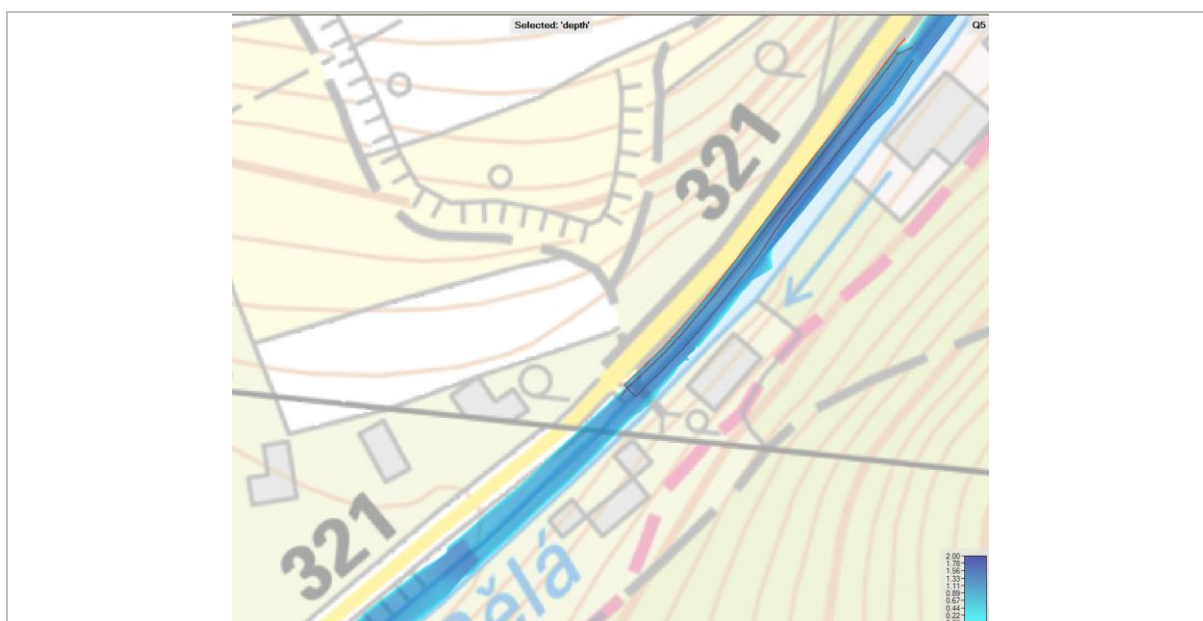
A.6.1.a Průběh hladin (Q_5)

Průběh hladin simulace Q_5 viz Obr. 5 (v obrázku naznačeny i břehy – nad vypočtenou hladinou)



A.6.1.b Mapy hloubek – rozsah rozlivů řešených lokality (Q_5)

Mapy hloubek (z nichž lze vytvořit jako obálku záplavové čáry a tyto dle potřeby upravit, viz Obr. 21 - Obr. 23. Bude dohodnuto dodatečně.



Obr. 21 Lokalita SO 01, SO 02 – Mapa hloubek/zaplavení pro Q_5



Obr. 22 Lokalita SO 04, SO 05 – Mapa hloubek/zaplavení pro Q_5



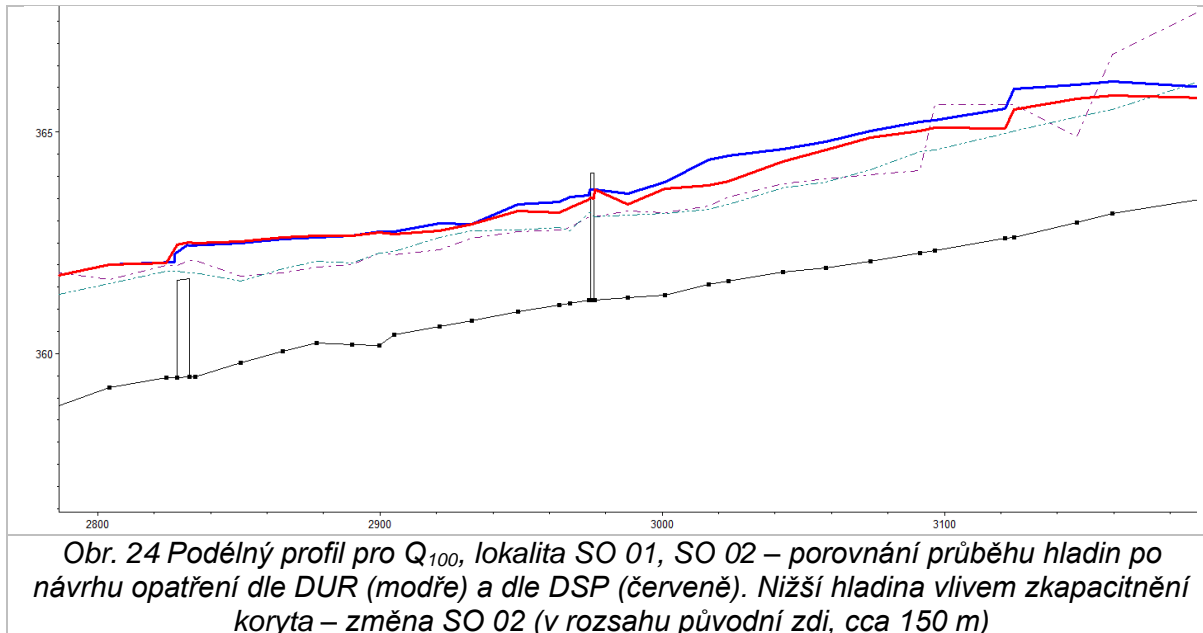
A.6.2 Simulace průchodu Q_{100} (1D)

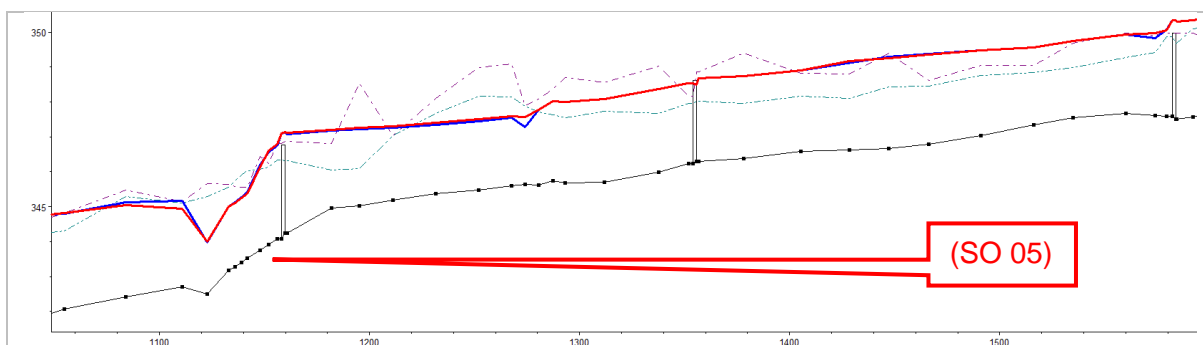
Při Q_{100} (i při Q_{50} – dle výsledků předchozích simulací v létě 2017) dojde k vybřežení vody již nad navrhovanými PPO liniemi a k jejich obtečení bez ohledu na to, jaká je jejich výška.

A.6.2.a Porovnání simulací DUR a aktualizace dle DSP (Q_{100})

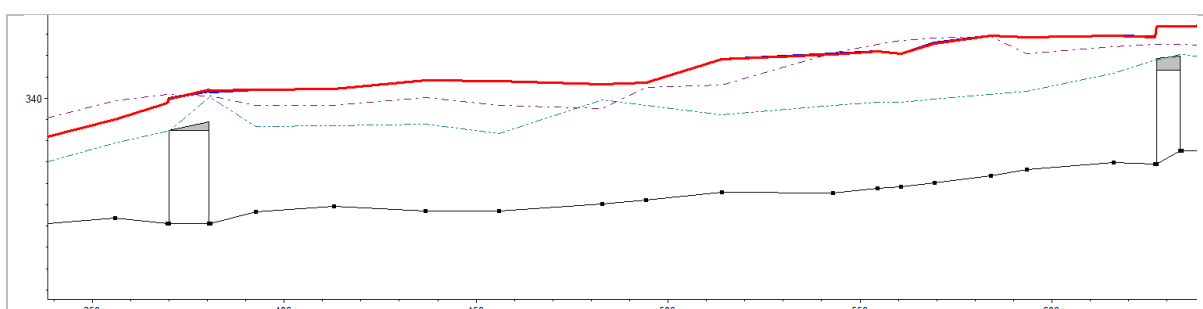
Porovnání simulací dle DUR a DSP viz:

- Obr. 24 - Obr. 26 porovnání simulací (podélný profil hladin) dle návrhového stavu DUR a dle návrhového stavu – aktualizace v DSP (včetně stručného komentáře).
- Obr. 27 – Obr. 29 porovnání simulací (podélný profil hladin) dle stávajícího stavu DUR a dle návrhového stavu – aktualizace v DSP (včetně stručného komentáře).

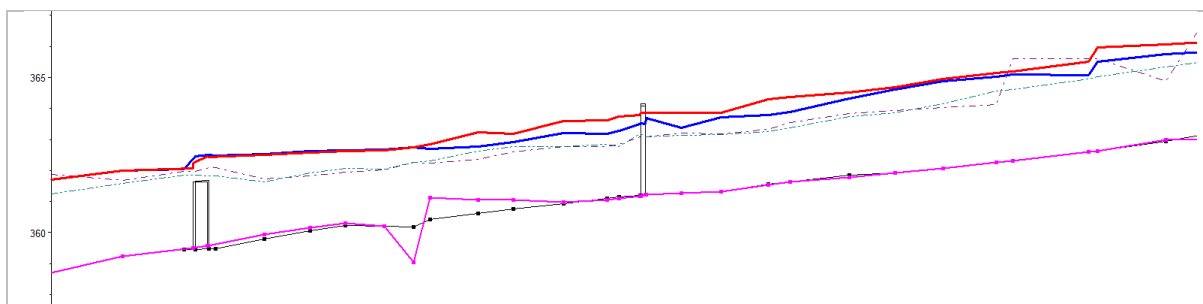




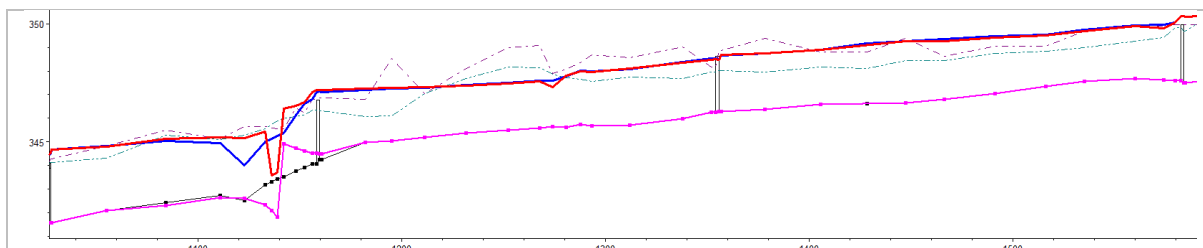
Obr. 25 Podélný profil pro Q_{100} , lokalita SO 04, SO 05 – porovnání průběhu hladin po návrhu opatření DUR (modře) a dle DSP (červeně). Nevýznamné lokální odchylky (numerika), bez vlivu na změny výšky PPO zdí



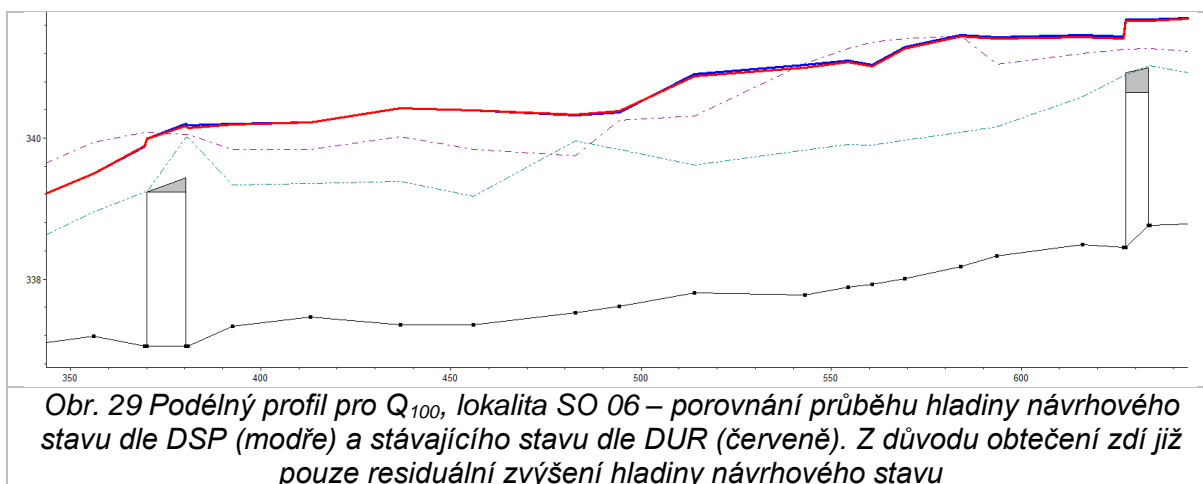
Obr. 26 Podélný profil pro Q_{100} , lokalita SO 06 – porovnání průběhu hladin po návrhu opatření DUR (modře) a dle DSP (červeně). Prakticky totožné, bez vlivu na změny výšky PPO zdí



Obr. 27 Podélný profil pro Q_{100} , lokalita SO 01, SO 02 – porovnání průběhu hladiny návrhového stavu dle DSP (modře) a stávajícího stavu dle DUR (červeně). Nižší hladina při návrhu vlivem zkapacitnění koryta (SO 02) a vyrovnání nivelety – odstranění Petrova jezu. Fialově původní dno.

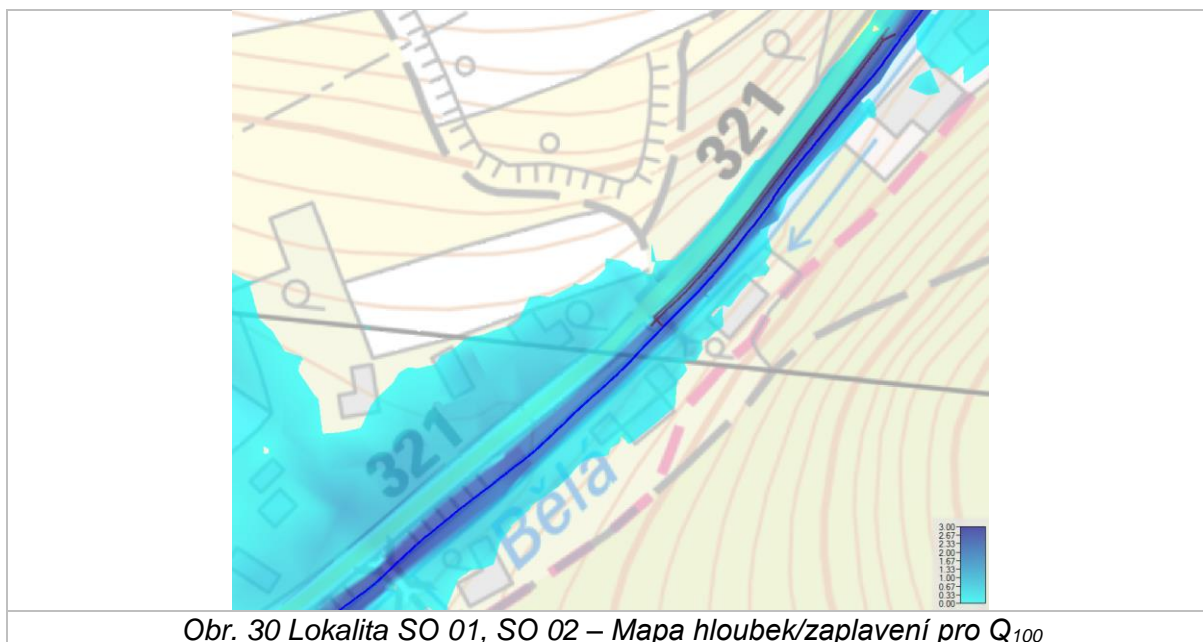


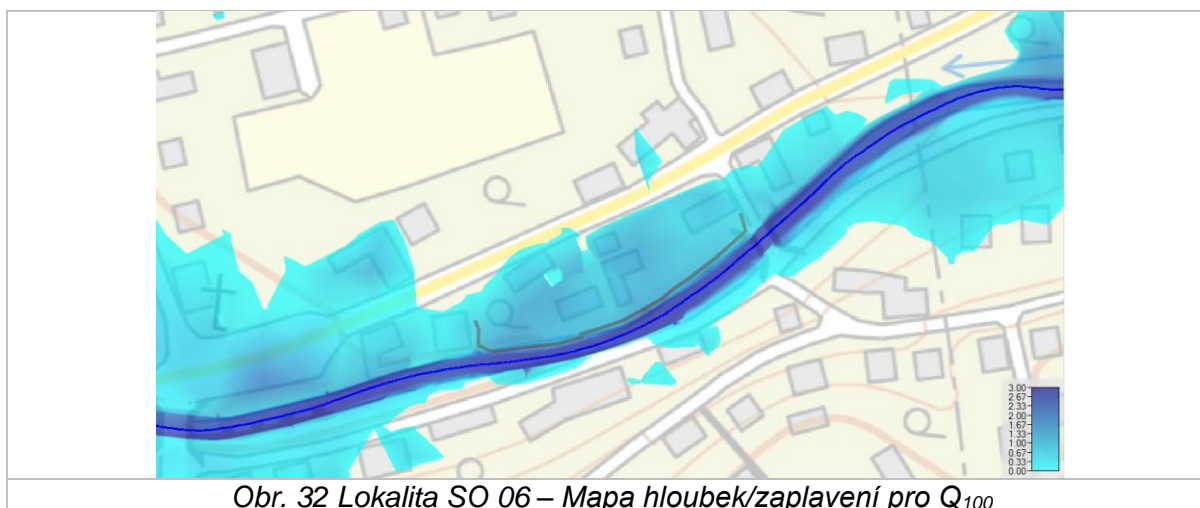
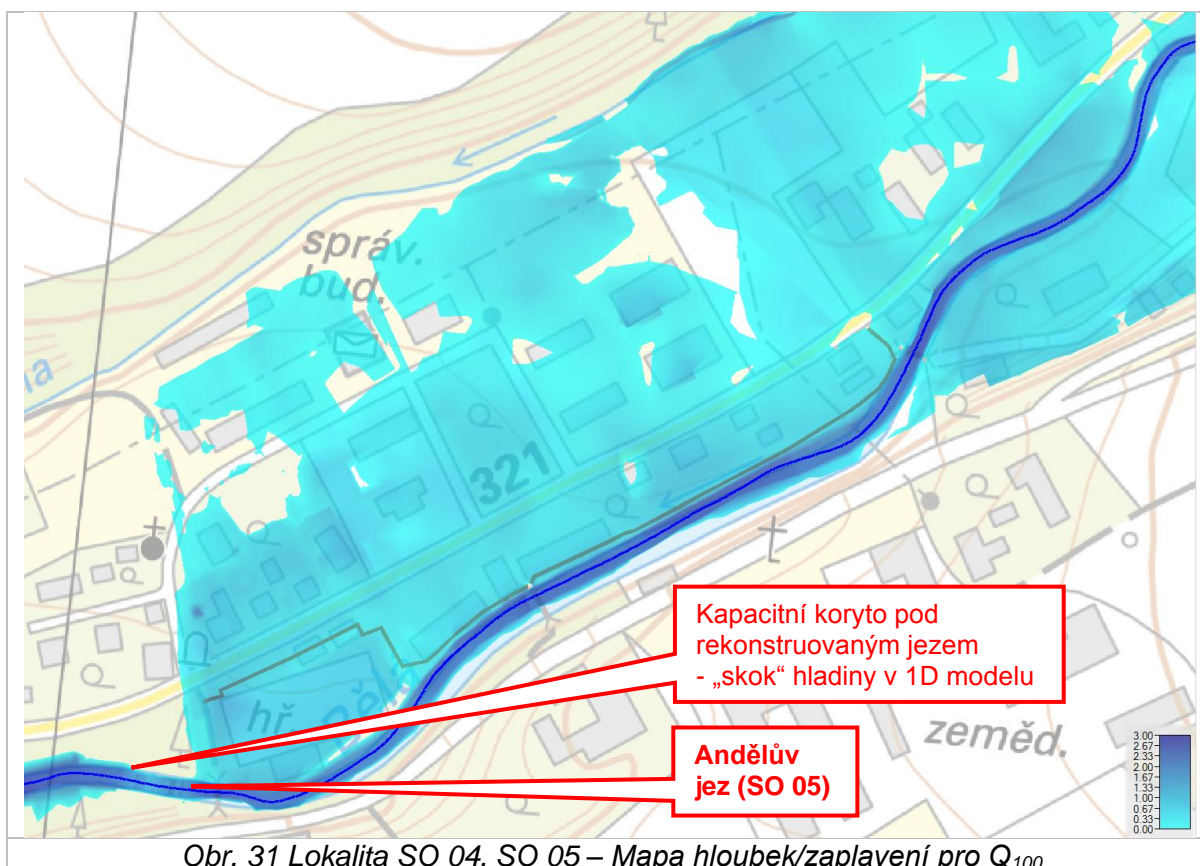
Obr. 28 Podélný profil pro Q_{100} , lokalita SO 04, SO 05 – porovnání průběhu hladiny návrhového stavu dle DSP (modře) a stávajícího stavu dle DUR (červeně). Fialově původní dno.



A.6.2.b Mapy hloubek – rozsah rozlivů řešených lokality (Q_{100})

Mapy hloubek (z nichž lze vytvořit jako obálku záplavové čáry a tyto dle potřeby upravit, viz Obr. 30 - Obr. 32.. Bude dohodnuto dodatečně.





A.6.3 Simulace průchodu Q_{20} (návrhová povodeň – 1D)

Dvacetiletá povodeň byla zvolena za návrhovou s ohledem na:

- charakter zástavby (zástavba souvislého vesnického charakteru)
- charakter vodního toku a reálných možností ochrany: rozsáhlé zaplavení pro Q_{50} a vyšší, ochrana teoreticky možná pouze:
 - těsným ohrázováním s negativy z toho plynoucích:

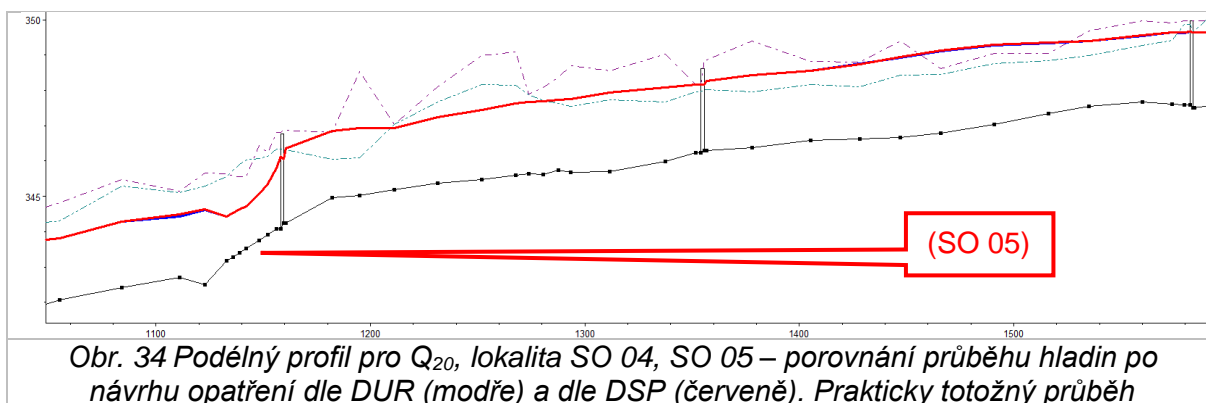
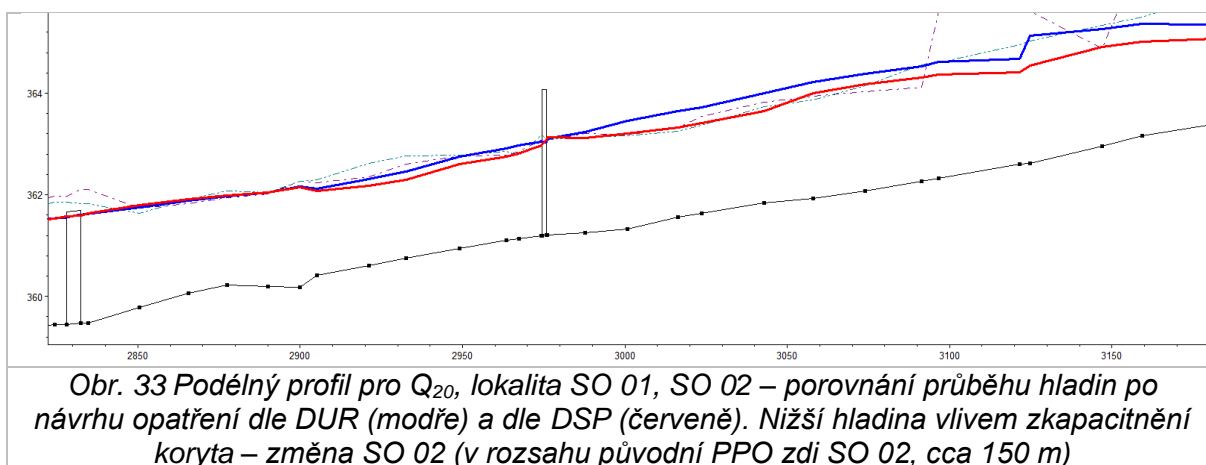
- zhoršení povodňové situace níže po toku
- výrazný negativní zásah do vodního toku jako významného krajinného prvku
- zhoršení proudění podzemní vody (Bělá je významný regionální zdroj, celá lokalita se nachází v ochranném pásmu vodních zdrojů)
- snížení objemu povodňové vlny výše v povodí.
 - realizace nádrže s významnějším retenčním objemem narazí na odbor ochrany přírody (viz zápis z projednání v rámci DUR)
 - prověřením možností komplexu dalších opatření (což je na samostatnou rozsáhlou studii, jejíž výsledek nelze předjímat)

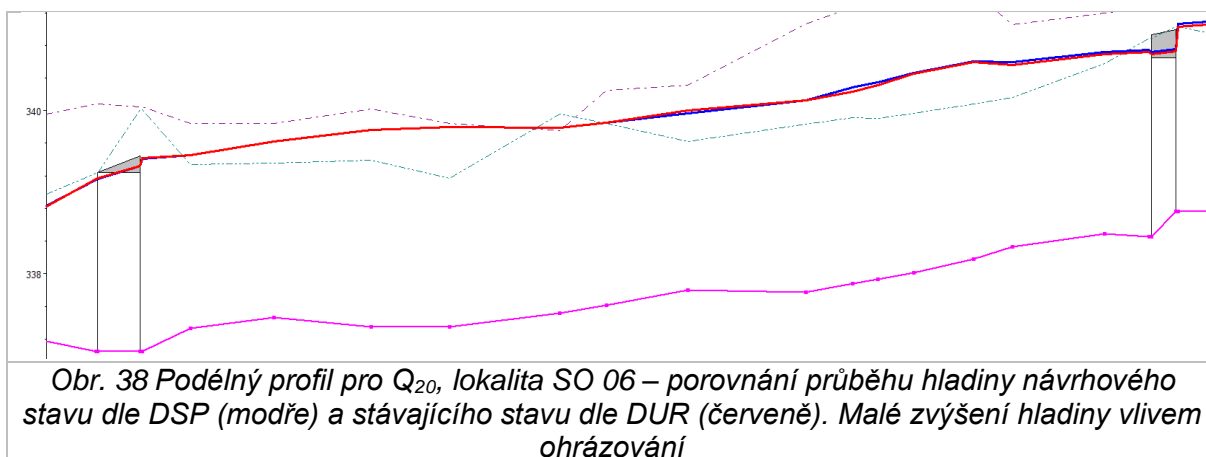
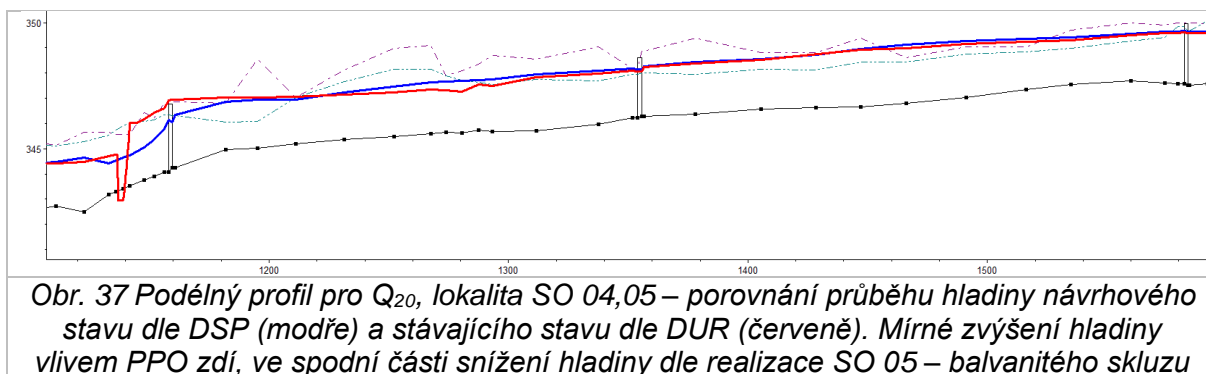
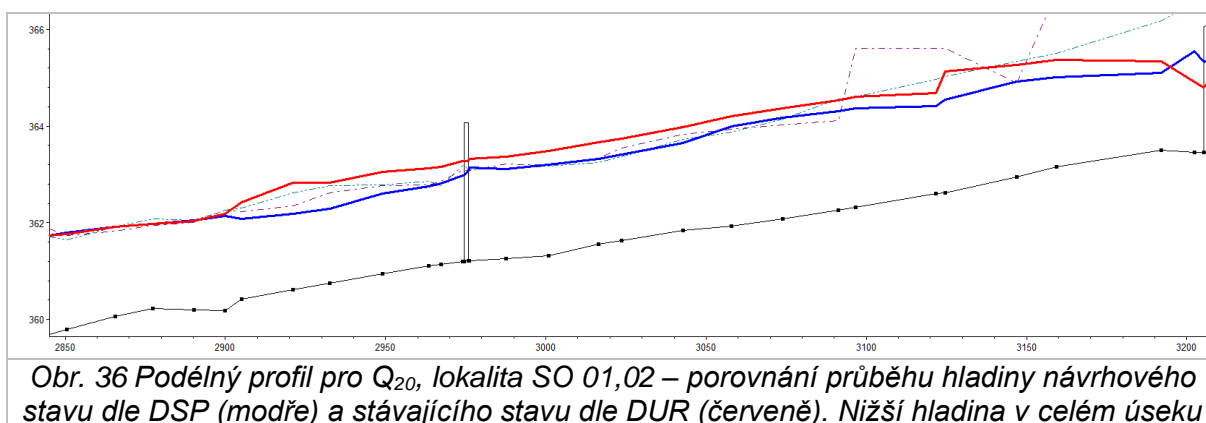
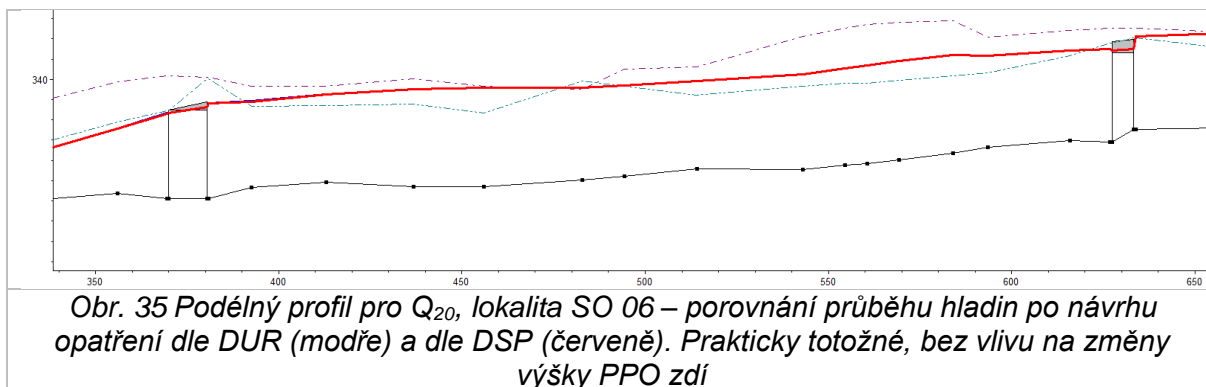
A.6.3.a Porovnání simulací DUR a aktualizace dle DSP (Q_{20})

Porovnání simulací dle DUR a DSP viz:

- Obr. 33 – Obr. 35 porovnání simulací (podélný profil hladin) dle návrhového stavu DUR a dle návrhového stavu – aktualizace v DSP (včetně stručného komentáře).
- Obr. 36 – Obr. 38 porovnání simulací (podélný profil hladin) dle stávajícího stavu DUR a dle návrhového stavu – aktualizace v DSP (včetně stručného komentáře).

Vybrané výsledky jsou tabelárně uvedeny v příloze na konci této zprávy (průběh hladiny pro povodeň N=20 let).



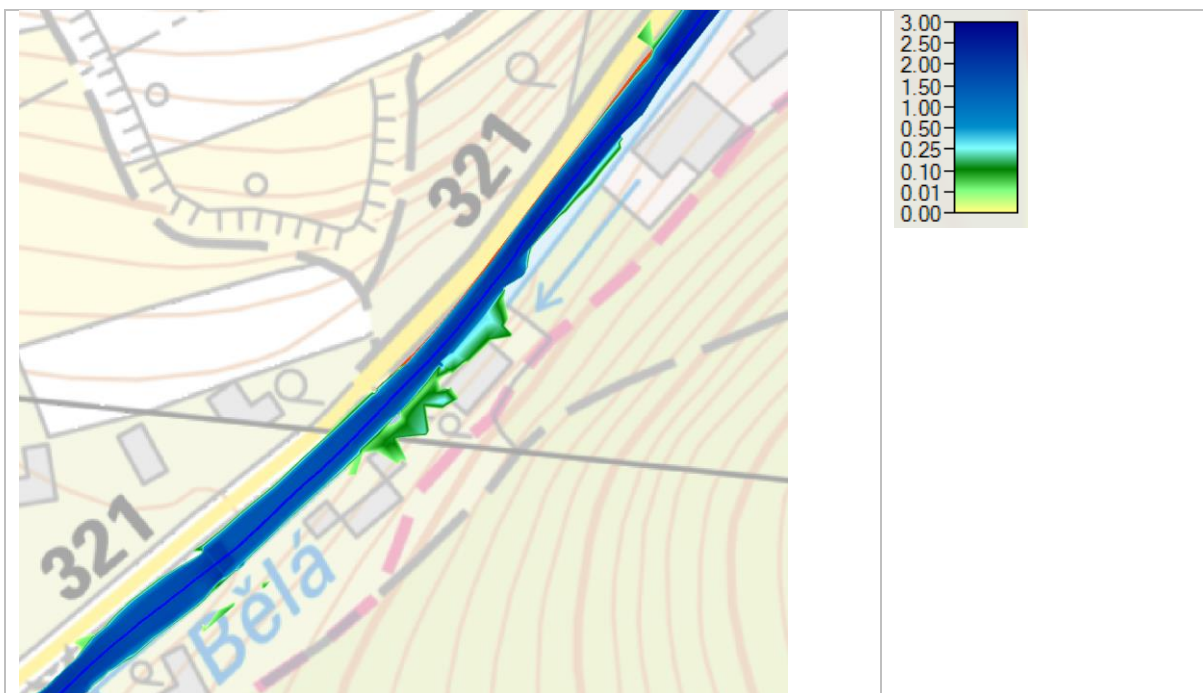


A.6.3.b Mapy hloubek – rozsah rozlivů řešených lokality (Q_{20})

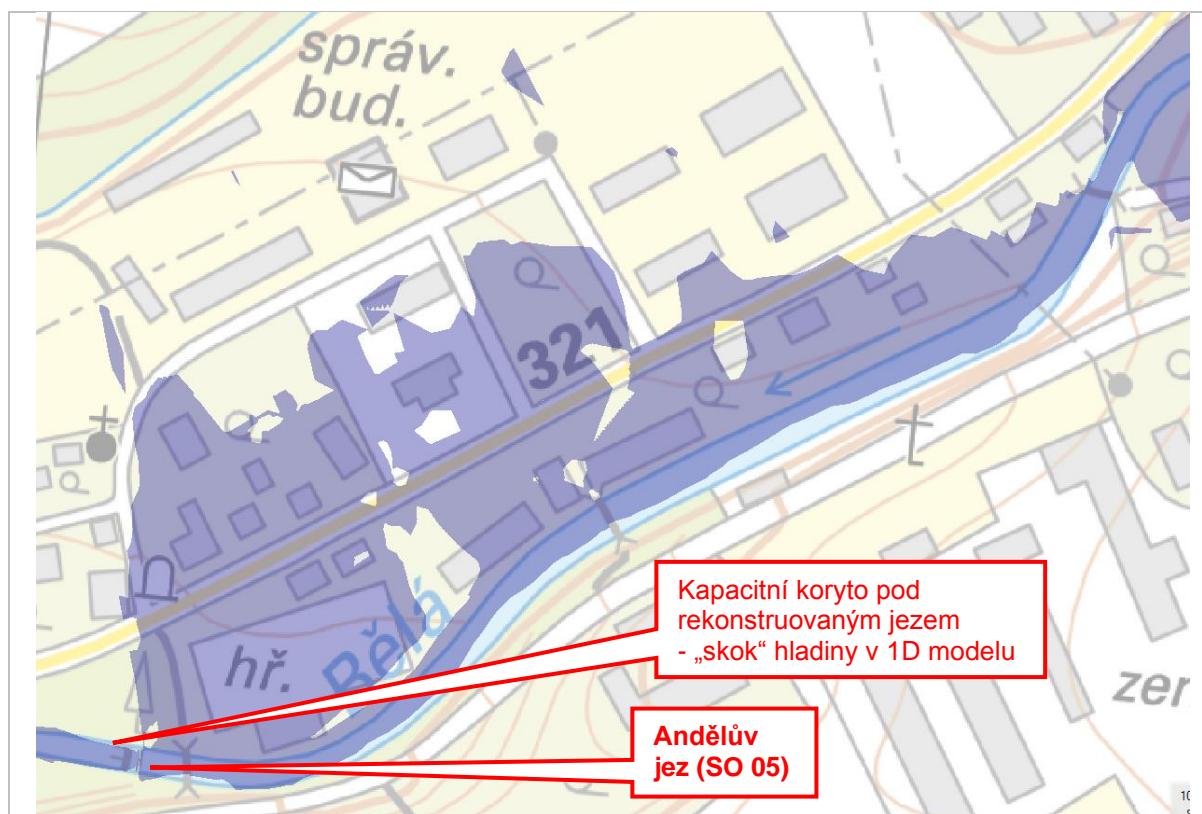
Mapy hloubek (z nichž lze vytvořit jako obálku záplavové čáry a tyto dle potřeby upravit, viz Obr. 40, Obr. 42, Obr. 44. Bude dohodnuto dodatečně.



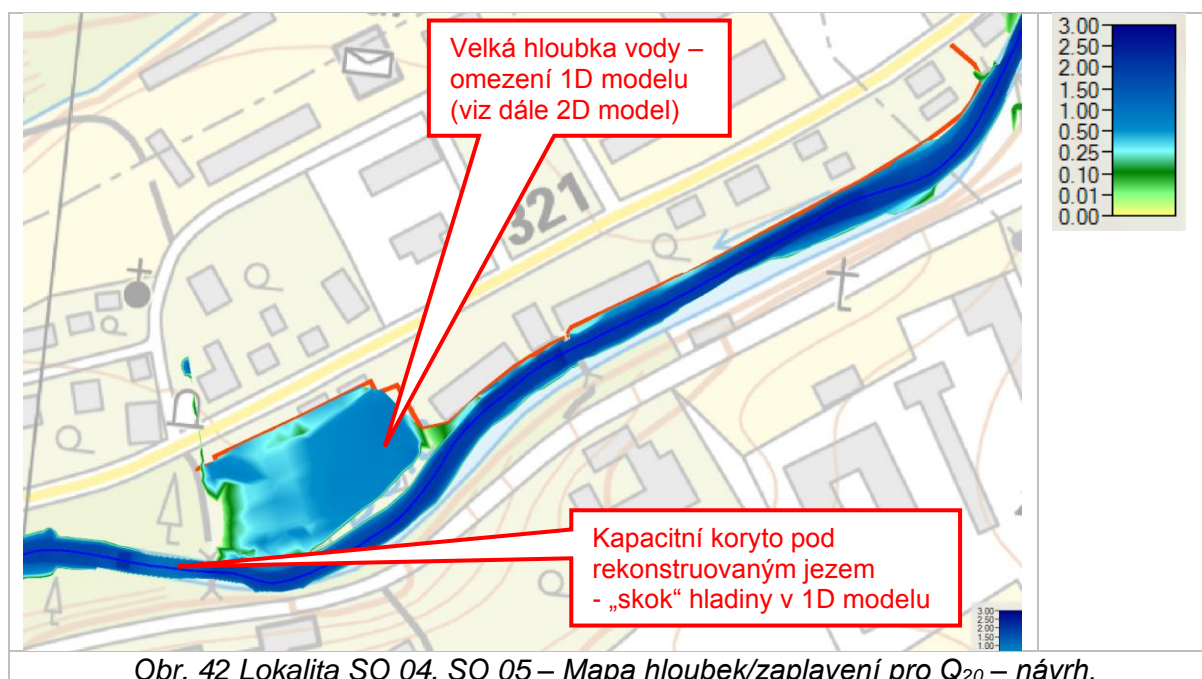
Obr. 39 Lokalita SO 01, SO 02 – Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{20} – stávající (DUR) – přibližné vykreslení nad DMT návrhu



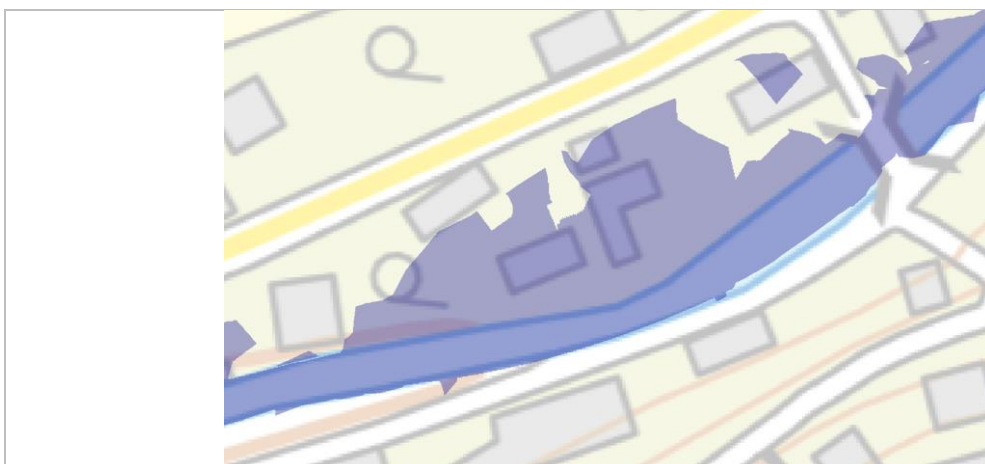
Obr. 40 Lokalita SO 01, SO 02 – Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{20} – návrh



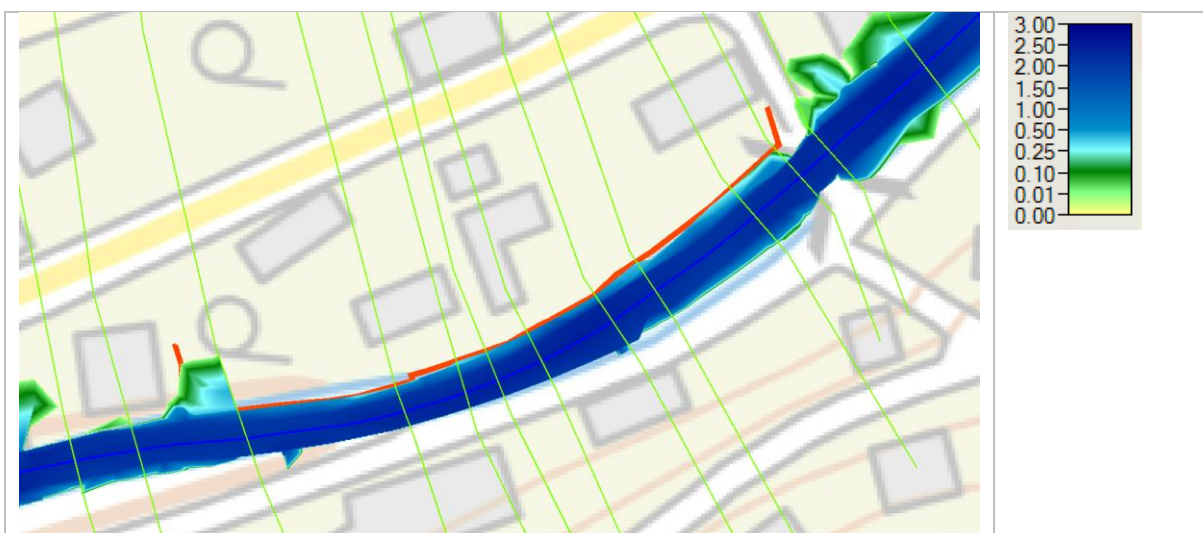
Obr. 41 Lokalita SO 04, SO 05 – Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{20} – stávající (DUR) – přibližné vykreslení nad DMT návrhu



Obr. 42 Lokalita SO 04, SO 05 – Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{20} – návrh.



Obr. 43 Lokalita SO 06 – Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{20} – stávající (DUR) – přibližné vykreslení nad DMT návrhu



Obr. 44 Lokalita SO 6 – Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{20} – návrh (nepřesnost na spodním úseku – omezená schematizace příčnými řezy, reálně rozliv za PPO)

A.6.3.c SO 02 – změna DSP oproti DUR

Stavební objekt SO 02 je PB PPO zeď na přítoku od Skuhrova. Jeho lokalizace je v poměrně úzkém koridoru mezi silnicí a vodním tokem. Opatření vyháží z SOP (PPO8“ Betonová zídka výška 0,1-0,5 m umístěná za svodidly v délce 140 m).

V rámci DUR bylo objasněno, že se musí jednat o robustní ŽB zeď s potřebnou funkcí zadržení, jelikož bude nahrazovat svodidlo. Jelikož se jedná o pevnou překážku, z pohledu bezpečnosti se nejedná o ideální řešení, i když přijatelné (návrh provedl ing. Terš po konzultaci s dopravními experty).

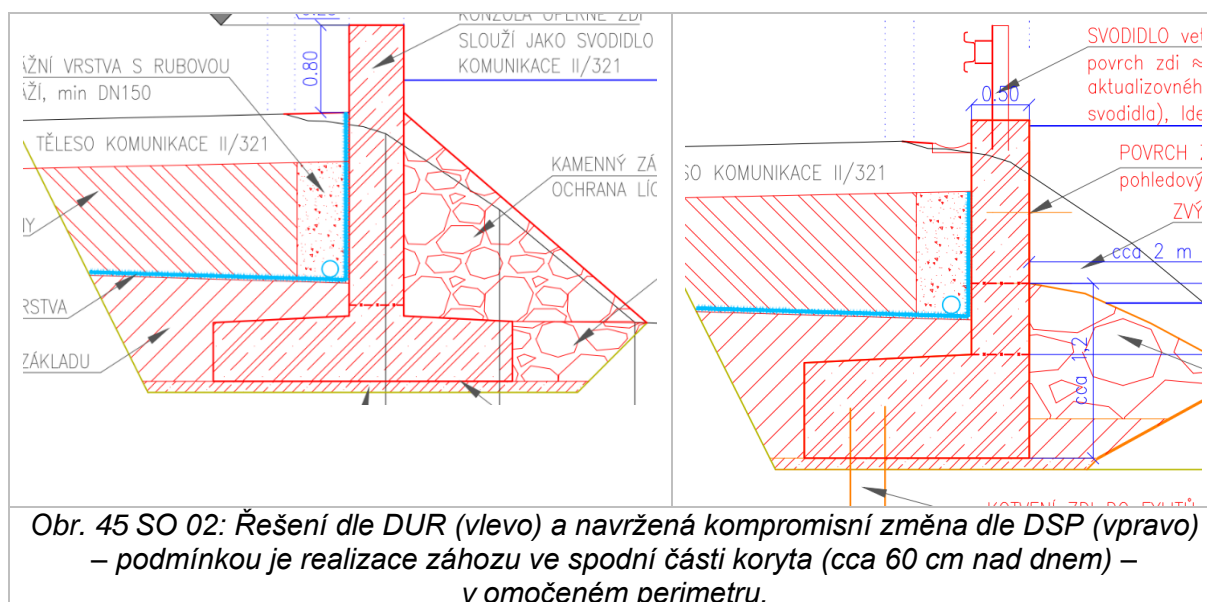
V rámci úvodních jednání na zpracování DSP byla nalezena shoda v tom, že navržené opatření je problematické, a to zejména z těchto důvodů:

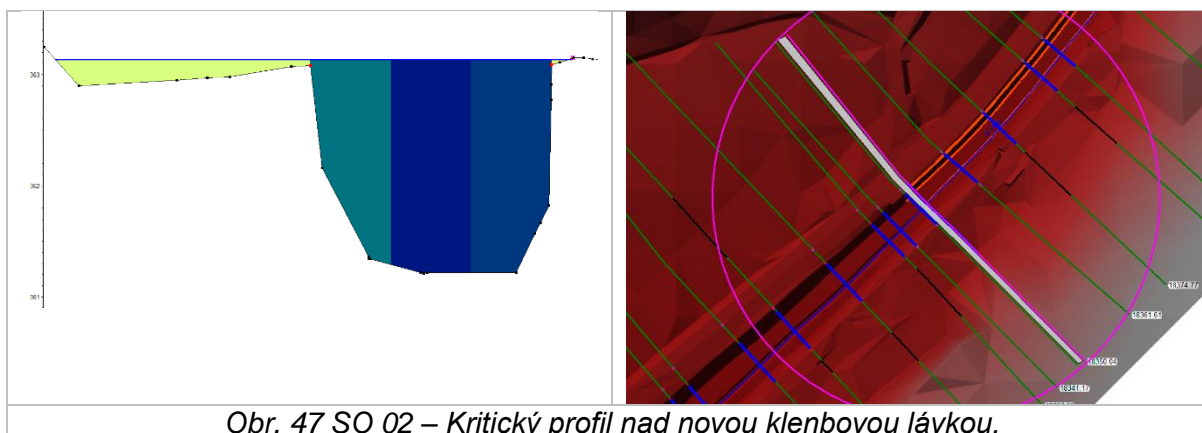
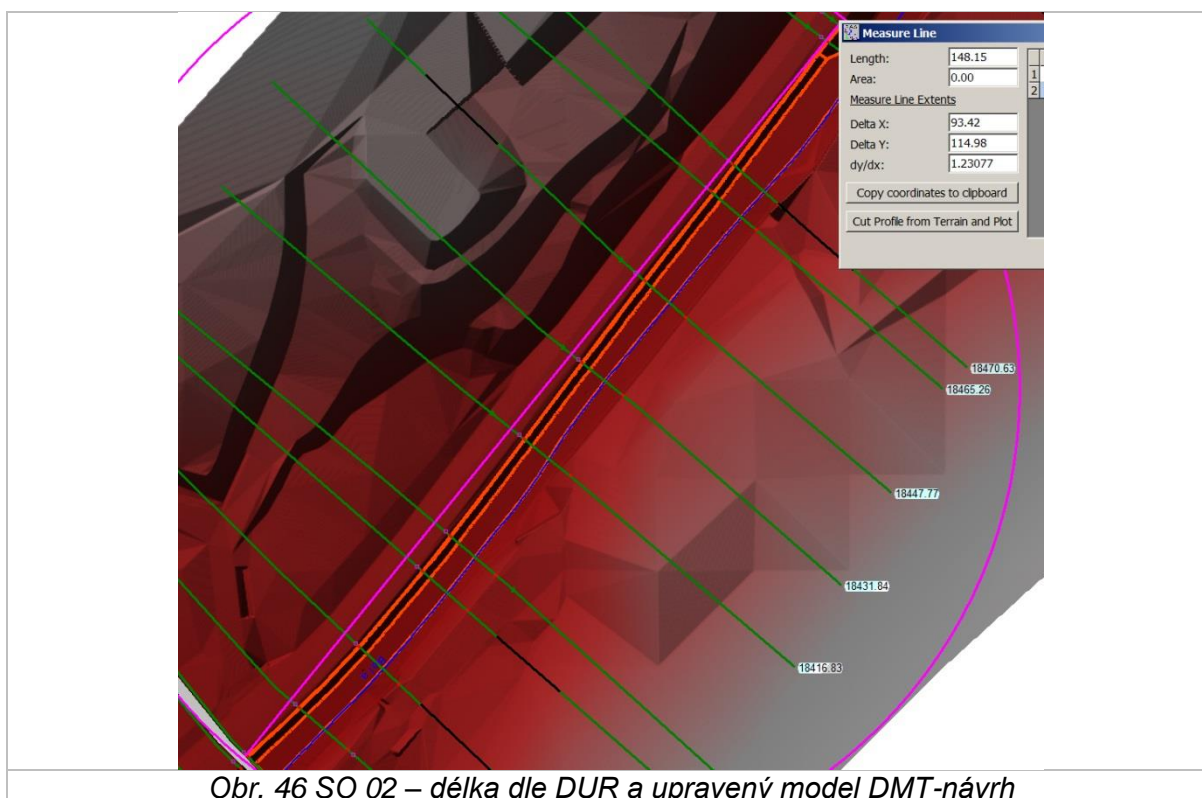
1. Při povodních větších, než návrhová bude docházet k obtékání zdi a ke zhoršení povodňové situace. Hlavní „nešvar“.
2. Dopravní řešení je méně vhodné než standartní poddajné zachytné zařízení – svodidlo.

3. Zeď sama o sobě ve zúženém koridoru představuje překážku (zabírá průtočnou plochu inundace – ačkoliv se nejedná o zásadní překážku).

Po projednání se zástupci PLA a se zástupci OŽP Rychnov nad Kněžnou (vodoprávní úřad, ochrana přírody) byla nalezena kompromisní varianta – viz Obr. 45. Principem je **zvýšení kapacity vodního toku, což bude mít za následek snížení hladiny, a to teoreticky pro všechny povodňové scénáře.**

Výsledky prezentované v předchozích kapitolách A.6.1, A.6.2, A.6.3.a, A.6.3.b již zohledňují tuto změnu – **v délce cca dle původního rozsahu DUR** (od nové klenbové lávky cca DKM 18,35 až po DKM 18,494 včetně cca 5 m přechodu na stávající šikmý břeh). Viz Obr. 46. Tedy výpočtem 1D modelu bylo ověřeno, že navržená změna zajistí nevybřežení vody z toku na pravém břehu pro Q_{20} (viz Obr. 39 a Obr. 40). V profilu přímo nad novou lávkou (kritický profil) se jedná o centimetry, protože se však nejedná o opatření typu ochranných hrází, bezpečnostní převýšení ve smyslu §11 vyhlášky 590/2002 Sb. není třeba striktně dodržet (pozn.: obdobně tomu bylo i při původním návrhu). Viz Obr. 47.





Protože jedním z bodů zadání dle SOD je dle odstavce 5.3:

Zhotovitel se zavazuje, že vyvine maximální úsilí, aby v souladu s posudkem strategického experta zvážil možnost návrhu takového technického řešení, které sníží cenu stavebních nákladů propočtených v rámci dokumentace k územnímu rozhodnutí a které upřesní detailní řešení vod uvnitř chráněného území.

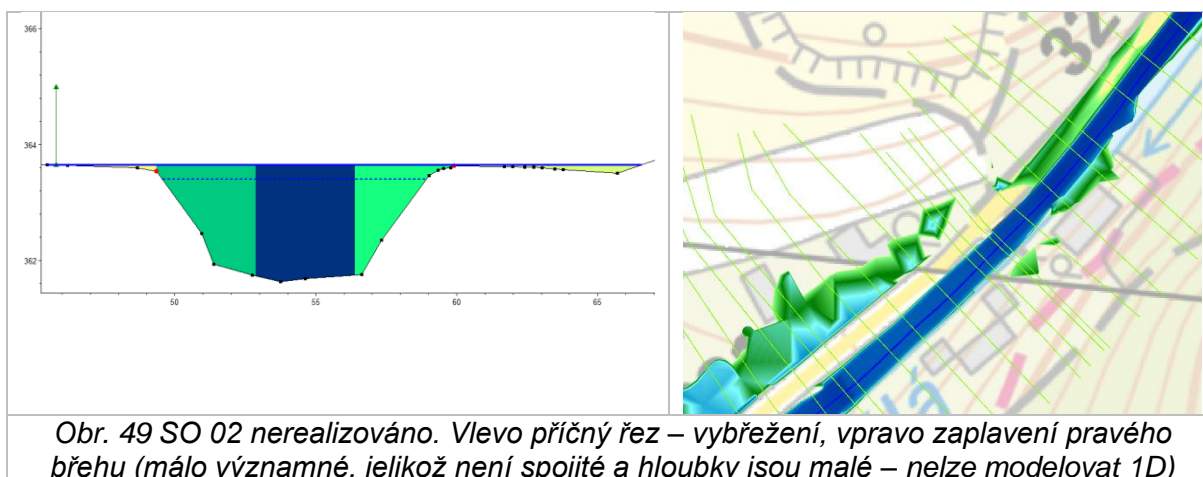
Obr. 48 Výňatek SOD – požadavek na zvážení možnosti technického řešení, které sníží cenu stavebních nákladů.

, byla dále zkoumána možnost zkrácení délky SO 02. Směrem po směru toku byly postupně měněny příčné řezy (již ne DMT – příliš pracné) přímo v HEC-RASU na původní (stávající) stav a v RAS-MAPERU bylo zkoumáno, kdy dochází k prvním rozlivům. Pozn.: Proudění

v řešeném úseku je říční, proto „znekapacitňování toku shora“ výše zmíněný kritický průřez neovlivní.

Po změně PR DKM 18,4318 (a výše položených) došlo k 1. vybřežení vody. S ohledem na ostatní nejistoty modelování se sice jedná o nevýznamné (residuální) vybřežení, nicméně při změně dalšího PR po směru toku se již toto zvětšilo, a tedy tento profil lze považovat jako hranici mezi potřebnou délkou zkapacitnění toku (SO 02 dle DSP) a ponecháním stávajícího stavu. **V rámci výše uvedeného hledání úspor je tedy navrženo ukončit SO 02 dle DSP v tomto profilu** (cca 5 m přechodovou část z šikmého svahu na téměř svislý svah nové opěrné zdi). Délka SO 02 tak bude nově DKM 18,35 až po DKM 18,432 – **82 m (redukce o cca 62 m)**.

Pro úplnost ještě na jsou uvedeny neupravená záplavové čáry pro variantu SO 02 nerealizováno (pouze SO 01) – voda v tomto případě již nad lávkou (na pravém břehu) vybřeží a bude přetékat vlivem špatné konfigurace terénu za silnici a v malé míře zaplavovat objekty. Míra zaplavení by zde musela být upřesněna 2D modelem, nemělo by se však jednat o zásadní problém. **Proto nelze zcela vyloučit možnost, pro případ opakované špatné efektivity dle posudku strategického experta, opuštění tohoto (nákladného) stavebního objektu, a zamezení vtoku vod na pravý břeh řešit např. pouze operativně provizorním zapytlováním apod. v rámci povodňového plánu obce).**



A.7 Výsledky simulací – 2D model (lokalita SO 04, SO 05)

A.7.1 Varianty

Modelování bylo provedeno v několika variantách (a následných pod-variantách). Základní 3 varianty jsou (dle okrajových podmínek – hydrogramu přítoku do oblasti):

1. Průchod $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$, se zvýšením průtoku na $50 \text{ m}^3/\text{s}$ (ověření citlivosti).
2. Průchod Q_{100} , hydrogram zde byl vytvořen uměle, se zkoumáním i Q_{50} a konce povodně. I zde byly zanedbány objekty, jelikož k zaplavení pravého břehu dojde i bez jejich přičinění. Ve všech třech případech se jedná o relativně subtilní objekty – lávky.

3. Intenzivní krátkodobá srážka v řešené oblasti – pro potřeby upřesnění řešení vod uvnitř chráněného území.

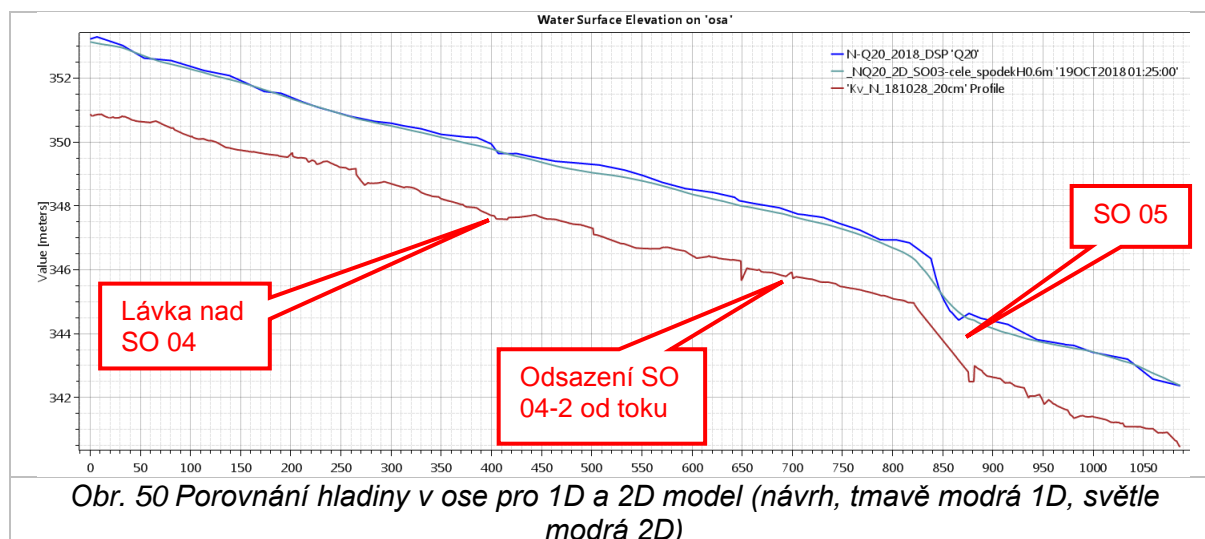
A.7.2 Simulace průchodu Q_{20} (návrhová povodeň – 2D)

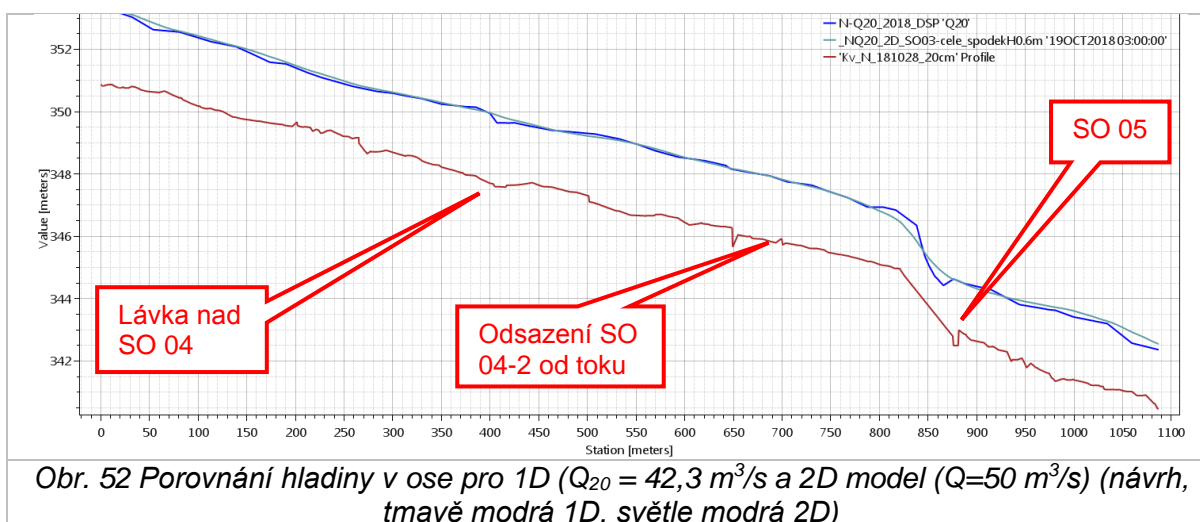
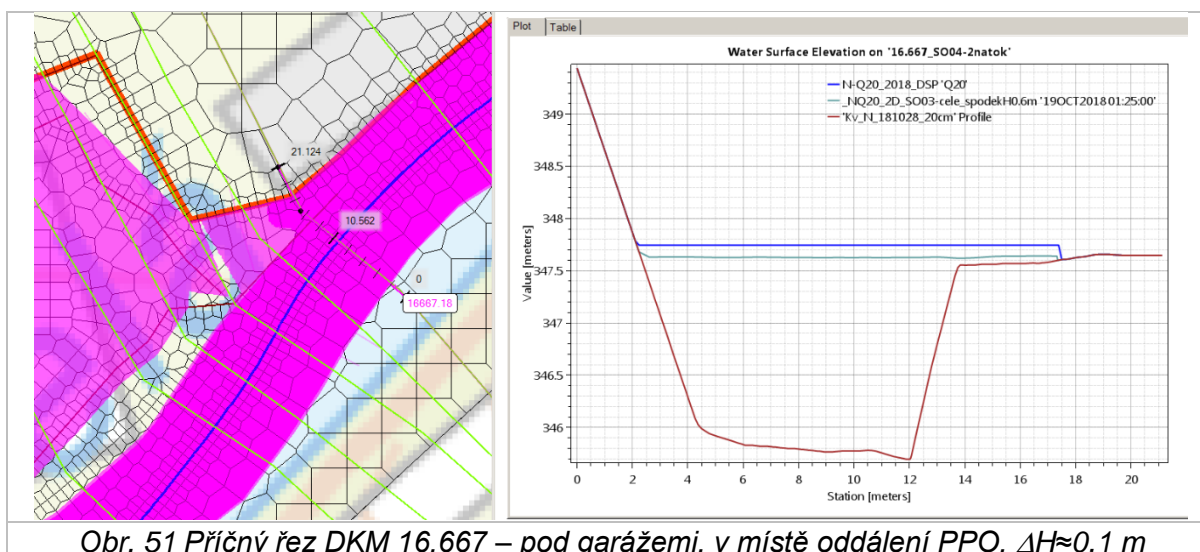
A.7.2.a Porovnání průběhu hladiny pro 1D a 2D model

Grafické porovnání hladin pro Q_{20} a celý řešený úsek délky cca 1 km viz Obr. 50. Celkově lze konstatovat, že průběh hladin dle 2D modelu je nižší než průběh hladin dle 1D modelu, zejména ve spodní části, která je předmětem posouzení. Úplná shoda z důvodu rozdílných metodik výpočtu není možná. Odchytky hladin jsou v místech největších rozdílů 20 – 30 cm, Střední odchytky je odhadem 10 cm (viz Obr. 51).

Shodu simulací lze považovat za přijatelnou s tím, že návrh úrovně zdi PPO v úseku podél toku (SO 04-1, část SO 04-2) bude proveden dle výsledků 1D modelu + převýšení zdi na $H_{Q_{20},1D}$ (= prakticky totožné hladiny dle DUR, viz předchozí kapitoly).

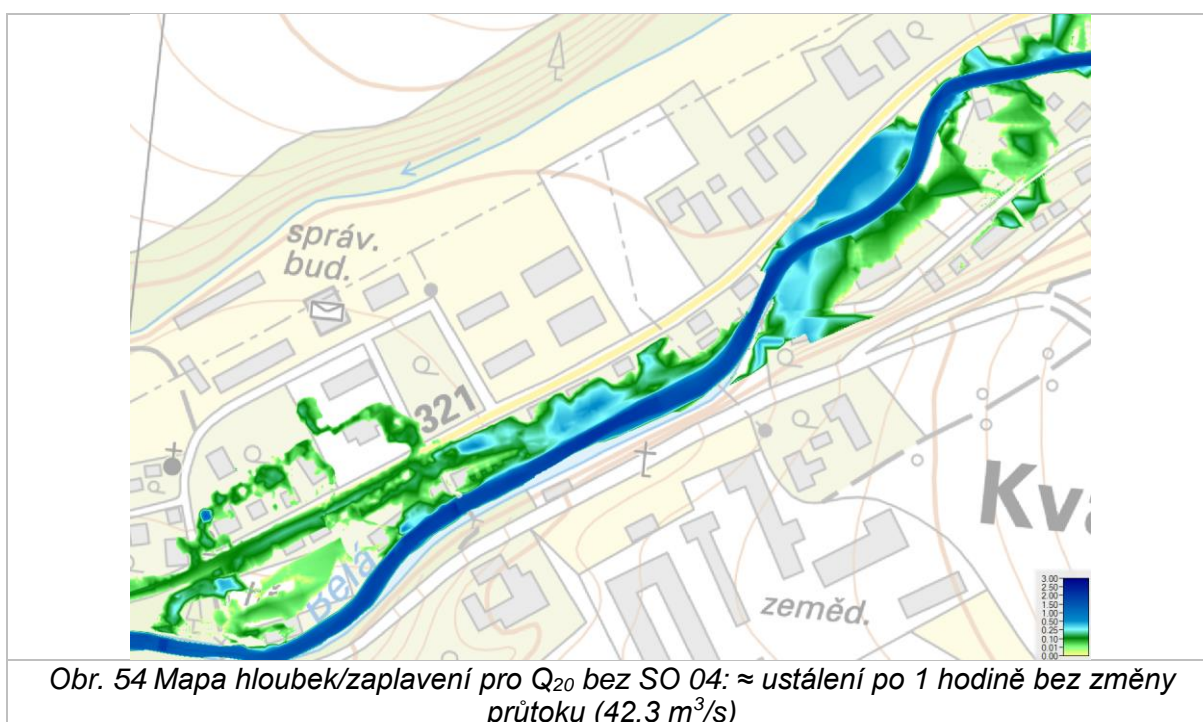
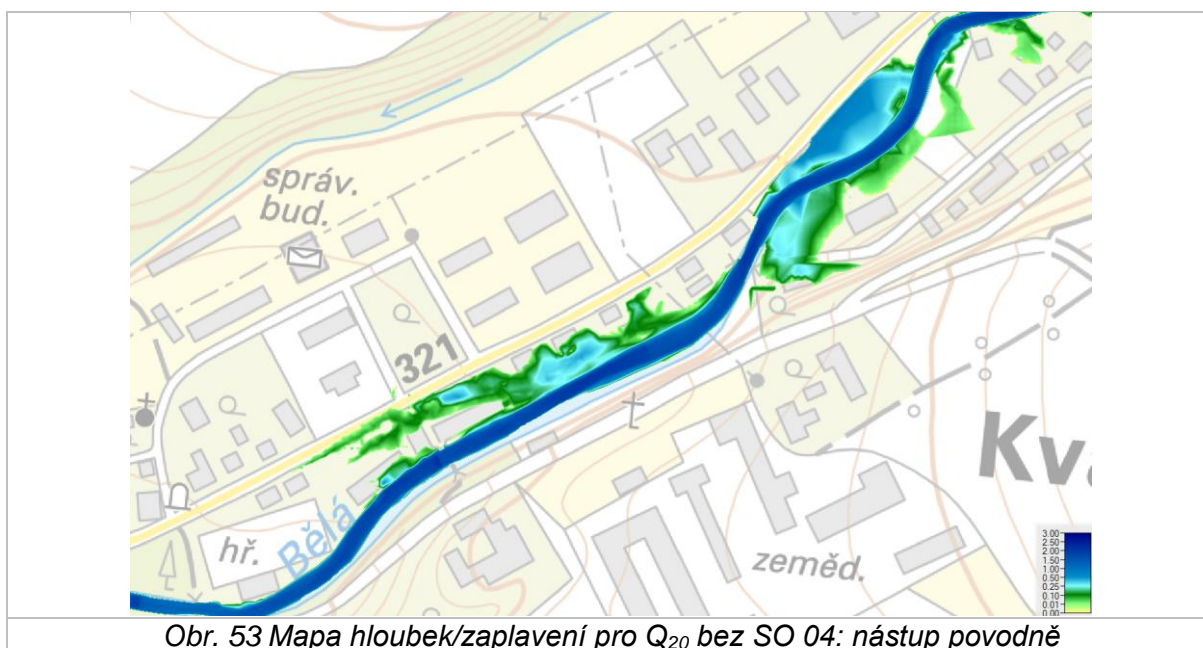
Z důvodu mírně zvýšených hladin byl scénář Q_{20} řešen i pro průtok $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ pro zjištění citlivosti modelu. Porovnání průběhů hladin 1D modelu a 2D modelu pro průtok $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$ viz Obr. 52. **Zde lze konstatovat prakticky shodu.**





A.7.2.b Simulace Q_{20} (2D) – bez SO 04 (liniového PPO)

Pro referenci byla provedena simulace bez SO 04 (liniového PPO), avšak při realizaci SO 05 (rekonstrukce Andělova jezu – je zakomponováno v DMT). Pro názornost je na Obr. 53 uveden stav na začátku kulminace $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$, na Obr. 54 pak cca ustálení po 1 hodině simulace. Na pravém břehu dochází i přes rekonstrukci SO 05 k rozlivům, v horní části ale ještě nedochází k přelití silnice II/321. Hloubky zaplavení nejsou vysoké, pouze ve střední části SO 04-1 jsou nad 0,5 m – důvodem je deprese v DMT, sestaveného dle DMR G5 (možné zkreslení při odfiltrování budovy při zpracování).



A.7.2.c Simulace Q_{20} (2D) – návrhový stav

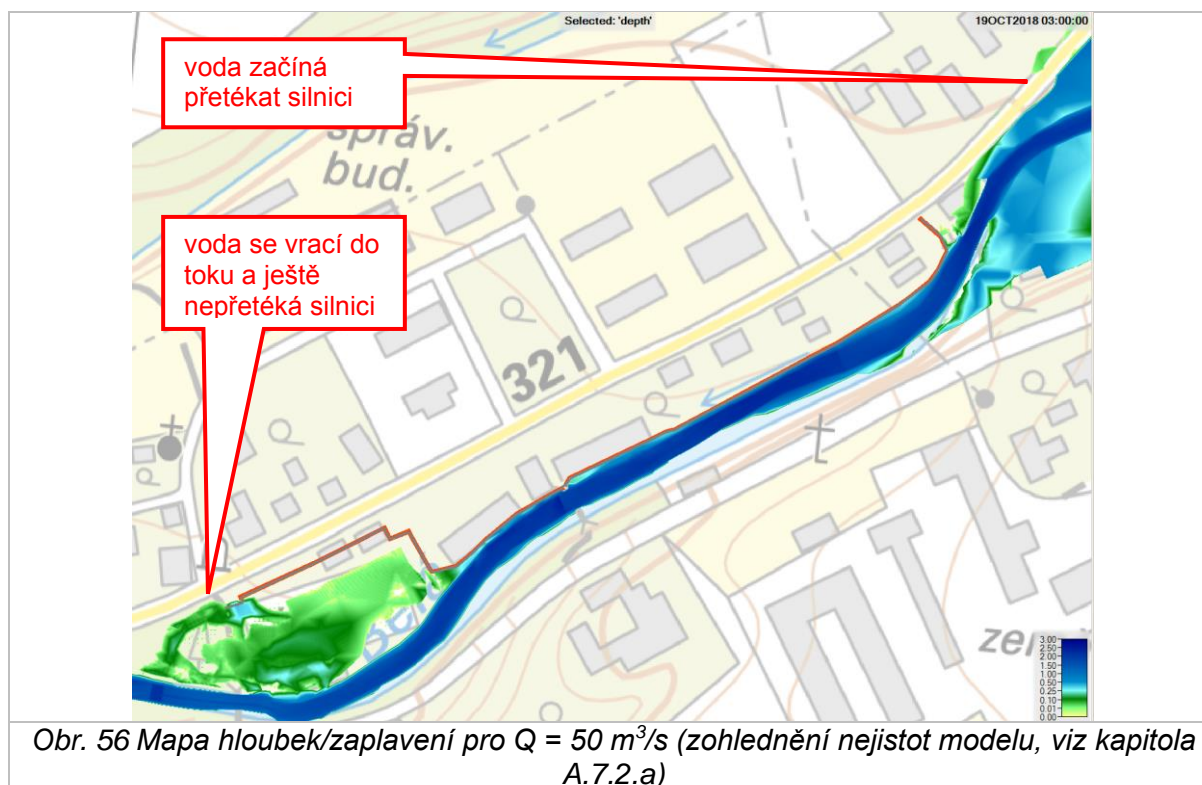
Z Obr. 55, Obr. 56 - Obr. 58 vyplývá:

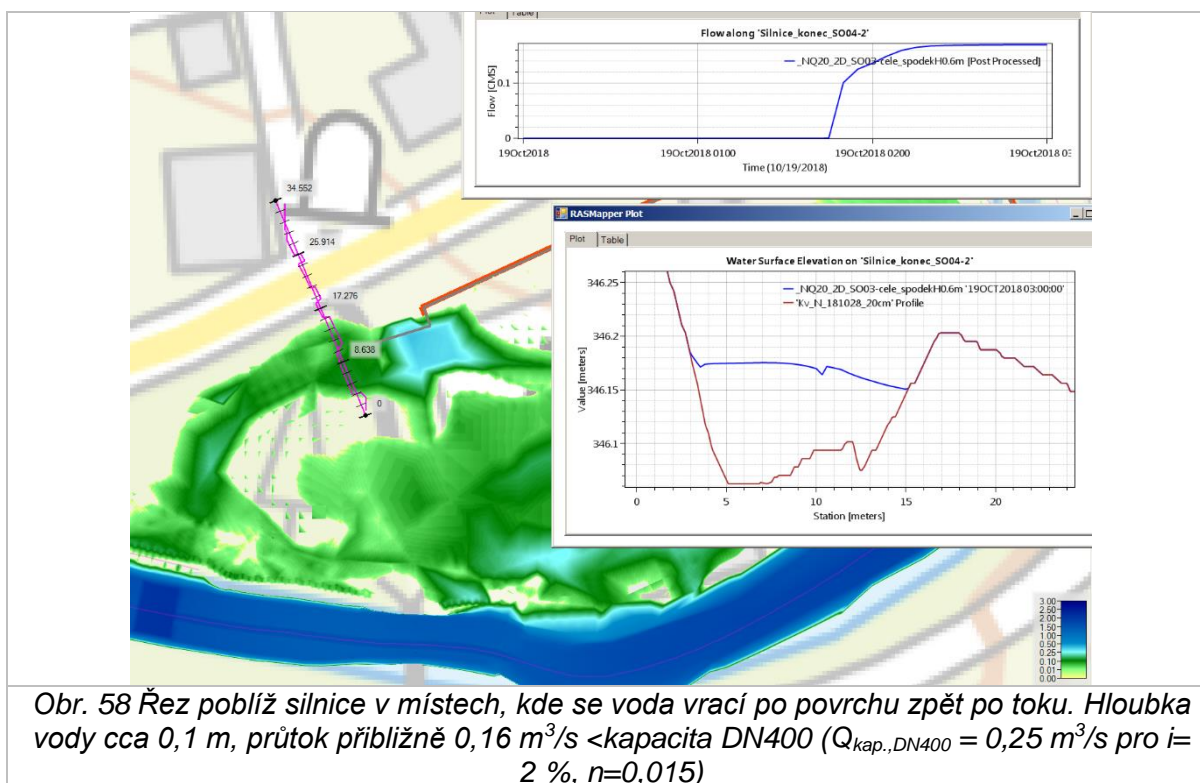
- pro průtok $42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ ještě nedochází k natékání vody na hřiště pod garážemi. K vyběžení vody dochází nad Andělovým jezem (po rekonstrukci) na konci PB násypu a je pouze lokální s hloubkami do $0,25 \text{ m}$.
- pro průtok $50 \text{ m}^3/\text{s}$ již dochází k nátoku na hřiště i zaplavování hřiště pod stávajícím násypem na pravém břehu Bělé. **Nedochází však k rozlivům dále do zástavby a voda se vrací dle předpokladu DUR do řeky v prostorech parku.** Situaci navíc do

jistě míry zlepši navržené odvodnění DN 400 (SO 04-3), které by mělo část vyběžených vod odvádět do Bělé na konec SO 05, při předpokladu jeho funkce (nedojde-li k ucpání při povodni nebo vlivem špatné údržby). Viz Obr. 58.

- Odsazená část SO 04-2 se jeví v tomto případě jako **nadbytečná** – PPO linie by mohla být ukončena pod garážemi, a pouze „zaústěna“ do míst sníženého terénu směrem ke hřišti, které je položeno níže a kam voda nateče tak jako tak. Vliv této části SO 04-2 je diskutováno a prověřováno podrobněji ještě v další kapitole A.7.2.d. Viz Obr. 57 a Obr. 58.
- Nad řešeným územím, na pravém břehu v původní lokalitě SO 03 (viz Obr. 56) začíná docházet k přelévání silnice směrem do zástavby. Pokud by bylo navrženo levobřežní ohrázení, situace hustěji zastavěného PB by byla zhoršena – opuštění SO 03 bylo správným krokem.







A.7.2.d Simulace Q_{20} (2D) – varianta kompletní destrukce PB násypu podél hřiště

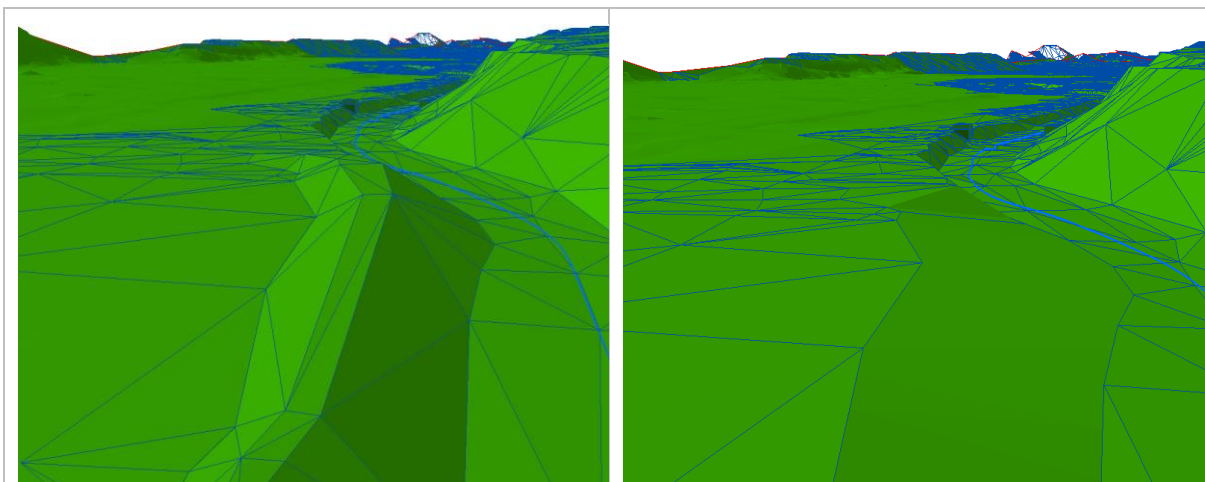
Pro ověření nadbytečnosti spodní části SO 04-3 byla provedena ještě varianta simulace kompletní destrukce tohoto násypu. Ten vznikl dle sdělení PLA (p. Jindra) po povodni 1998 vyhrnutím materiálu na břeh. V průběhu 20 let došlo k jeho ozelenění, konsolidaci a v současnosti plní funkci ohrázení toku, avšak bez garantovaných technických parametrů PPO. Proto nelze vyloučit jeho destrukci při budoucích povodních.

Tato simulace si vyžádala úpravu DMT – odstranění násypu. Výsledky simulací viz Obr. 60 – Obr. 63 (Obr. 60 a Obr. 61 naznačeny i proudnice).

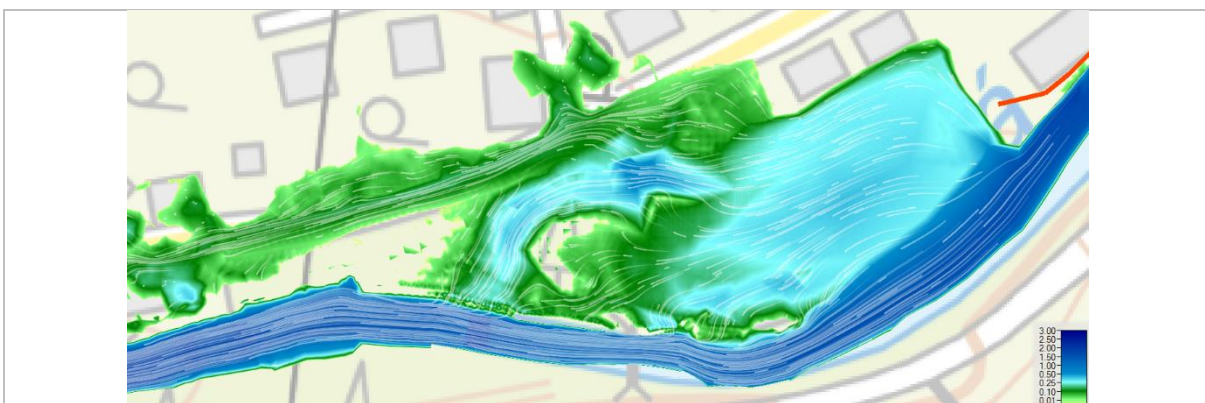
Z výsledků je zřejmé, že:

- Rozlivy za silnicí budou do hloubky 0,25 m a „hlavní“ proud bude cca sledovat hlavní silnici. DMR G5 má střední chybu 18 cm v nezalesněném terénu dle ČUZaK.
- Z důvodu rovinatosti terénu dojde pravděpodobně k rozlivům ve směru místní komunikace vedoucí k obecnímu úřadu. **A to v obou případech** (SO 04 dle DUR a zkrácená SO 04 jen podél toku se „zaústěním“)
- V případě varianty SO 04 dle DUR (odsazená část) jsou pro $Q_{20}=42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ o trochu nižší rozlivy za koncem PPO. Rozdíl je však málo významný a nenachází se zde žádný objekt.
- Porovnáním skutečností popsaných v této i předchozí kapitole a s ohledem na požadavek SOD (viz Obr. 48) – hledání možnosti úspor s ohledem na posudek strategického experta. **Ize konstatovat, že odsazená část PPO se, po podrobném posouzení 2D modelem, jeví jako nadbytečná. Dle simulací by mělo být postačující, aby byla linie PPO ukončena pod garážemi, vhodné však bude provést mírné prodloužení směrem ke hřišti – „zavázání“/nasměrování vyběžených vod směrem na plochu hřiště.**

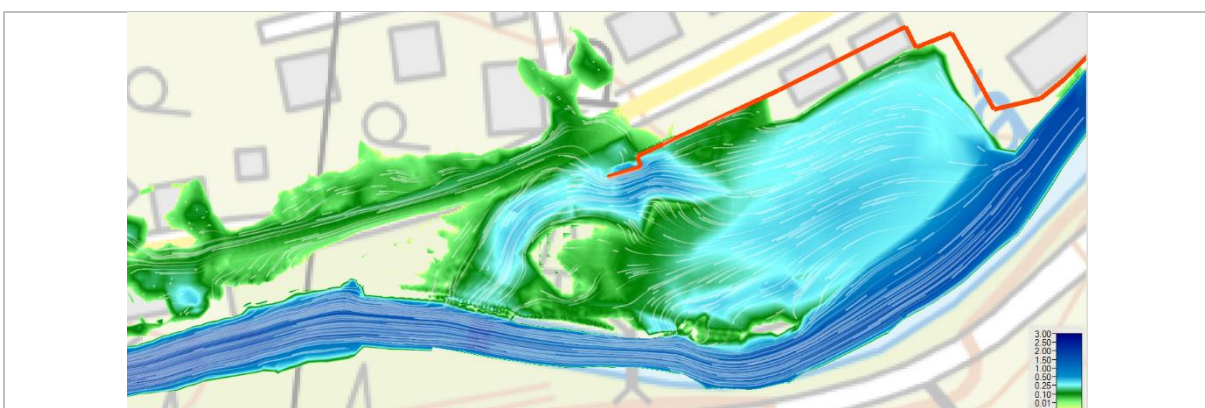
- Opuštění spodní části SO 04-2 bude mimo jiné znamenat:
 - Menší negativní vliv při průchodu s vyšší dobou opakování ($N=50$ a víc)
 - Menší negativní vliv z důvodu volného pohybu povrchových srážkových vod



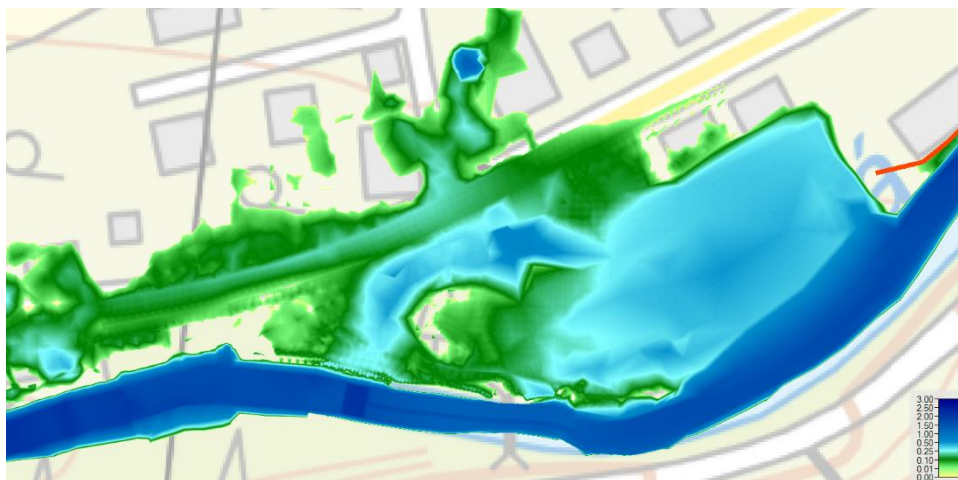
Obr. 59 Původní DMT (vlevo) a upravené DMT (vpravo) – odstranění hrázky



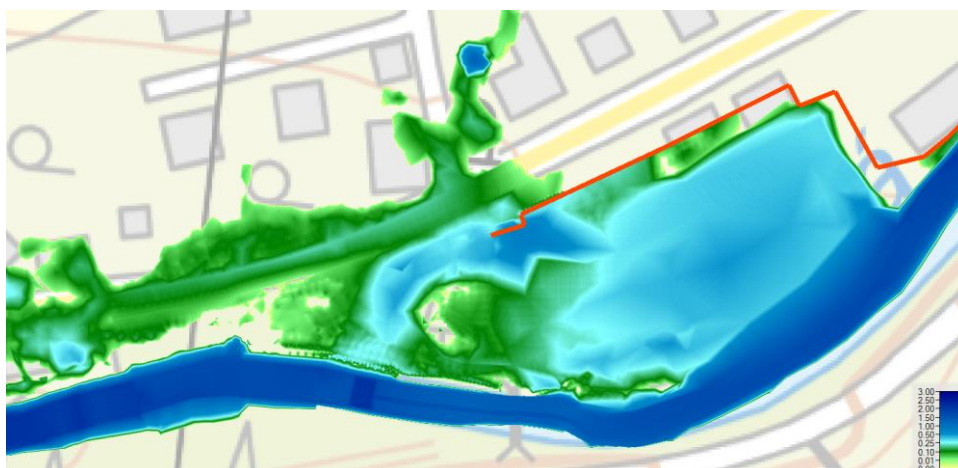
Obr. 60 Mapa hloubek/zaplavení pro $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ – Varianta destrukce PB násypu při realizaci pouze části SO 04-2 podél toku a jeho „vyústění do hřiště“



Obr. 61 Mapa hloubek/zaplavení pro $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ – Varianta destrukce PB násypu při realizaci SO 04-2 dle DUR.



Obr. 62 Mapa hloubek/zaplavení pro $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ – Varianta destrukce PB násypu při realizace pouze části SO 04-2 podél toku a jeho „vyústění do hřiště“



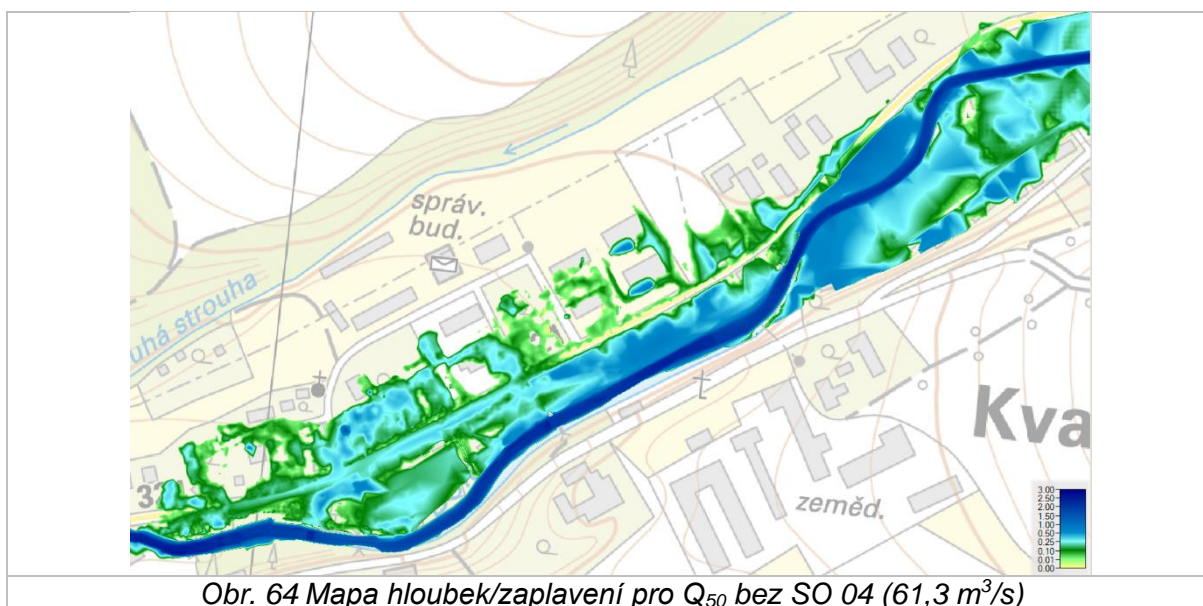
Obr. 63 Mapa hloubek/zaplavení pro $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ – Varianta destrukce PB násypu při realizace SO 04-2 dle DUR.

A.7.3 Simulace průchodu Q pro N>20 let (2D)

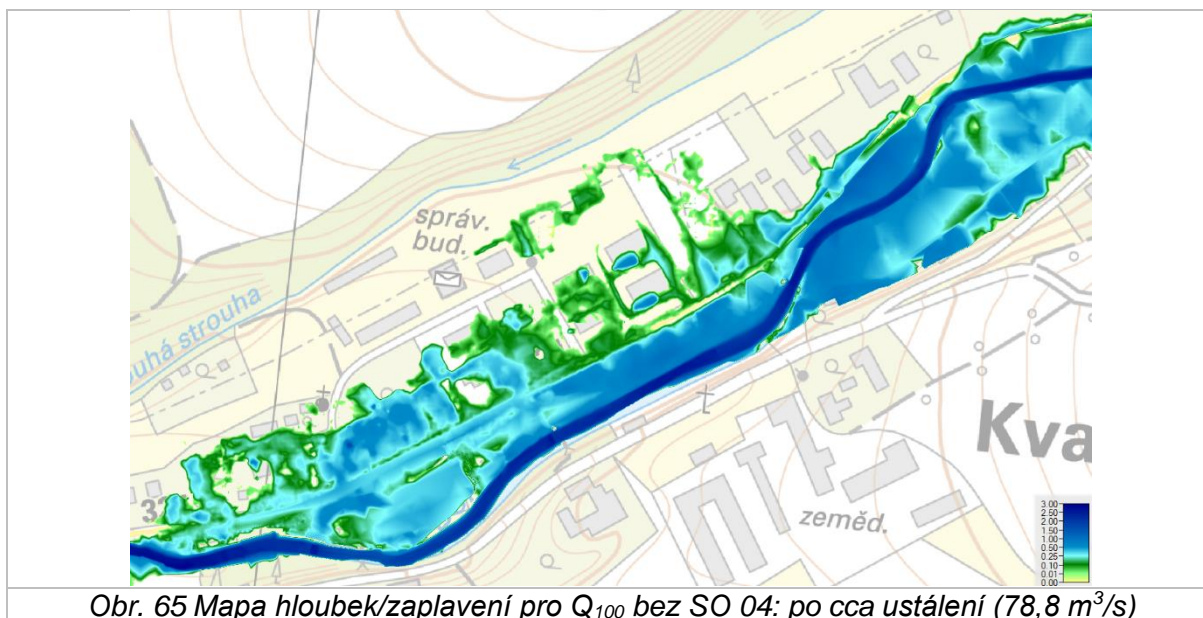
Vedle zásadních simulací a analýz pro návrhovou povodeň N=20 let ($42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ dle dat ČHMÚ 2015) byly provedeny v několika variantách i simulace pro Q_{100} (a protože je okrajová podmínka na vstupu do řešené lokality zadávána jako hydrogram, lze komentovat i průchod Q_{50}).

A.7.3.a Simulace Q pro N>20 let (2D) – bez SO 04 (liniového PPO)

Obr. 64 resp. Obr. 65 ukazuje mapy zaplavení pro cca ustálený stav pro Q_{50} resp. Q_{100} bez SO 04. Odstíny zeleně = hloubka do cca 25 cm.



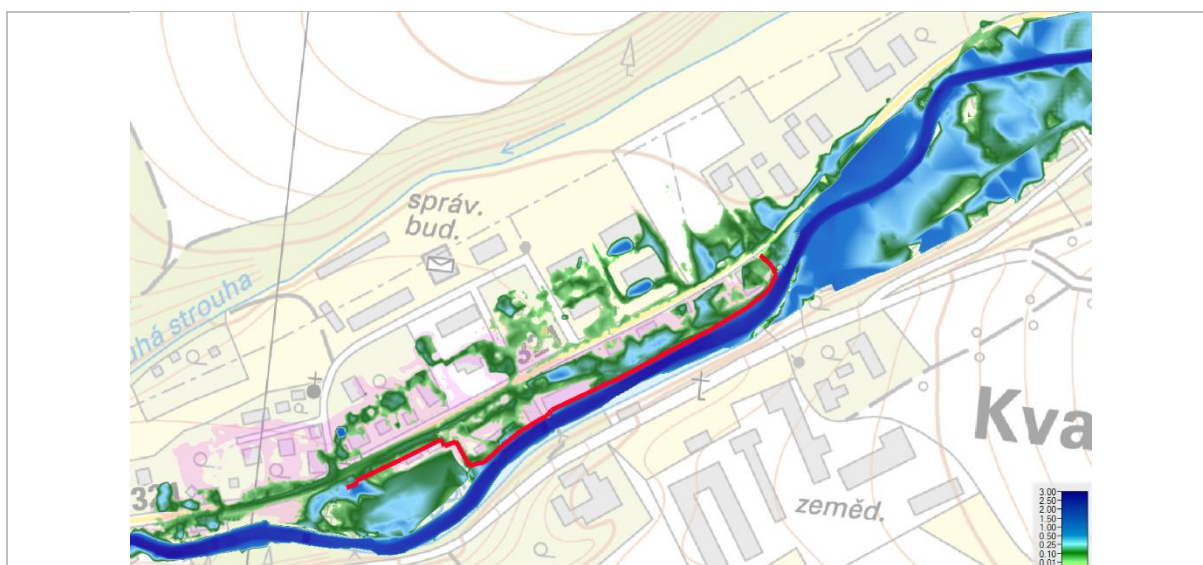
Obr. 64 Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{50} bez SO 04 ($61,3 \text{ m}^3/\text{s}$)



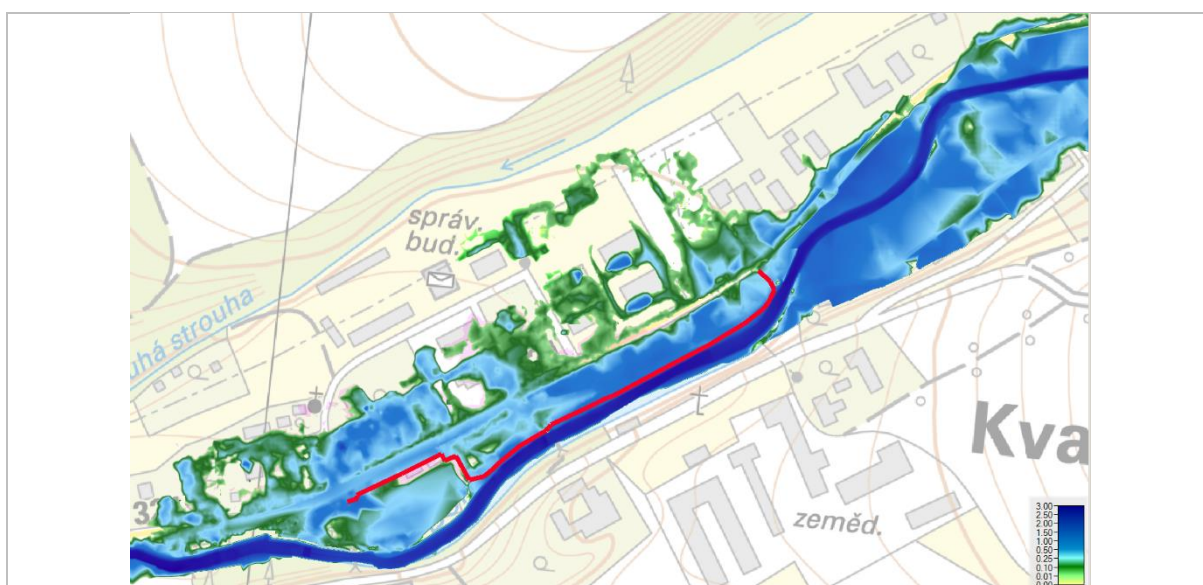
Obr. 65 Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{100} bez SO 04: po cca ustálení ($78,8 \text{ m}^3/\text{s}$)

A.7.3.b Simulace Q pro $N > 20$ let (2D)

Obr. 66 resp. Obr. 67 ukazují mapy zaplavení pro cca ustálený stav pro Q_{50} resp. Q_{100} s SO 04 (v plném rozsahu). Odstíny zeleně = hloubka do cca 25 cm. Pro Q_{50} je porovnáním stavu bez SO 04 (Obr. 64) a s SO 04 (Obr. 66) vidět větší zaplavení a hloubky bez realizace PPO. To je způsobeno omezeným nátokem vody do inundace z koryta přes PPO linie, pokud by model běžel dostatečně dlouho, došlo by k ustálení. V případě Q_{100} je a původní a nový stav cca shodný (došlo k ustálení).



Obr. 66 Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{50} – SO 04 ano: po cca ustálení ($61,3 \text{ m}^3/\text{s}$). Průsvitně fialově naznačen rozsah zatopení pro Q_{50} bez SO 04, viz Obr. 64. Jedná se o průběh v čase $t = 8$ hod. dle návrhového hydrogramu (Obr. 13).



Obr. 67 Mapa hloubek/zaplavení pro Q_{100} – SO 04 ano celé: po cca ustálení ($78,8 \text{ m}^3/\text{s}$). Průsvitně fialově naznačen rozsah zatopení pro Q_{100} bez SO 04, viz Obr. 65. Jedná se o průběh v čase $t = 8$ hod. dle návrhového hydrogramu (Obr. 13).

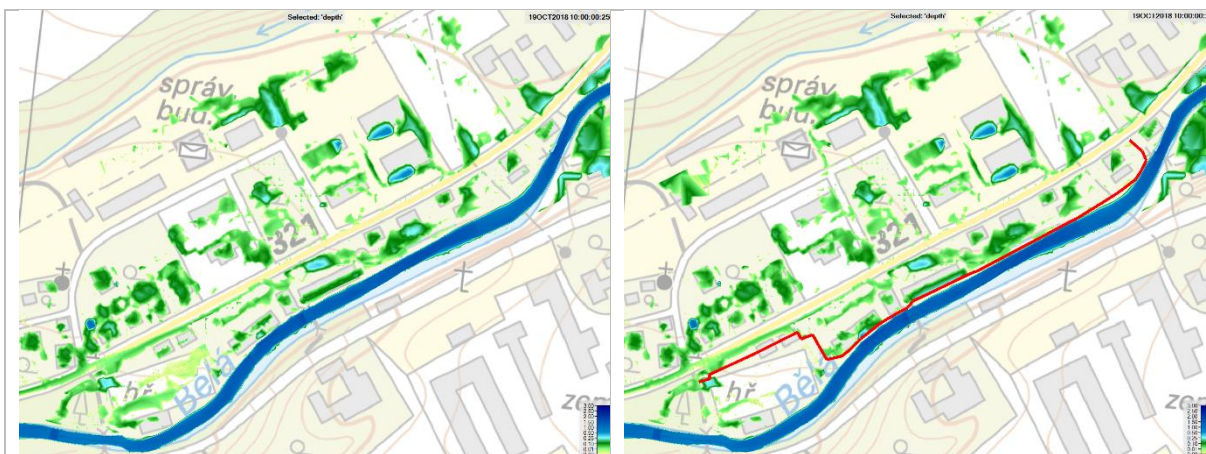
A.7.4 Odtok vody po povodni a při srážce

A.7.4.a Odvodnění území po povodni

Okrajová podmínka – hydrogram – byl sestaven i pro odhad posouzení přirozeného odvodnění území po „opadnutí“ povodně (hydrogram viz Obr. 13) tak, aby bylo možno rámcově posoudit zhoršení přirozeného odvodnění vlivem realizace SO 04 – viz Obr. 68 - Obr. 70. Porovnáním zejména obrázků Obr. 69 (bez SO 04) a Obr. 70 (s SO 04) lze konstatovat, že zhoršení odtokových poměrů v celé řešené oblasti není významné – voda postupně odteče ve směru

sklonu území a dál do vodního toku a do jednotné kanalizace (která je přítomna i za linií SO 04, vtok bude uzavřen na začátku SO 04 při nástupu povodně. Schématický podélný profil (řez DMT v linii PPO dle HEC-RAS) viz Obr. 71 (zde prohlubně = lokální umístění PPO linie za břehovou hranou).

V popsaném výpočetním schématu však není korektně zohledněno úplné přerušení odtoku budovami, jelikož tyto nejsou uvažovány jako neprostupné, ale jako plochy s drsností $n=100$ (=prakticky nepropustné). Voda se zde prakticky neúčastní pohybu, ale vlivem tlakové výšky může pomalu postupovat skrz. Podrobnější zhodnocení viz dále.



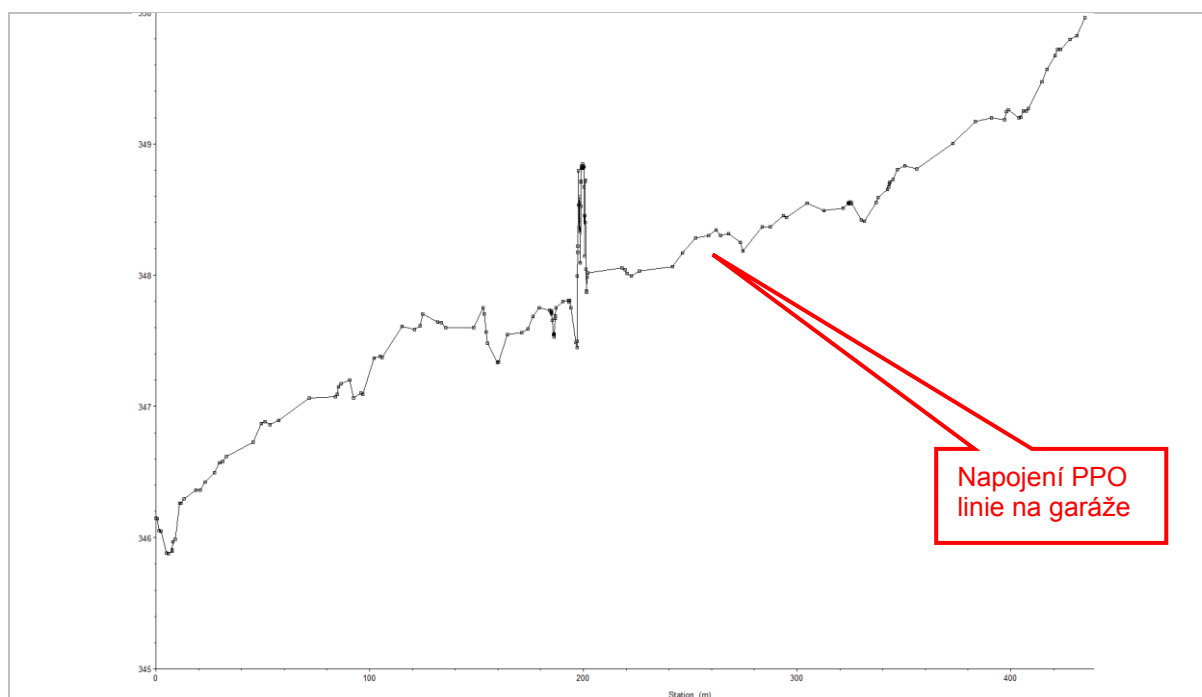
Obr. 68 Mapa hloubek/zaplavení po „opadnutí povodně průtoku $78,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ($=Q_{N=100}$)“ situace v čase $t = 10$ hod. dle návrhového hydrogramu (průtok $20 \text{ m}^3/\text{s}$) – 2 hodiny po kulminaci Q_{100} (hydrogram viz Obr. 13). **vlevo:** bez SO 04, **vpravo** s SO 04



Obr. 69 Mapa hloubek/zaplavení po „opadnutí povodně průtoku $78,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ($=Q_{N=100}$)“ situace v čase $t = 13$ hod. dle návrhového hydrogramu ($Q_a=1,16 \text{ m}^3/\text{s}$) – 5 hodin po kulminaci Q_{100} (hydrogram viz Obr. 13). **Varianta bez SO 04**



Obr. 70 Mapa hloubek/zaplavení po „opadnutí povodně průtoku $78,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ($=Q_{N=100}$)“ situace v čase $t = 13$ hod. dle návrhového hydrogramu ($Q_a=1,16 \text{ m}^3/\text{s}$) – 5 hodin po kulminaci Q_{100} (hydrogram viz Obr. 13). **Varianta s SO 04**

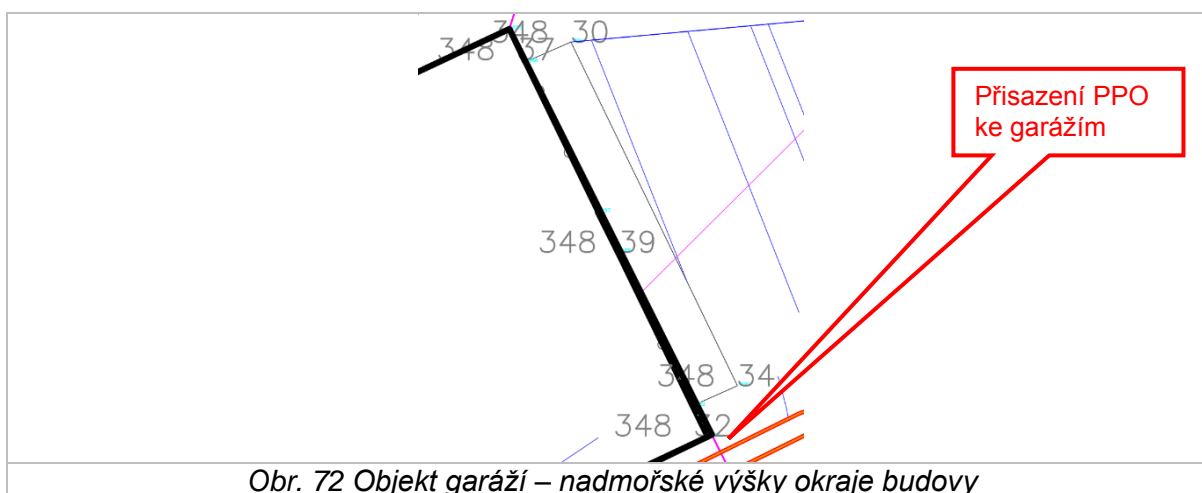


Obr. 71 Podélný profil SO 04. S výjimkou několika terénních depresí terén v místě PPO monotónně klesá. Uprostřed pilíř lávku u budovy místního HZS. Přerušení odtoku ale představuje PPO navázané na objekty garáží

A.7.4.b Posouzení vlivu realizace PPO na přerušení odtoku

Jak bylo uvedeno, vlivem linie PPO nedojde k zásadnímu přerušení odtoku směrem do vodního toku, jelikož území je rovinaté a není monotónně svahované směrem k vodnímu toku. To lze přičíst antropogenním vlivům – navážkám a zvyšování terénu v území v důsledku stavebních činností. Celkový sklon území (PB nivy) je spíše ve směru toku.

K určitému přerušení přirozeného odtoku a zhoršení odtokových poměrů samozřejmě vlivem realizace PPO dojde. Zejména se jedná o přerušení odtoku vlivem přisazení linie PPO (SO 04-1) k objektům garáží. Při uvážení, že zaměřený roh objektu garáží v místě přisazení k PPO má nadmořskou výšku 348,32 m n. m. a odsazený roh garáže má výšku 348,37 m n. m (Obr. 72). Lze konstatovat, že hrozba vytvoření se „bazénu“ není, popř. bude se jednat o pouze dočasný mělký rozliv, který bude po dosažení výšky 5 (10) cm garáže dále obtékat a území se bude odvodňovat v souladu s poznatky modelu dle předchozí kapitoly. Podél PPO linie osazeno podélné odvodnění s vyústěním do vodního toku. Lokalita před garážemi je dále vhodná (bez střetů s podzemními vedeními) pro zhotovení čerpací jímky s možností přečerpávání zahrázových vod (při vysokých vodních stavech a srážce v povodí).

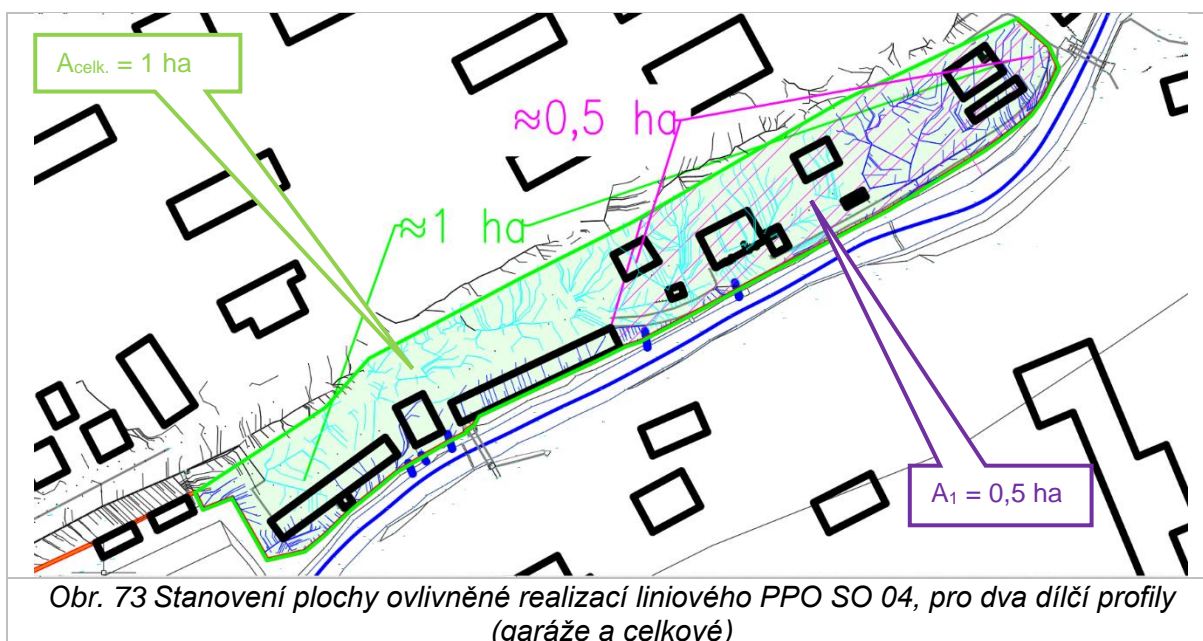


Na Obr. 73 je zobrazena plocha ovlivněná výstavbou linie PPO, zeleně celá linie PPO (bez spodní části za bungalovy, zde již voda teče přirozeně souběžně se silnic/vodním tokem), fialově plocha ke garážím. Tmavě modře je znázorněn odtok částice vody po terénu směrem k linii PPO (funkce „odtok“ v CIVIL 3D), světle modře potom odtok, který „nesteče“ přímo k linii PPO (deprese v DMT), ale odtok směrem k linii PPO se dá očekávat, při zaplnění depresí. Černě jsou znázorněny ostatní linie, na které linie PPO již nebude mít (významný) vliv. Celková plocha ovlivněná PPO je ≈ 1 ha, plocha ke garážím je $\approx 0,5$ ha, přičemž hranicí je cca hlavní silnice II/321.

Tab. 7 uvádí výpočet očekávaných maximálních přítoků a objemů (racionální metoda), vztaženo k plochám dle Obr. 73 ($A_1 = 0,5$ ha a $A_{\text{celk.}} = 1$ ha), pro odtokový součinitel 0,7 (odborný odhad, kombinace zpevněných ploch a zahrad).

- Maximální přítok ke garážím pro 15minutový déšť $N=20$ let bude ≈ 103 l/s při objemu ≈ 93 m³ (206 l/s a 185 m³ pro uzávěrový profil celého PPO). K odvodnění dojde:
 - prostupy v PPO linii (podélné odvodnění a výustě do toku, nezahrazené mobilní hrazení), případně pozvolný odtok níže. Za 15 minut nelze očekávat adekvátní reakci HZS.
 - pozvolný odtok níže v kombinaci s čerpáním při povodňových stavech – HZS je v pohotovosti a připraven (použití např. mobilní čerpací stanice)

- Maximální přítok ke garážím pro 120minutový déšť $N=20$ let bude ≈ 22 l/s při objemu ≈ 463 m³ (43 l/s a 925 m³ pro uzávěrový profil celého PPO). K odvodnění dojde:
 - prostupy v PPO linii (podélné odvodnění a výustě do toku, nezahrazené mobilní hrazení), případně pozvolný odtok níže. Za 15 minut nelze očekávat adekvátní reakci HZS.
 - pozvolný odtok níže v kombinaci s čerpáním při povodňových stavech – HZS je v pohotovosti a připraven (použití např. mobilní čerpací stanice)
- Pro jiné deště bude princip obdobný, pouze efektivita a doba bude funkcí skutečného časového průběhu srážky



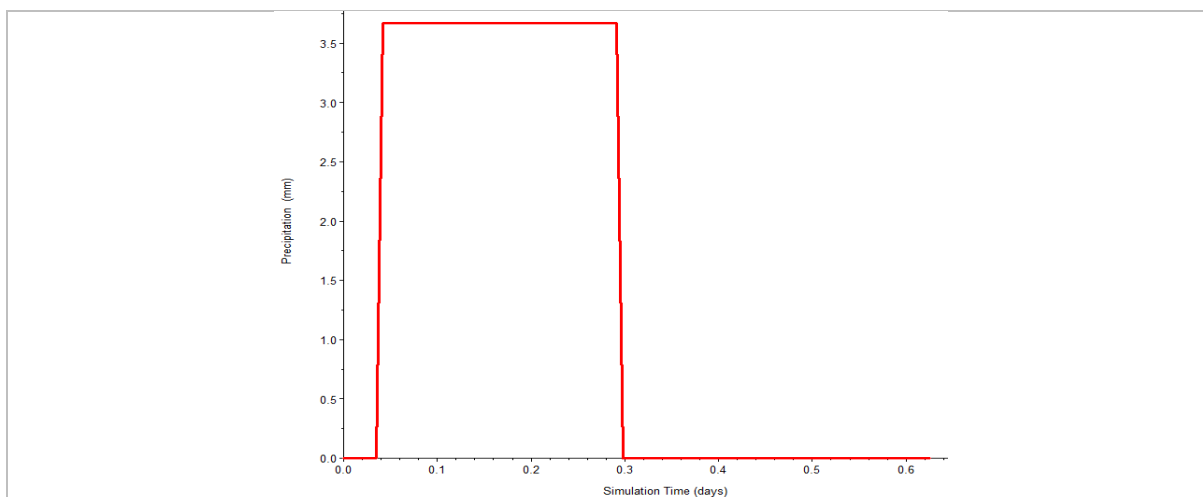
Tab. 7 Odtokové poměry při srážce v chráněném území

N (let)	t (min)	t (hod.)	i (l/s.ha)	Σ mm	$q_{\max, 1 \text{ ha}}$ (l/s, $\psi=0.7$)	$V_{1 \text{ ha}}$ (m ³)	$q_{\max, 0.5 \text{ ha}}$ (l/s, $\psi=0.7$)	$V_{0.5 \text{ ha}}$ (m ³)
20	15	0.25	294	26.5	205.8	185	102.9	93
20	120	2	61.2	44.1	42.8	308	21.4	154
Model (≈ 100)	360	6	61.2	132.2	42.8	925	21.4	463

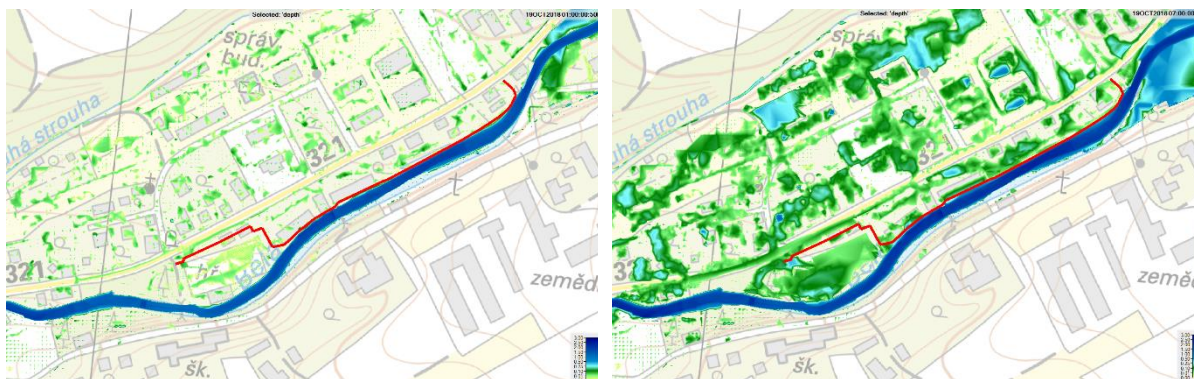
A.7.4.c Simulace srážky v řešeném území

Kapitola A.7.4.a koncepčně posuzuje přirozené odvodnění řešeného území po zaplavení, a to před i po realizaci liniového PPO – SO 04. Jako další podklad pro hodnocení potřeby řešení zahrázových vod byly provedeny ještě simulace, kdy v celé řešené oblasti vypadla srážka. Hyetogramy byly voleny dle intenzit Truplových tabulek pro blízkou stanici Pěčín (cca 15 km, viz kapitola A.5.5.c), s jejich modelovou úpravou.

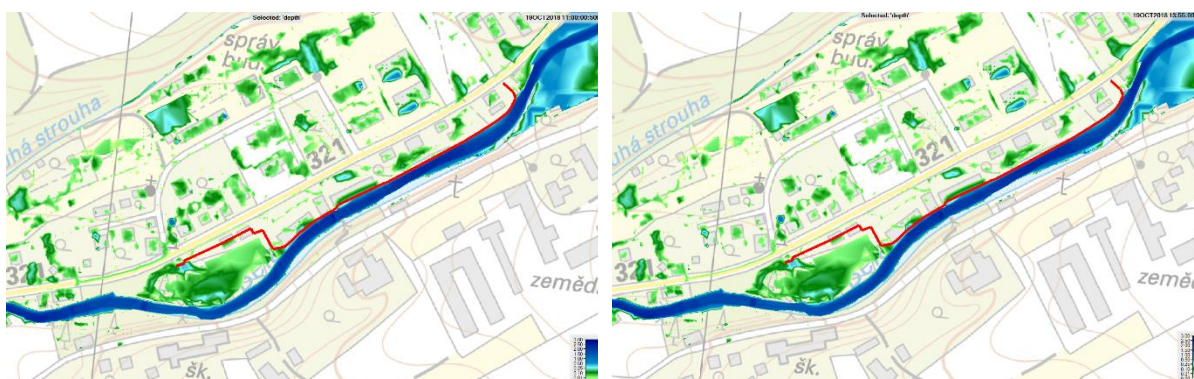
Modelový případ deště při průchodu povodně $\approx Q_{20}$ ($50 \text{ m}^3/\text{s}$, viz kapitola A.7.2.a, str. 33), srážky doby trvání $T=6$ hod. (v modelu prší v čase $t = 1-7$ hod.) a intenzity $61,2 \text{ l/s.ha}$ (2 hodinový blokový déšť $N=20$ let dle Trupla), viz Obr. 74 – Obr. 79. **Simulace jsou ve shodě s předchozí kapitolou, kdy bylo konstatováno, že s ohledem na morfologii území v chráněném území i širším okolí dojde k odvodnění území i po realizaci PPO linie (SO 04), a to přibližně ve směru místní komunikace (která je v souběhu s PPO), ve směru cca shodným se směrem toku Bělé.**



Obr. 74 Hyetogram srážky: $T=6$ hodin, $i=61,2 \text{ l/s.ha} = 0,367 \text{ mm/min.} = 3,672 \text{ mm/10 min.}$



Obr. 75 Simulace srážky $T=6$ hod., $i=61,2 \text{ l/s.ha}$ při průchodu $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$ ($\approx Q_{20}$). Vlevo: začátek srážky (čas simulace $t = 1$ hod.). Vpravo: Konec srážky (čas simulace $t = 7$ hod.).



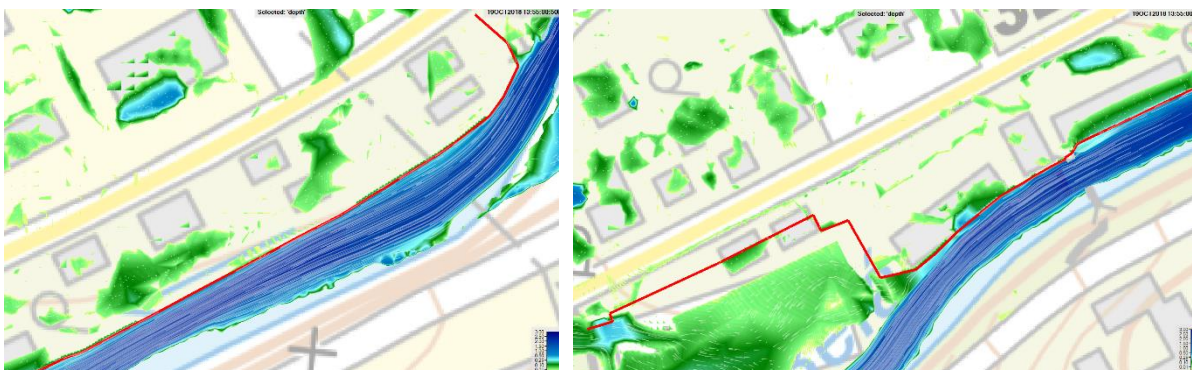
Obr. 76 Simulace srážky $T=6$ hod., $i=61,2$ l/s. ha při průchodu $Q=50$ m³/s ($\approx Q_{20}$). Vlevo: již bez srážky (čas simulace $t = 11$ hod.). Vpravo: již bez srážky (čas simulace $t = 14$ hod). Voda se drží v depresích a odvodnění již pozvolné (simulace bez vlivu kanalizace)



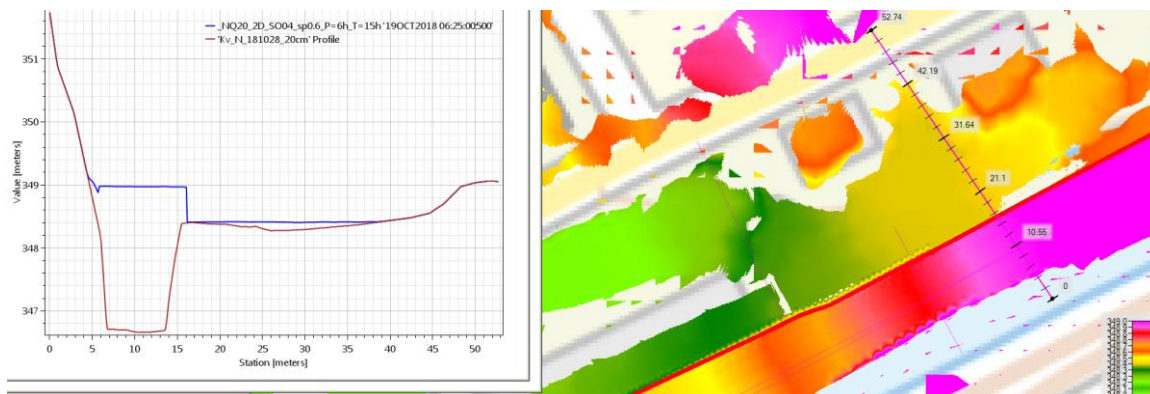
Obr. 77 Simulace srážky $T=6$ hod., $i=61,2$ l/s. ha při průchodu $Q=50$ m³/s ($\approx Q_{20}$). Konec srážky (čas simulace $t=7$ hod.), situace podél vrchní části SO 04-1 (plocha A_1 , viz Obr. 73).



Obr. 78 Simulace srážky $T=6$ hod., $i=61,2$ l/s. ha při průchodu $Q=50$ m³/s ($\approx Q_{20}$). Konec srážky (čas simulace $t=7$ hod.), situace podél spodní části SO 04-2 (plocha $A_{celk.}$, viz Obr. 73).

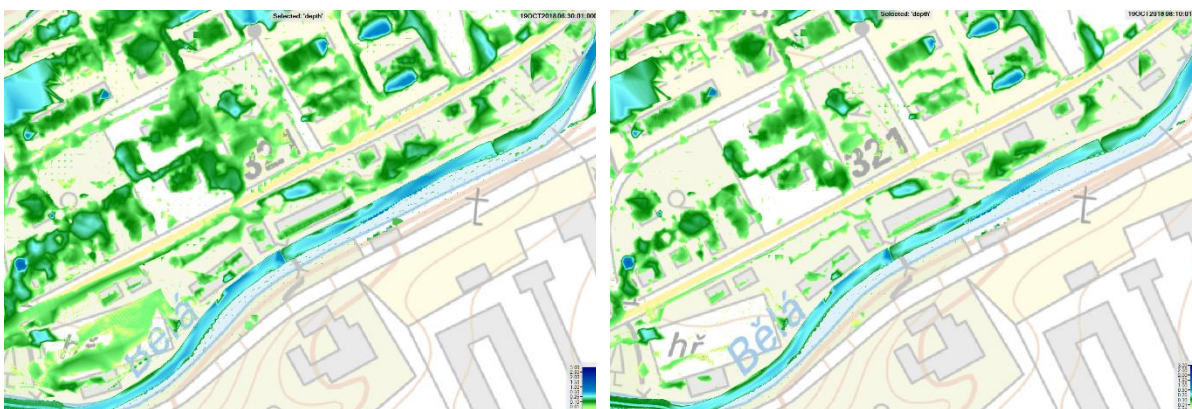


Obr. 79 Simulace srážky $T=6$ hod., $i=61,2$ l/s. ha při průchodu $Q=50$ m³/s ($\approx Q_{20}$). 7 hodin po srážce ($t=14$ hod.). Vlevo: situace podél vrchní části SO 04-1 (plocha A_1 , viz Obr. 73). Vpravo: situace podél spodní části SO 04-2 (plocha $A_{celk.}$, viz Obr. 73). Po povrchovém odtoku vyplněny pouze deprese a to zejm. v místě budov (garáží).

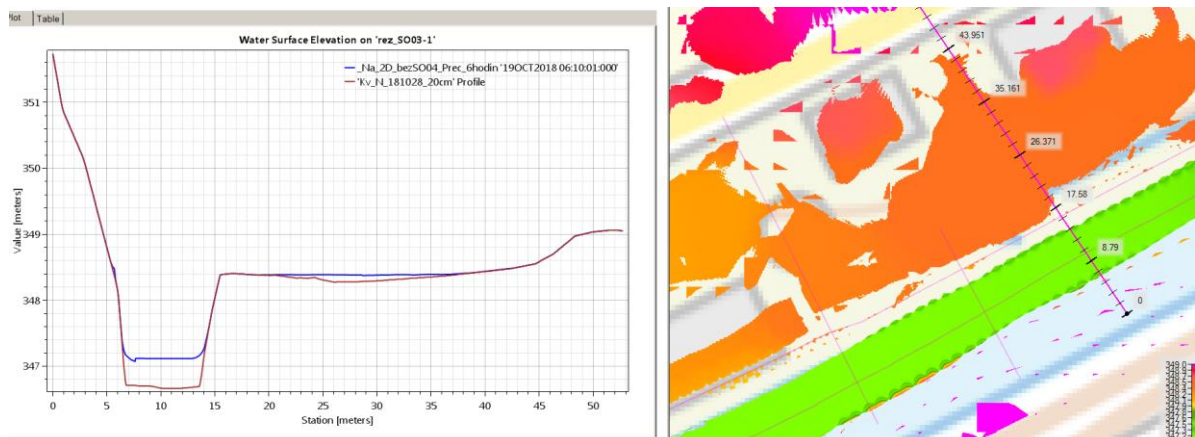


Obr. 80 Simulace srážky $T=6$ hod., $i=61,2$ l/s. ha při průchodu $Q=50$ m³/s ($\approx Q_{20}$). Konec srážky ($t=7$ hod.). Řez nad přisazením ke garážím

Pro porovnání je na Obr. 81 a Obr. 82 znázorněna modelová situace srážky $T=6$ hod., $i=61,2$ l/s. ha při průtoku $Q_a=1,2$ m³/s. (Zbytkové) plochy zatopení po dešti jsou dle předpokladu nižší, než při bariéře ve formě SO 04 – vyplněny jsou deprese v DMT.



Obr. 81 Simulace srážky $T=6$ hod., $i=61,2$ l/s. ha při průchodu $Q_a=1,16$ m³/s. Vlevo: konec srážky (čas simulace $t = 6,5$ hod.). Vpravo: 1,5 hod. po konci srážky (čas simulace $t = 8$ hod.).



Obr. 82 Simulace srážky $T=6$ hod., $i=61,2$ l/s. ha při průchodu $Q_a=1,16$ m³/s). Konec srážky (čas simulace $t = 6,5$ hod.). Řez nad přisazením ke garážím

A.7.5 Rychlosti proudění

A.7.5.a Rychlosti – 1D model

Výsledné vypočtené rychlosti 1D modelu lze považovat za směrodatné pro potřeby posouzení nevymílacích rychlostí pro koryto, v němž zcela převažuje podélný směr proudění a výsledky 1D modelování lze pokládat za vyhovující. Výsledky jsou uvedeny v souhrnné tabulce v příloze A.10.1. Pro jednotlivé stavební objekty lze rychlosti proudění shrnout jako:

- SO 01: (rekonstrukce Petrova jezu – vyrovnaní sklonu nivelety toku):
 - max. střední průřezová rychlost při $Q_{20} = 3,1$ m/s
 - max. střední průřezová rychlost při $Q_{100} = 3,3$ m/s
 - Frouddovo číslo $Fr_{Q_{20}} = 0,52-0,88 \Rightarrow$ říční proudění
 - Frouddovo číslo $Fr_{Q_{100}} = 0,48-0,83 \Rightarrow$ říční proudění
- SO 02: (opěrná zeď na pravém břehu, zkapacitnění toku s tříděným záhozem z LK 200-500 kg v omočené části dna):
 - max. střední průřezová rychlost při $Q_{20} = 3,3$ m/s
 - max. střední průřezová rychlost při $Q_{100} = 3,8$ m/s
 - Frouddovo číslo $Fr_{Q_{20}} = 0,49-0,92 \Rightarrow$ říční proudění
 - Frouddovo číslo $Fr_{Q_{100}} = 0,48-0,83 \Rightarrow$ říční proudění
- SO 04: (liniové PPO na PB – zeď, s tříděným záhozem z LK 200-500 kg):
 - max. střední průřezová rychlost při $Q_{20} = 2,5$ m/s
 - max. střední průřezová rychlost při $Q_{100} = 3,0$ m/s
 - Frouddovo číslo $Fr_{Q_{20}} = 0,36-0,64 \Rightarrow$ říční proudění
 - Frouddovo číslo $Fr_{Q_{100}} = 0,41-0,7 \Rightarrow$ říční proudění
- SO 05: (rekonstrukce Andělova jezu – vyrovnaní sklonu nivelety toku):

- max. střední průřezová rychlost při $Q_{20} = 4,8$ m/s (profil vod. skoku, viz níže)
- max. střední průřezová rychlost při $Q_{100} = 6,2$ m/s (profil vod. skoku, viz níže)
- Frouddovo číslo $Fr_{Q_{20}} = 0,51-1,59 \Rightarrow$ říční i bystrinné proudění.

Dle hodnoty Fr se bude jednat o nejslabší formu vodního skoku – vlnovitý vodní skok. Definice (vlnovitého) vodního skoku viz Obr. 84.

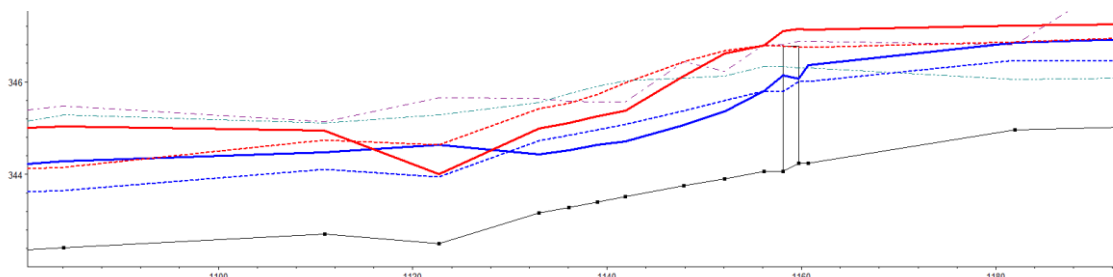
- Frouddovo číslo $Fr_{Q_{100}} = 0,37-1,74 \Rightarrow$ říční i bystrinné proudění.

Dle hodnoty Fr se bude jednat o vodní skok na rozhraní vlnovitého a slabého vodního skoku (viz Obr. 84).

- K přechodu říčního proudění (pod lávkou) dochází plynule, k přechodu bystrinného proudění na říční dochází vodním skokem, na konci balvanitého skluzu, viz Obr. 83. Z těchto důvodů byla na konci SO 05 navržena prohloubená stabilizační tůň s částečnou funkcí vývaru. Pro povodně $< Q_{100}$ by se mělo jednat o vlnovitý vodní skok, pro povodně $\approx Q_{100}$ je možné očekávat slabý vodní skok. V obou případech se jedná ještě o přijatelné hydraulické poměry, bez potřeby řešit a navrhovat standartní (hluboké) vývařiště.

5. SO 06: (liniové PPO na PB – zeď, s tříděným záhozem z LK 200-500 kg):

- max. střední průřezová rychlost při $Q_{20} = 2,8$ m/s
- max. střední průřezová rychlost při $Q_{100} = 3,1$ m/s
- Frouddovo číslo $Fr_{Q_{20}} = 0,43-0,64 \Rightarrow$ říční proudění
- Frouddovo číslo $Fr_{Q_{100}} = 0,33-0,61 \Rightarrow$ říční proudění

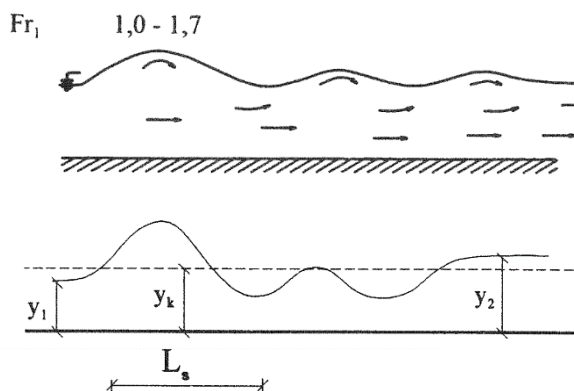


Obr. 83 1D model – podélný profil SO 05. Modře Q_{20} , červeně Q_{100} . Čárkovaně kritická hloubka, čerchovaně \approx břehy (vrch opevnění, orientačně)

Typy vodních skoků:

- | | | |
|--------------|-----------------------|----------------------|
| • vlnovitý | $Fr_1 \leq 1,7$ | $y_2 / y_k \leq 1,3$ |
| • slabý | $1,7 < Fr_1 \leq 2,5$ | |
| • oscilující | $2,5 < Fr_1 \leq 4,5$ | |
| • prostý | $4,5 < Fr_1 \leq 9$ | $y_2 / y_k > 1,8$ |
| • silný | $Fr_1 > 9$ | |

$$h_s = y_2 - y_1 = y_1 (Fr_1^2 - 1)$$



Obr. 9.1.4 Vlnovitý vodní skok

Délku vodního skoku je možné v tomto případě definovat obtížně. Dimitrijevič uvádí tzv. technickou délku vlnitého vodního skoku, což je vzdálenost od začátku první vlny až do konce výmolu

$$L_s = 10,6 h_s = 10,6 y_1 (Fr_1^2 - 1)$$

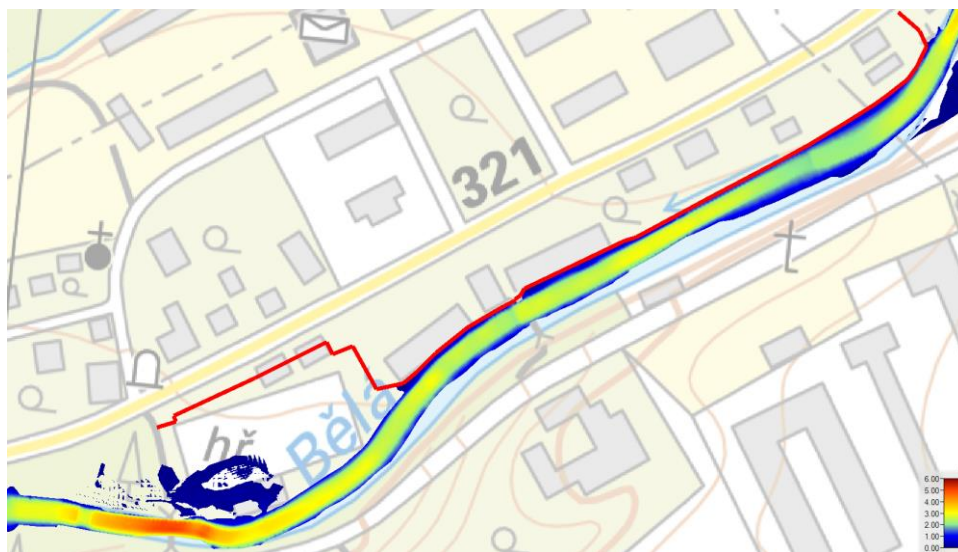
Obr. 84 Druhy vodních skoků (Havlík, Marešová, Hydraulika 20 – příklady)

A.7.5.b Rychlosti – 2D model

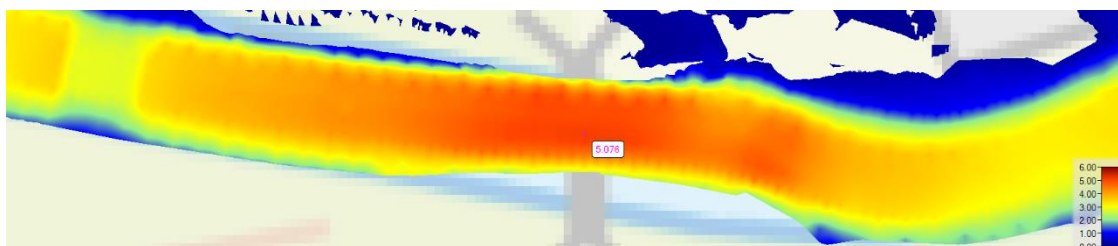
2D model byl sestaven v oblasti SO 04 a SO 05. Výsledné rychlosti pro Q_{20} viz Obr. 85 - Obr. 88. Maximální rychlosti jsou pro SO 05 v horní části jezu (4 – 5, max. 5,1 m/s), ve spodní a nátokové části jsou rychlosti 3 – 4 m/s.

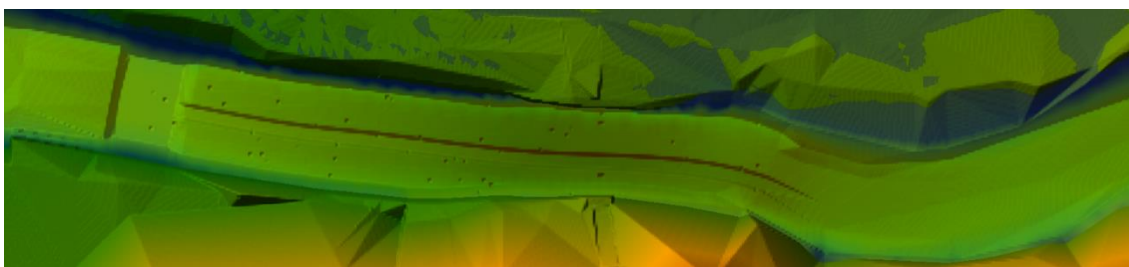
Pro Q_{100} jsou vypočtené rychlosti proudění dle 2D modelu znázorněny na Obr. 89 - Obr. 91. Lávka, která se v nadjezí vyskytuje, by měla být umístěna nad hladinu Q_{100} , proto lze zanedbání lávky (její mostovky) v modelu připustit (pilíře jsou v DMT zahrnuty, mírně zúžený profil).

- Maximální rychlost pro $Q_{20} \approx 5$ m/s
- Maximální rychlost pro $Q_{100} \approx 6$ m/s

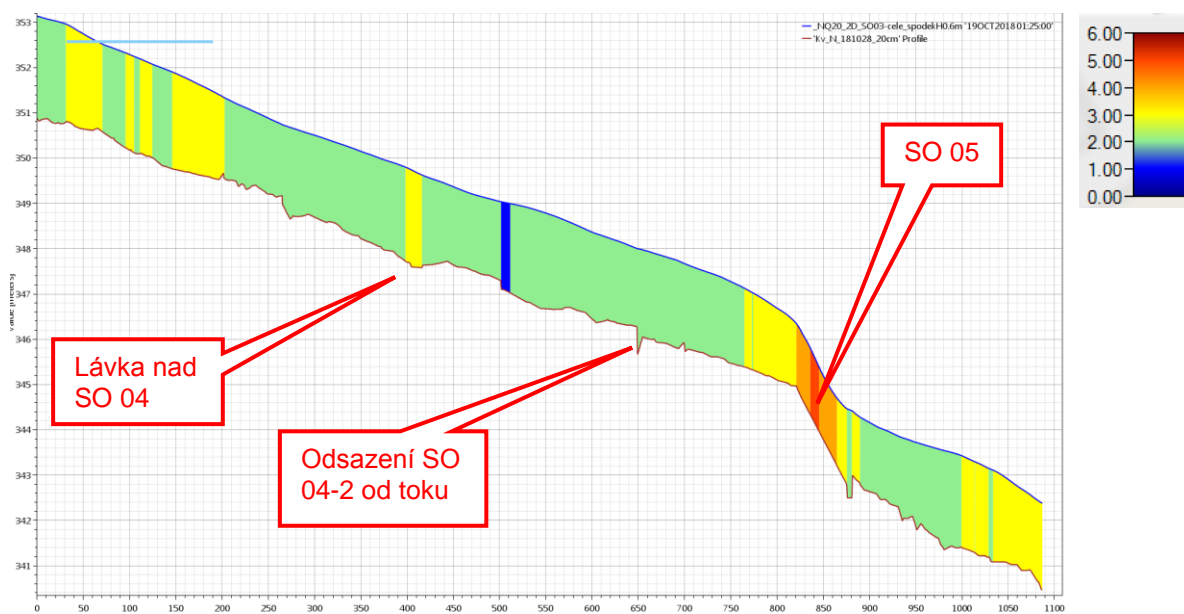


Obr. 85 Rychlosti proudění - dispozice, $Q_{20}=42,3 \text{ m}^3/\text{s}$

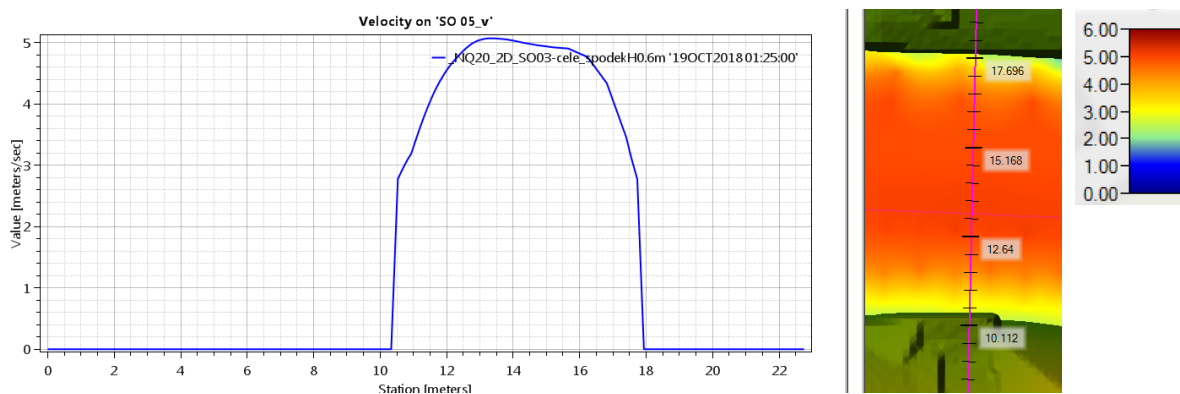




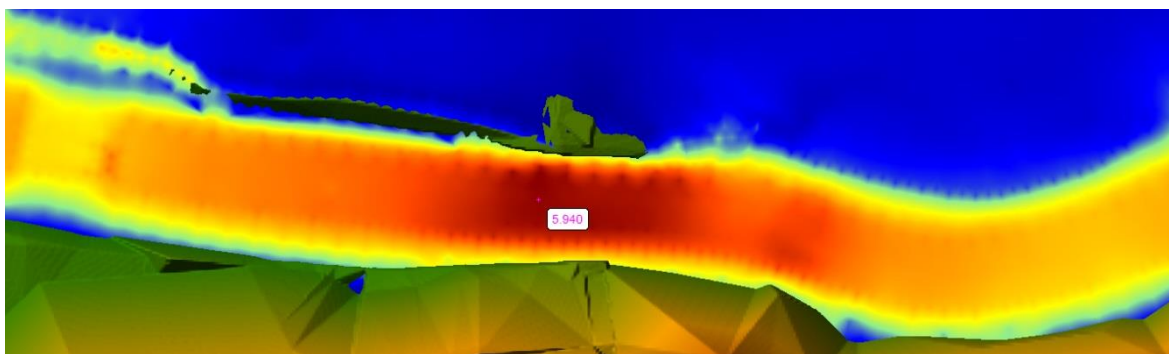
Obr. 86 Rychlosti proudění – dispozice SO 05, $Q_{20}=42,3 \text{ m}^3/\text{s}$. Max. rychlosti dle 2D modelu cca v profilu lávky. Důvodem je mírné zúžení profilu v místě stáv. objektu.



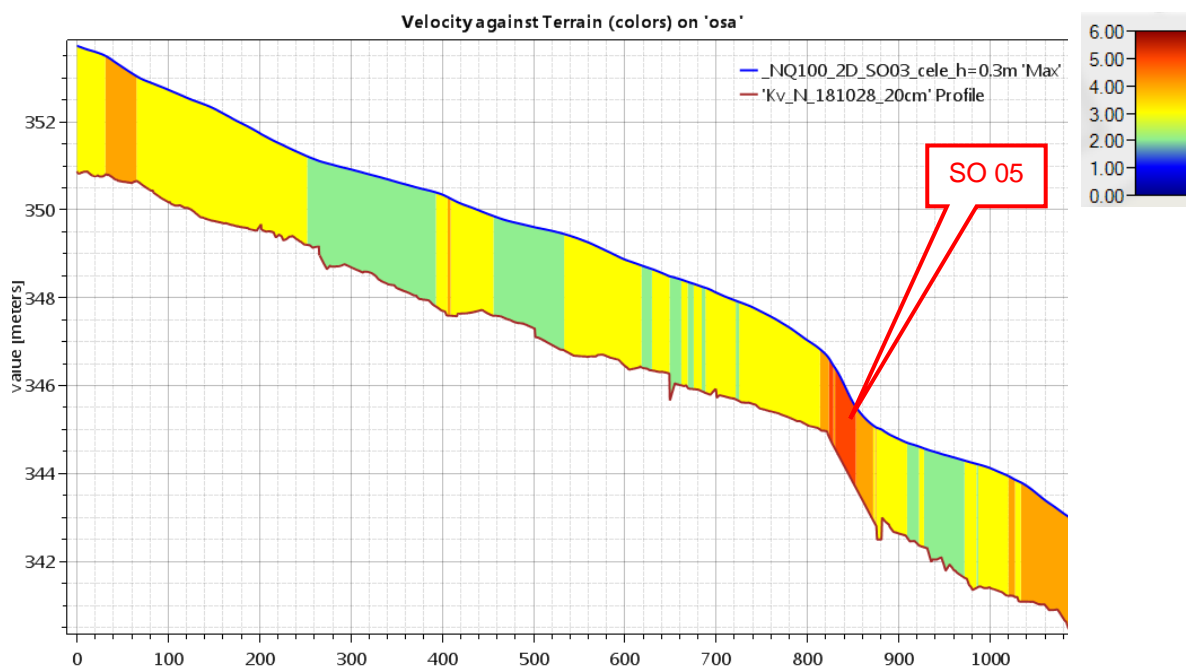
Obr. 87 Rychlosti proudění – podélný profil (střední rychlosti), $Q_{20}=42,3 \text{ m}^3/\text{s}$



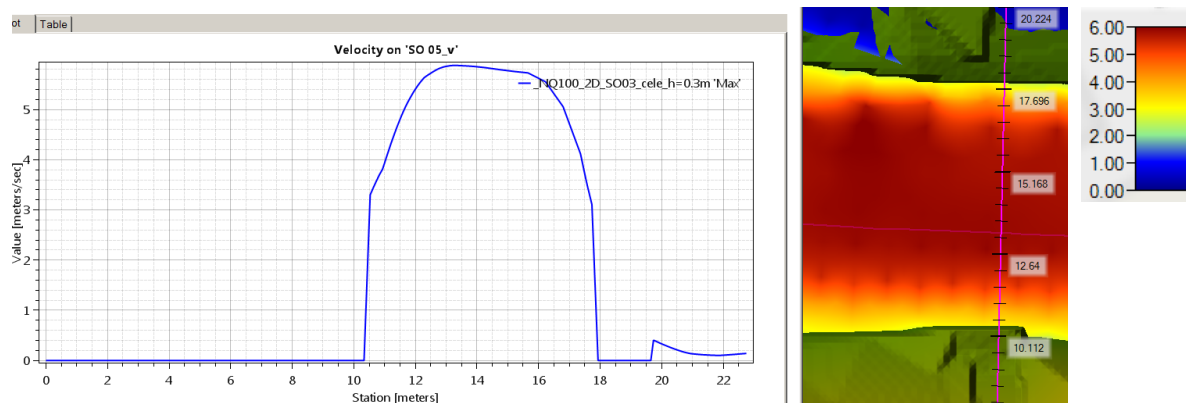
Obr. 88 Rozložení rychlostí \approx v profilu stáv. lávky, $Q_{20}=42,3 \text{ m}^3/\text{s}$. $v_{\max} \approx 5 \text{ m/s}$



Obr. 89 Rychlosti proudění – dispozice SO 05, $Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$. Obdoba Q_{20} , vyšší rychlosti (max. rychlost $\approx 6 \text{ m/s}$).



Obr. 90 Rychlosti proudění – podélný profil (střední rychlosti), $Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$.



Obr. 91 Rozložení rychlostí $\approx v$ profilu stáv. lávky, $Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$. $v_{\max} \approx 5,9 \text{ m/s}$

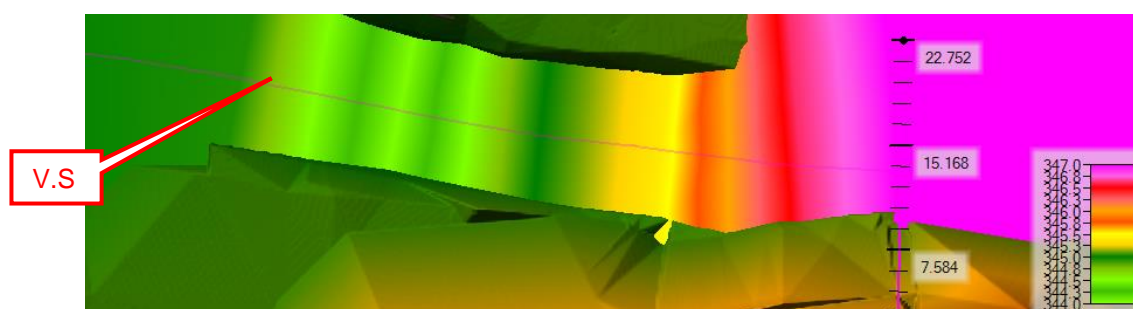
A.7.5.c Porovnání 1D a 2D (rychlosti) a zhodnocení

Porovnáním hodnot velikostí rychlostí 1D a 2D modelu jsou v dobré shodě. Problémem je oblast Andělova jezu (SO 05), z těchto důvodů:

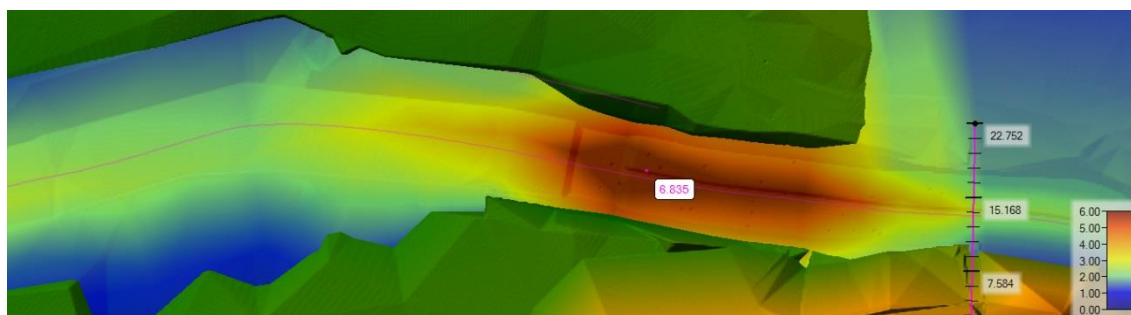
- 1D model je v nadjezí a v okolí lávky ovlivněn jeho špatnou použitelností (nepoužitelností) – spojitá hladina přes celý příčný řez a z těchto důvodů podhodnocení středních průřezových rychlostí (viz Obr. 92 – Obr. 96).
- 1D model je naopak schopen identifikovat a simulovat vznik vodního skoku. Protože se jedná dle definice o vlnovitý/slabý vodní skok, 2D model není schopen – v provedené schematizaci sítě – vodní skok simulovat (Obr. 94, Obr. 95).

Balvanitý skluz SO 05 je navržen v uniformním sklonu cca 4 %, s drsným povrchem z těžkých kamenných prvků. Závěry (max. rychlosti) lze odvodit po zohlednění nedostatků obou typů modelů, přičemž maximální rychlosti jsou v dobré shodě:

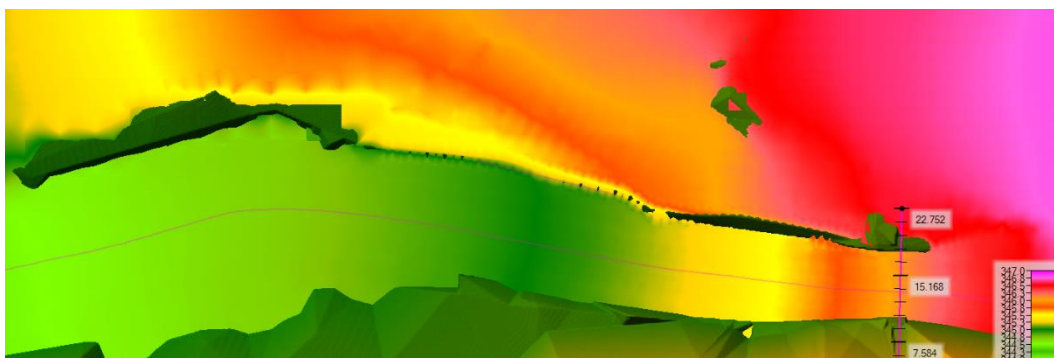
- SO 04: rychlosti pro $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ lze očekávat v hodnotách 2,5 – 3,0 m/s (1D max. $v = 2,5 \text{ m/s}$)
- SO 04: Max. rychlosti pro $Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$ lze očekávat v hodnotách 3 – 3,5 m/s (1D max. $v = 3 \text{ m/s}$)
- SO 05: Max. rychlosti pro $Q_{20}=42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ lze očekávat v hodnotách $\approx 5 \text{ m/s}$, při průměrné hloubce vody dle 2D modelu $h \approx 1 - 1,5 \text{ m}$.
 - Nižší rychlosti proudění u břehů jsou pro SO 05 zřejmé z Obr. 86 – při březích pro Q_{20} maxima nepřesahují 4,5 m/s.
- SO 05: Max. rychlosti pro $Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$ lze očekávat v hodnotách $\approx 6 \text{ m/s}$, při průměrné hloubce vody dle 2D modelu $h \approx 1,5 - 2,0 \text{ m}$.
 - Nižší rychlosti proudění u břehů jsou pro SO 05 zřejmé z Obr. 89 – při březích pro Q_{100} maxima nepřesahují 5 m/s.



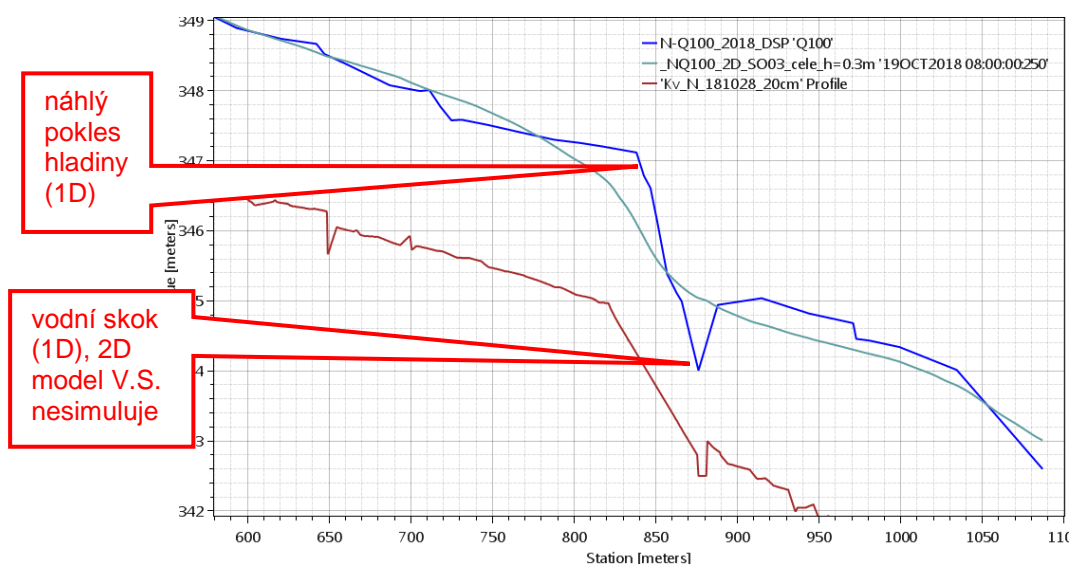
Obr. 92 1D model, „skok hladiny“ ($Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$). Ve spodní části lokální zvýšení hladiny – vodní skok



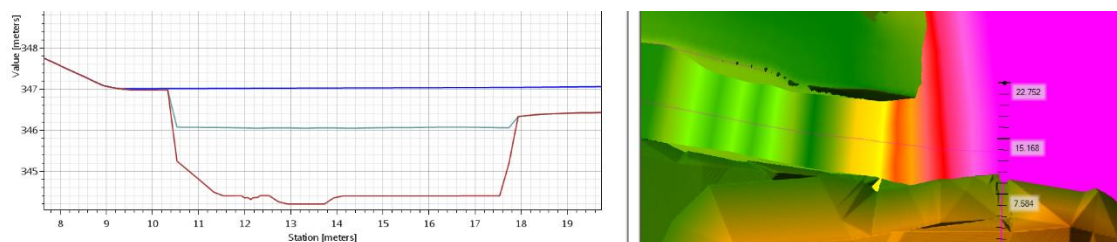
Obr. 93 1D model, ovlivnění středních profilových rychlostí v horní části ($Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$).
Ve spodní části max. „bodová“ rychlost dle 1D 6,8 m/s.



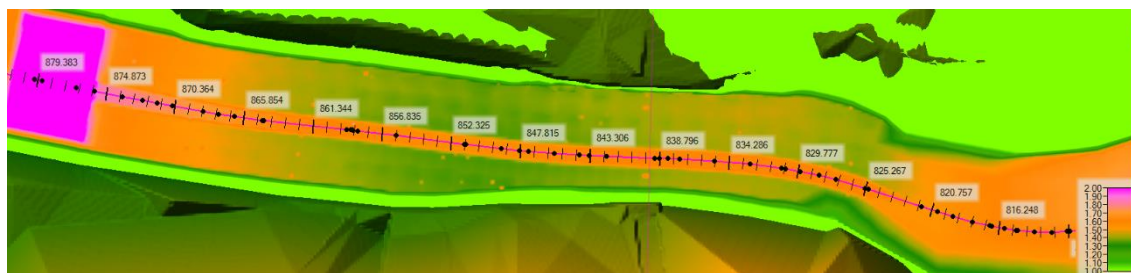
Obr. 94 2D model, „korektní 2D hladina, avšak bez vodního soku“ ($Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$).



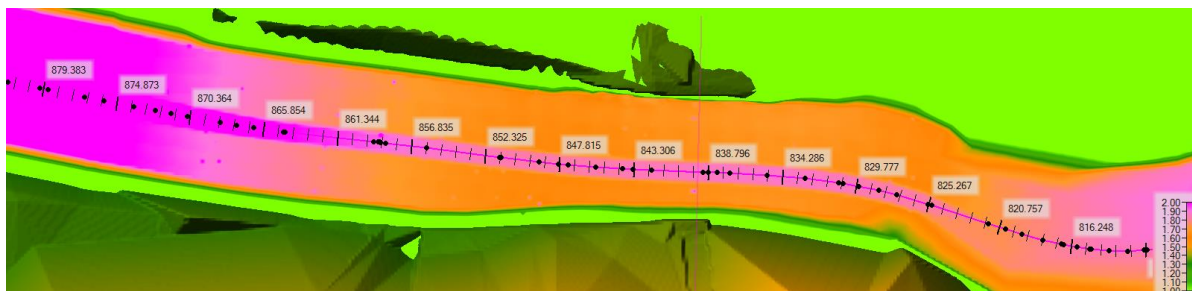
Obr. 95 Porovnání hladin 1D a 2D modelu podélném profilu ($Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$) 1D (tmavě modře) a 2D (světle modře) modelů.



Obr. 96 Porovnání hladin 1D a 2D modelu cca v profilu stáv. lávky. Výrazný rozdíl hladiny, dokladující špatnou použitelnost 1D modelu.



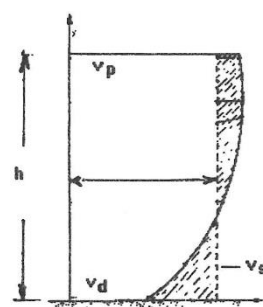
Obr. 97 Hloubka vody na skluzu SO 05 – $Q_{20}=42,3 \text{ m}^3/\text{s}$: $h \approx 1\text{--}1,5 \text{ m}$



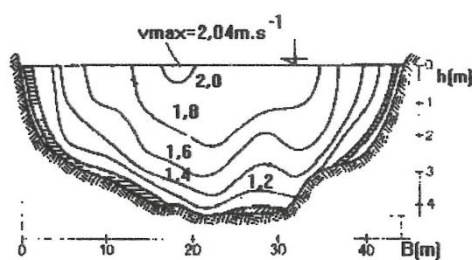
Obr. 98 Hloubka vody na skluzu SO 05 – $Q_{100}=78,8 \text{ m}^3/\text{s}$: $h \approx 1,5\text{--}2 \text{ m}$

A.7.5.d Stanovení odolnosti konstrukcí (nevymílacích rychlostí)

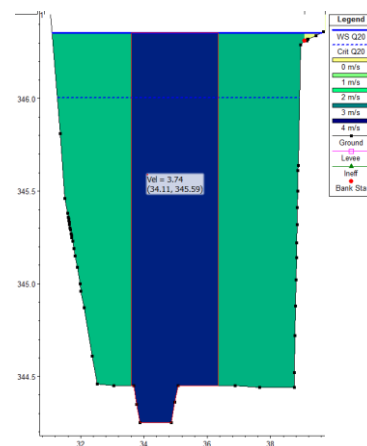
V předchozích kapitolách byly uvedeny maximální zjištěné rychlosti ve směru proudění pro SO 04 a SO 05 zjištěné 1D i 2D modelem. V případě 1D modelu se jedná o střední průřezové rychlosti, v případě 2D modelu o cca maximální zjištěné rychlosti vybraných buněk (min. rozměr buňky v korytě je $1 \times 1 \text{ m}$). Přičemž bodové rychlosti jsou funkcí polohy v průtočném profilu (y, z). Nejmenší rychlosti jsou na styku s konstrukcemi, naopak gradienty (přírůstky) jsou zde nejvyšší. Rozdělení rychlosti ve směru y (napříč korytem) pro vybraný profil 2D modelu viz Obr. 91 – jedná se o cca parabolu a dobrou shodu s teorií. Teoretické rozdělení rychlostí ve směru z (h) viz Obr. 99, zde je rovněž znázorněn příčný řez dle 1D modelu, kde je možná schematizace rychlostí ve smyslu 2D (průběh rychlosti ve směru y – kolmo na proudění).



Obr.4.67. Rozdělení rychlostí ve svíslici, určení v_s



Obr.4.66. Příčný profil s vykreslenými izotachami



Obr. 99 Teoretické rozdělení rychlostí dle KEMEL M.: Klimatologie, meteorologie, hydrologie. Praha, ČVUT, 1996. Vlevo: parabola rychlosti $v = f(h)$, $v_{\text{dno}} \approx 0,6 v_{\text{střední}}$, uprostřed: izotachy v příčném řezu, vpravo: Schematizace rozdělení rychlostí v 1D modelu

Na styku s konstrukcemi – materiálem dna a břehů – tedy budou nižší rychlosti, než je střední průřezová rychlost (1D), nebo max. rychlost v buňce sítě (2D). Naproti tomu při vysokých

rychlostech a povodních je proud silně turbulentní, vznikají lokální poruchy a rovněž hodnota Manningovy drsnosti může být nižší (a tedy vyšší rychlosti). Proto jsou pro potřeby posouzení nevymílacích rychlostí uvažovány vypočtené střední průřezové rychlosti dle 1D modelu (s přihlédnutím k 2D modelu, s ohledem na dobrou shodu absolutních velikostí).

Hodnoty nevymílacích rychlostí pro jednotlivé typy konstrukcí uvádí Tab. 8 - Tab. 12 (3 různé zdroje).

Tab. 8 Nevymílací rychlosti – dno koryta
(Zuna, 2008)

SPLAVENINOVÝ MATERIÁL DNO KORYTA		HLOUBKA VODY (m)		
Popis	d_m	0.4	1.0	2.0
	mm	Nevymílací rychlost (ms^{-1})		
Drobný štěrť	5 – 10	0.90	1.05	1.15
Střední štěrť	10 – 15	1.10	1.20	1.35
Střední štěrť	15 – 25	1.25	1.45	1.65
Střední štěrť	25 – 40	1.50	1.85	2.10
Hrubý štěrť	40 – 75	2.00	2.40	2.75
Hrubý štěrť	75 – 100	2.45	2.80	3.20
Hrubý štěrť	100 – 150	3.00	3.55	3.75
Štěrť s valouny	150 – 200	3.50	3.8	4.30
Valouny	200 – 300	3.85	4.35	4.70
Velké valouny	300 – 400		4.75	4.95
Balvany	400 – 500		5.50	

Tab. 9 Nevymílací rychlosti – konstrukce
(Zuna, 2008)

ZPŮSOB OPEVNĚNÍ	TLOUŠTKA	HLOUBKA VODY (m)		
		0.4	1.0	2.0
	mm	Nevymílací rychlost (ms^{-1})		
Travní porost zapojený		1.0	1.5	2.0
Vrbová krytina	200 – 250	2.0	2.2	2.5
Haťový pokryt	500	2.5	3.0	3.5
Zához z kamene – koeficient *)	1 vrstva	0.90	0.90	0.90
Zához z kamene – koeficient *)	2 vrstva	1.10	1.10	1.10
Štětování	200	2.5	3.0	3.5
Drátoštětřkové prvky 0.5x1.0 m	500	4.0	5.0	5.5
Dlažba z kamene na sucho	250	3.0	3.5	4.0
Dlažba z kamene na sucho	300	3.2	4.0	4.5
Dlažba z kamene na sucho	400	3.5	4.5	5.0
Dlažba z kopáků na sucho	300	4.0	5.0	5.5
Dlažba z kopáků na sucho	400	4.5	5.5	6.0
Dlažba z kamene na cem. maltu	250	4.0	5.0	5.5
Dlažba z kamene na cem. maltu	300	5.0	6.0	6.5
Dlažba z kamene na cem. maltu	400	5.5	6.5	7.5
Polovegetační tvárnice	150 – 200	2.5	3.0	3.5
Kamenná rovinanina		4.5	5.5	6.0
Zdivo z vápence		3.0	3.5	4.0
Zdivo z pevných hornin		6.5	8.00	10.00

Tab. 10 Nevymílací rychlosti – kamenné zdivo a rovinanina (Mareš, 1993)

Druh opevnění		$v_{vs} / \text{m.s}^{-1} / \text{při hloubce /m/}$			
		0,4	1,0	2,0	3,0
Kamenné zdivo a rovinanina	s min. pevností v tlaku				
	100 kg.cm^{-2}	3,0	3,5	4,0	4,5
	300 kg.cm^{-2}	6,5	8,0	10,0	12,0
Betonové zdivo	s min. pevností 100 kg.cm^{-2}	10,0	12,0	13,0	14,0

Tab. 11 Nevymílací rychlosti – kamenné dlažby, pokračování (Mareš, 1993)

na cementovou maltu, spárované	tl.20 cm	3,5	4,5	5,0	5,5
	tl.25 cm	4,0	5,0	5,5	6,0
	tl.30 cm	5,0	6,0	6,5	7,0
	tl.40 cm	5,5	6,5	7,5	8,0
do betonového lože s vyspárováním spar cementovou maltou	tl.20 cm	4,5	5,5	6,0	6,5
	tl.25 cm	5,0	6,0	6,5	7,0
	tl.30 cm	5,5	6,5	7,5	8,0
	tl.40 cm	6,0	7,0	8,0	8,5

Tab. 12 Nevymílací rychlosti v korytech (Havlík, Marešová, 1994)

Zemina nebo opevnění	velikost zrn (mm)	v_v (ms ⁻¹) při průměrné hloubce y_n (m)			
		0,4	1,0	2,0	3,0 a >
Sypké zeminy					
Jemnozrnný písek	0,05-0,25	0,17-0,27	0,21-0,32	0,24-0,37	0,26-0,40
Střední písek	0,26-1,00	0,27-0,47	0,32-0,57	0,37-0,65	0,40-0,70
Hrubozrnný písek	1,00-2,50	0,47-0,53	0,57-0,65	0,65-0,75	0,70-0,80
Drobný jemný štěrk	2,50-5,00	0,53-0,65	0,65-0,80	0,75-0,90	0,80-0,95
Drobný střední štěrk	5-10	0,65-0,80	0,80-1,00	0,90-1,10	0,95-1,20
Drobný hrubý štěrk	10-15	0,80-0,95	1,00-1,20	1,10-1,30	1,20-1,40
Jemný štěrk	15-25	0,95-1,20	1,20-1,40	1,30-1,60	1,40-1,80
Střední štěrk	25-40	1,20-1,50	1,40-1,80	1,60-2,10	1,80-2,20
Hrubý štěrk	40-75	1,50-2,00	1,80-2,40	2,10-2,80	2,20-3,00
Malé valouny	75-100	2,00-2,30	2,40-2,80	2,80-3,20	3,00-3,40
Střední valouny	100-150	2,30-2,80	2,80-3,40	3,20-3,90	3,40-4,20
Velké valouny	150-200	2,80-3,20	3,40-3,90	3,90-4,50	4,20-4,90
Balvany	nad 200	nad 3,20	nad 3,90	nad 4,50	nad 4,90
Opevnění					
Travní porost		1,3 - v zimě		2,1 - v létě	
Vrbová opevnění			2,60	3,00	3,30
Kam. dlažba na sucho	200-300	2,50-3,25	3,00-4,00	3,25-4,25	3,50-5,00
Kam. dlažba do betonu	200-300	4,50-5,50	5,50-6,50	6,00-7,50	6,50-8,00
Beton. dlaždice na sucho	100-200	2,50-3,50	3,00-4,50	3,25-5,00	3,50-5,50
Kamenné zdivo		6,50	8,00	10,00	12,0
Betonové zdivo		10,00	12,00	13,00	14,00

V návrhu jsou použity následující typy konstrukcí/opevnění, při uvedené předpokládané odolnosti dle výše uvedených tabulek:

1. Dno:

- a. SO 01: Dno bude stabilizováno balvanitými pasy – rovinanina z LK hmotnosti ≈ 500 kg. Při $V_p = 2\,600$ kg/ m³ (žuly apod.) je střední velikost zrna $\approx 0,6$ m. Prostor mezi pasy bude vyplněn přebytečným původním materiálem, přednostně s obsahem kamenů a balvanů. V rámci korytotvorných procesů lze určité změny úrovně dna (vymílání a zanášení) připustit, dno je proti zahloubení stabilizováno pasy. V průběhu času se vytvoří přirozená „dnová dlažba“, resp. rovnovážný stav (z Orlických hor lze předpokládat hrubozrnější splaveniny).
 - *Odolnost balvanitých pasů (s výplní) lze uvažovat dle Tab. 8 a Tab. 9 (Balvany >400-500, rovinanina) a Tab. 12 jako $V_{v,kostraSO01} = 5 - 6$ m/s*
 - *Mezilehlý substrát bude mít odolnost nižší (cca hrubý štěrk – valouny, zemina širší zrnitosti $V_{v,dno,SO\,01}$ 3 – 3,5 m/s (zde je lokální výmol přípustný, viz výše).*
- b. SO 02, SO 04, SO 06: Pravý břeh a malá část dna (založení záhozu – záhozová patka) bude opevněn tříděným záhozem z LK 200-500 kg s urovnáním líce, zhutněním a proštěrkováním. Při $V_p = 2\,600$ kg/ m³ (žuly apod.) je střední velikost zrna 0,5-0,6 m.
 - *Odolnost tříděného těžkého záhozu s urovnáním líce (a zhutněním) lze uvažovat dle Tab. 8 (balvany >400-500) jako $V_{v,záhozLK}$ 5-5,5 m/s.*

- c. SO 05: Bude proveden jako kostra z příčných a podélných balvanitých pasů – těžká rovinanina z LK 1000-2000 kg (střední velikost zrna 0,8 m – 1,0 m). Povrch skluzu bude proveden jako tříděný zához z LK 200-500 (1000 kg) (střední velikost zrn 0,5-0,6/0,8 m) se zhutněním a proštěrkováním. Povrch bude urovnán a zhutněn. V prostoru mezi těžkou kostrou může docházet k dotvarování a lokálním výmolům.
- *Odolnost těžkých balvanitých pasů (s výplní) lze uvažovat dle Tab. 8, Tab. 9 a Tab. 12 (Balvany >>400-500, rovinanina) jako $v_{v,kostraSO05} = 6$ m/s.*
 - *Odolnost tříděného těžkého záhozu s urovnáním líce (a zhutněním) lze uvažovat dle Tab. 8 (balvany >400-500) jako $v_{v,záhozLK} 5-5,5$ m/s.*

2. Břehy:

- a. SO 01: Opevnění bude provedeno jako kamenná rovinanina z LK 200-500 (ve spodní části až 1 000), s vyklínováním spár.
- *Odolnost kamenné rovinaniny lze uvažovat dle Tab. 9 jako $v_{v,rovinanina} = 5,5-6,0$ (dle hloubky) m/s.*
(Dle Tab. 10 dokonce $v_{v,rovn.} = 8 - 10$ m/s, tato vysoká hodnota je pravděpodobně vztažena k vícevrstvé rovinanině s vícenásobnou vazbou. Naopak dlažby na sucho v tl. 400 mm mají nevymílací rychlosti pro hloubku 1 resp. 2 m v hodnotách $v_{v,rovn.} = 4 - 5,5$ m/s resp. 4,5 – 6,0 m/s).
- b. SO 02, 04, SO 06: ŽB zdivo (PPO zeď) založená na pilotách D=600 mm.
- *Odolnost ŽB zdiva lze uvažovat jako (Tab. 10. Tab. 12) $v_{ŽBbeton,zdivo} > 8$ m/s*
- c. SO 05: a) Kamenná rovinanina (část PB), 200-500 (1000 kg), větší balvany ve spodní části, b) Zdivo z LK na MC (soklové zdivo – tížná opěrná zeď)
- *Odolnost kamenné rovinaniny lze uvažovat dle Tab. 9 jako $v_{v,rovinanina} = 5,5-6,0$ (dle hloubky) m/s.*
(Dle Tab. 10 dokonce $v_{v,rovn.} = 8 - 10$ m/s, tato vysoká hodnota je pravděpodobně vztažena k vícevrstvé rovinanině s vícenásobnou vazbou. Naopak dlažby na sucho v tl. 400 mm mají nevymílací rychlosti pro hloubku 1 resp. 2 m v hodnotách $v_{v,rovn.} = 4 - 5,5$ m/s resp. 4,5 – 6,0 m/s).
 - *Odolnost zdiva z LK na MC lze uvažovat jako $v_{zdivo} > 8$ m/s (všechny výše uvedené zdroje).*

A.7.5.e Posouzení konstrukcí (nevymílacích rychlostí)

Výsledkem informací uvedených v předchozích kapitolách (A.7.5.a - A.7.5.d) je posouzení maximálních a nevymílacích rychlostí pro jednotlivé konstrukce viz Tab. 13.

Tab. 13 Posouzení nevymílacích rychlostí pro jednotlivé typy konstrukcí

SO	KONSTRUKCE	V_v	$v_{\max.,Q20}$	$v_{\max.,Q100}$	VYHOVUJE	POZNÁMKA
		(m/s)	(m/s)	(m/s)		
01	Dno – stabilizační pasy z LK	5-6	3.1	3.3	ANO	
01	Dno – substrát	3-3.5	3.1	3.3	ANO	
01	Břehy – rovinanina z LK	5.5-6	3.1	3.3	ANO	
02	Dno/ PB břeh – tříděný zához z LK	5-5.5	3.3	3.8	ANO	

02	PB břeh – ŽB zdivo PPO	8	3.3	3.8	ANO	
04	Dno/ PB břeh – tříděný zához z LK	5-5.5	3	3.5	ANO	v_{\max} . dle 2D, dle 1D o 0.5 m/s nižší
04	PB břeh – ŽB zdivo PPO	8	3	3.5	ANO	
05	Dno – těžké stabilizační pasy z LK	6	5	6	ANO	1D $v_{\max, Q20}=4.8$ m/s, $v_{\max, Q100}=6.2$ m/s (profil vodního skoku). S uvážením rozdělení rychlosti u břehů i při dně nižší rychlosti, těsně vyhoví i pro Q_{100}
05	Dno – tříděný zához z LK	5-5.5	5	6	ANO*	
05	Břehy – Zdivo LK na MC	8	5	6	ANO	
05	Břehy – rovinanina z LK	5.5-6	5	6	ANO*	
06	Dno/ PB břeh – tříděný zához z LK	5-5.5	2.8	3.1		
06	PB břeh – ŽB zdivo PPO	8	2.8	3.1	ANO	

A.8 Shrnutí a doporučení

A.8.1 Shrnutí

Výše uvedené analýzy lze shrnout do těchto bodů:

- 2D model potvrdil, že pod koncem liniového PPO SO 04-2 dojde pro návrhovou povodeň ke zpětnému odtoku rozlivů do vodního toku (přes park) a ještě nedojde k přetékání silnice II/321.
 - Odsazená část SO 04-2 při tomto scénáři je **nadbytečná**.
(Viz kapitola A.7.2.c, Obr. 55 Obr. 57 na straně 36)
- Pokud by došlo k destrukci PB násypu (podél hřiště, materiál ponechaný na břehu po povodni 1998), dojde již k přelití komunikace II/321 a mírným rozlivům za komunikací.
 - Odsazená část SO 04-2 přelévání komunikace **nezabrání** a má pouze málo významný vliv na rozsah rozlivů a jeví se tedy i v tomto případě **nadbytečně**.
(Viz kapitola A.7.2.d na straně 38).
- Aktualizovaný 1D model se zohledněním změny v koncepci řešení SO 02 potvrdil, že změna koncepce je **možná** – simulace Q_{20} vlivem zkapacitnění zůstává v toku a spolu s SO 01 zajistí ochranu na Q_{20} .
 - Určitý vliv na výšku hladiny bude mít i pro vyšší povodně, nicméně dojde již k vyběžení a rozlivům na pravý břeh a tento vliv nelze přeceňovat.
 - Simulacemi bylo prověřeno, že rozsah opatření lze oproti SO 02 dle DUR **zkrátit na 82 m (redukce o cca 62 m)**.
(viz kapitola A.6.3.c na straně 29)
- Co se týká řešení zahrázových vod, bylo dle předpokladu ověřeno, že realizací PPO linií dojde k určitému zhoršení odtokových poměrů. Pravobřežní údolní niva je plochá a spádovaná spíše než k vodnímu toku ve směru vodního toku (antropogenní činnost

– navážky), takže nedojde k vytvoření „bazénu“ a srážkové vody budou z ochráněného území postupně samovolně odtékat.

- a. Celková ovlivněná plocha bude 0,5 ha (v místě přisazení linie PPO SO 04-1 ke garážím) resp. 1 ha (celkem, poblíž povodňových domků). Maximální průtok a objem je funkcí hyetogramu a N-letosti srážky, pro srážku 20 let, $T=120$ minut ($i=61,2$ l/s.ha dle Trupla) a součinitel odtoku 0,7 bude max. průtok cca 22 l/s (garáže) resp. 44 l/s (celá plocha)
 - b. Odvodnění PPO linie lze řešit koncepcí dle DUR (podélné odvodnění – žlabovky a svedení vody v prostupech do vodního toku (osazení zpětnými klapkami).
 - c. Na vytipovaných místech (prostor před garážemi) bude vhodné zřídit jímku pro možnost operativního odčerpávání / přečerpávání vod do vodního toku (při nemožnosti samovolného odtoku a srážce v průběhu povodní, popř. při intenzivních srážkách i mimo povodeň).
5. Posouzením očekávaných rychlostí s nevymílacími rychlostmi lze konstatovat, že navržené typy konstrukcí vyhovují. Nejvíce zatížený bude dle očekávání rekonstruovaný Andělův jez (SO 05), i zde navržené balvanité konstrukce vyhoví, při zohlednění rozdělení rychlostí v průřezu (dle teorie i dle 2D modelu).

A.8.2 Doporučení

Dle předchozí kapitoly lze doporučit, zejména s ohledem na potřebu hledat možnosti úspor (mimo obecné principy i z důvodu špatné efektivity dle posudku strategického experta):

1. Zvážit možnost opuštění odsazené části SO 04-2 (pod garážemi a za povodňovými domky)
2. Redukovat délku SO 02 o cca 67 m
3. Doplnit návrh o možnost přečerpávání dešťových vod v chráněném území
4. Konstrukce rovinanin pro SO 05 provést jako těžké (min. hmotnost prvků při patě 500 popř. 1 000 kg, v horní části min. 200 kg)

A.9 SO 10 - Terénní úpravy na hřišti Pod Olšinou (5.12.2018)

A.9.1 Všeobecně

Výsledkem projednání výsledků hydrotechnických výpočtů viz výše bylo mimo jiné:

1. Byla odsouhlasena redukce SO 04 (odsazená část pod garážemi podél hřiště)
2. Byla odsouhlasena redukce SO 02 (opěrná zeď nad rekonstruovanou lávkou nad Petrovým jezem)
3. Dále bylo dohodnuto, že převýšení PPO linií bude redukováno na minimum – 10 cm nad hladinou pro návrhový průtok $N=20$ let (viz Tab. 3, strana 12).
4. Diskutována byla potřeba maximálních úspor.

- S veškerým výkopkem je třeba nakládat jako s přebytečnou zeminou, pro kterou platí přísnější parametry než pro sediment. Zejména se jedná o Arsen, který byl ve třech provedených směsných vzorcích překročen (nad 10 mg/kg, avšak pod 30 mg/kg). Dle vyhlášky 294/2005 Sb., v platném znění, přílohy 11 není možné prosté využití přebytečných zemina na povrchu terénu, jelikož byly překročeny limity dle Tabulky 10.1 (Tabulka 10.2 ve všech případech vyšla OK, stejně tak i výluhy).
- Propočty zpracované jako odborný odhad v DUR bývají zpravidla podhodnocené (investiční zkušenosti PLA) a náklady na stavbu budou pravděpodobně vyšší (i přes to, že dojde k úspoře vlivem redukce SO 04 a SO02)

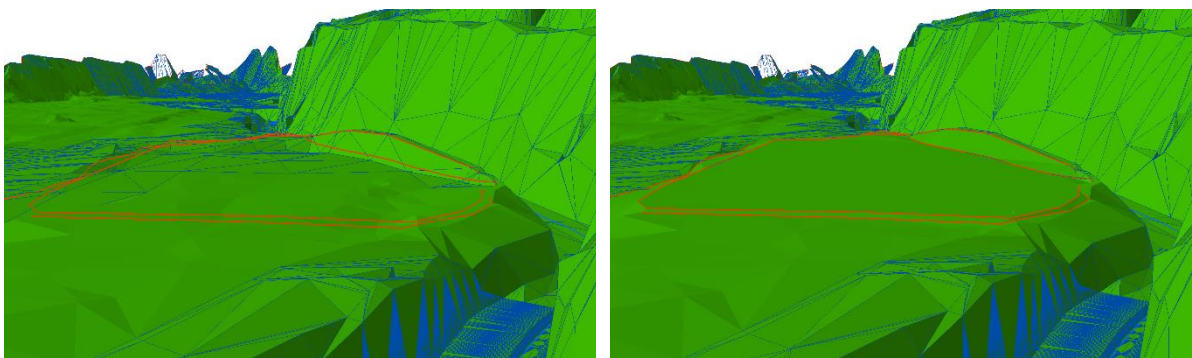
V reakci na bod 4 přišel v dalších dnech navrhovatel akce (obec Kvasiny) s návrhem provést terénní úpravy formou navýšení terénu na pravém břehu Bělé nad Andělovým jezem, kde se v současnosti nachází hřiště. Podrobněji viz textová část SO 10.

A.9.2 Hydrotechnické posouzení

A.9.2.a Postup

Postup při modelování byl obdobný postupu již popsanému. Manningovy drsnosti lze uvažovat stejně jako v předchozích případech. Po zpracování návrhu SO 10 (CIVIL 3D) byly vytvořeny 3D křivky hlavních lomových hran a z nich DMT (ve formě TIN, dále *.tif a pro HEC-RAS *.hdf), nově vytvořený TIN viz Obr. 100.

Kromě úpravy DMT apod. bylo v modelu upraveno převýšení liniového PPO (*Connection, Structure type weir*)



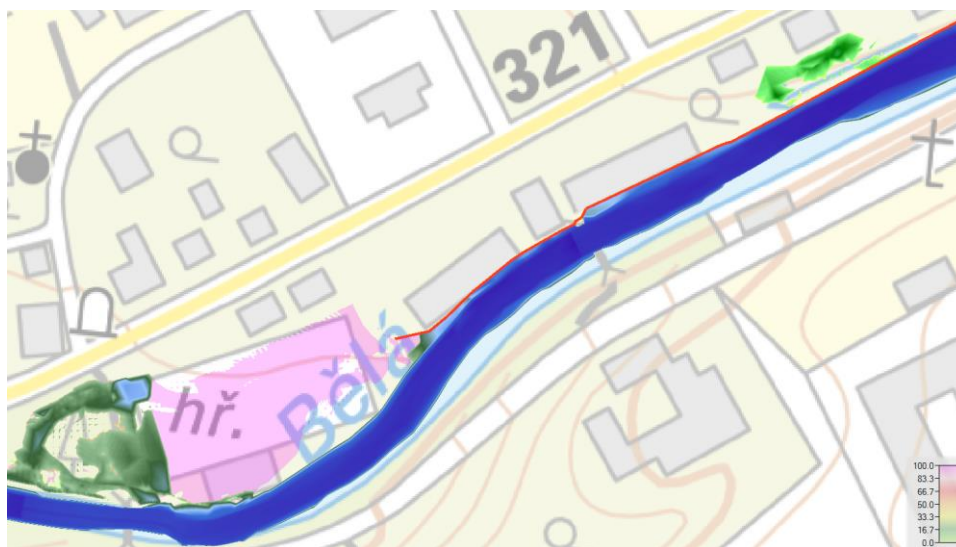
Obr. 100 DMT (3xpřevýšené) v okolí hřiště – pohled proti proudu. Varianta SO 10 (vlevo před + 3D křivky HTÚ, vpravo TIN HTÚ – násyp).

A.9.2.b 2D model a výsledky

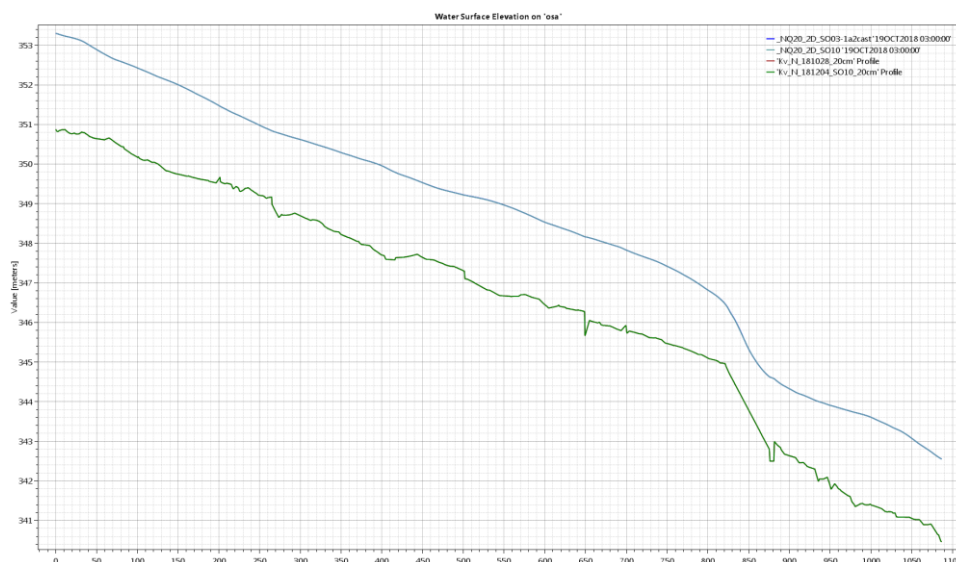
Po úpravách modelu (nová varianta) v HEC-RAS (RAS Mapper) byly provedeny 2 simulace:

- simulace pro návrhovou povodeň $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$, s přesahem hydrogramu $Q_{20+} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ (viz Obr. 12, strana 13), viz kapitola A.7.2.a, strana 33. Nad Andělovým jezem byla shledána cca shoda v průběhu hladin pro 1D model $Q=42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ a 2D model $Q=50 \text{ m}^3/\text{s}$. Naopak pod lávkou na začátku SO 04 byla shoda obou modelů při stejných průtocích, viz Obr. 50 - Obr. 52)
- simulace pro hydrogram po maximální průtok $Q_{100} = 78,8 \text{ m}^3/\text{s}$ (Obr. 13, strana 14)

Rozlivy pro návrhovou povodeň Q_{20} viz Obr. 101. Na rozdíl od původní varianty, kdy pro $Q_{20+} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ došlo již k nátoku vody na hřiště (malé průtoky, dle 2D modelu pro kulminační průtok cca $30 \text{ l/s} \equiv 0,06 \%$), v této variantě již k rozlivům dochází až pod koncem TÚ (a rozlivy mají hodnoty do 10 cm, s výjimkou terénní deprese na SZ okraji hřiště). V horní části je vidět již začátek přepadu vody přes linii PPO, v důsledku sníženého převýšení a proto, že v horní části SO 04 výsledky 1D i 2D modelu jsou cca shodné pro stejný průtok $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ (viz porovnání Obr. 50 - Obr. 52).

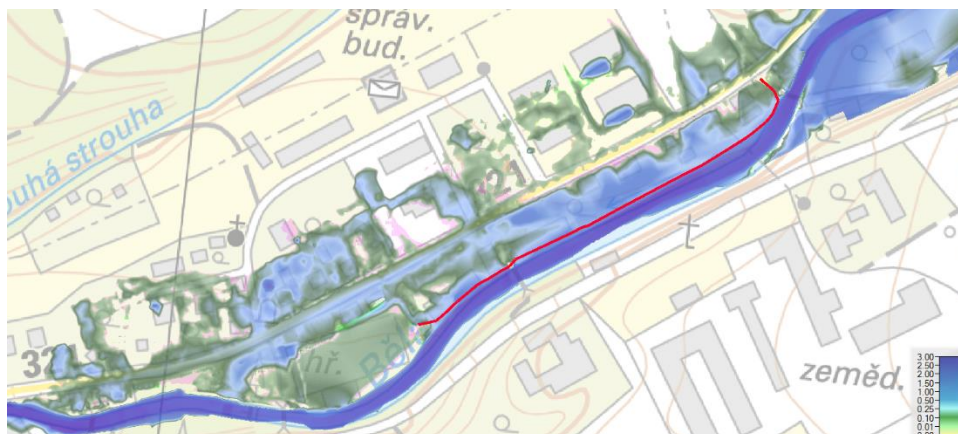


Obr. 101 Porovnání rozlivů pro $Q_{20+} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ (shoda hladin s 1D modelem). Fialově průsvitně rozliv před provedením TÚ – viz Obr. 56. TÚ zamezila vtoku vody na hřiště. Pro $Q_{20} = 42,3 \text{ m}^3/\text{s}$ i zde rozlivy zanedbatelné.



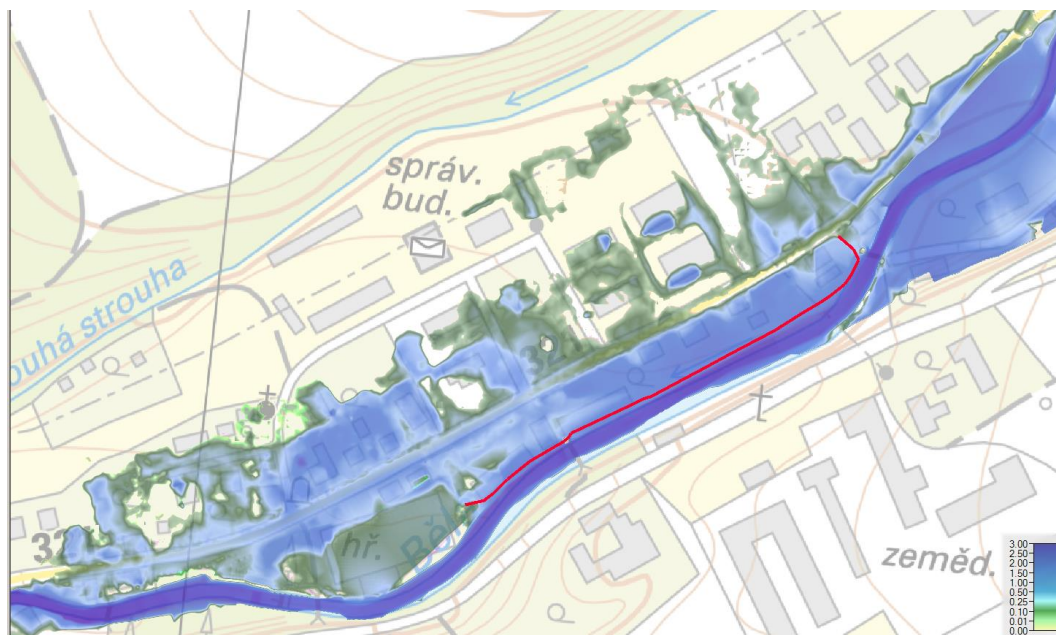
Obr. 102 Porovnání hladin pro $Q_{20+} = 50 \text{ m}^3/\text{s}$, varianta před realizací TÚ SO 10 a po (prakticky totožné)

Porovnání rozlivů pro $Q_{50} = 61,3 \text{ m}^3/\text{s}$ varianty s terénní úpravou a varianty bez terénní úpravy a bez realizace SO 04 (avšak s SO 05) viz Obr. 103 – cca obdobné po ustálení (PPO obtečeno a voda již přepadá).



Obr. 103 Rozlivy pro $Q_{50} = 61,3 \text{ m}^3/\text{s}$, varianta s terénní úpravou SO 10 a linií SO 04. Fialově rozsah (přesah) rozlivů bez realizace SO 04 (liniové PPO) a SO 10. Cca shodné rozlivy, v důsledku sníženého převýšení PPO linie (srovnej s Obr. 66, zde menší rozlivy vlivem vyšší linie PPO)

Porovnání rozlivů pro $Q_{100} = 78,8 \text{ m}^3/\text{s}$ varianty s terénní úpravou a varianty bez terénní úpravy a bez realizace SO 04 (avšak s SO 05) viz Obr. 103.



Obr. 104 Rozlivy pro $Q_{100} = 78,8 \text{ m}^3/\text{s}$, varianta s terénní úpravou SO 10 a linií SO 04. Fialově rozsah (přesah) rozlivů bez realizace SO 04 (liniové PPO) a SO 10. Prakticky totožné.



Obr. 105 Rozlivy po opadnutí povodně, v důsledku přirozeného odvodnění (s výjimkou bezodtokových míst dle DMT), vpravo varianta s terénní úpravou SO 10 a SO 04, vlevo varianta bez realizace TÚ a bez SO 04. Rozdíly prakticky shodné s variantou bez TÚ (viz Obr. 69, Obr. 70)

A.9.3 Shrnutí

Hydrotechnické výpočty varianty terénní úpravy prokázaly, že:

- Navýšení terénu má zanedbatelný vliv na průchod velkých vod
- Pro návrhovou povodeň $N=20$ let nedojde:
 - k nátoku vody na hřiště pod objekty garáží.
 - k nátoku vody z pravého břehu nad jezem (k nátoky dojde těsně pod koncem terénní úpravy, ve velmi malých hloubkách (za hranicí přesnosti modelu a podkladů).

Z hydrotechnického hlediska je tedy záměr přípustný a lze jej doporučit. Podmínkou je kladné projednání s dotčenými orgány (zejména na jednotlivých úsecích odboru životního prostředí, na úseku ochrany přírody, odpadového hospodářství a vodoprávním úřadu, dále i se správcem toku a povodí).

A.10 Přílohy

A.10.1 Tabele výsledky simulací



A.10.1 Tabele výsledky simulací – 1D model

Hodnoty průtoků pro jednotlivé scénáře viz kapitola A.5.5.a. Výsledky jsou převzaty z programu HEC-RAS, s následnou úpravou.

STANIČENÍ DKM (Q ₂₀) (km)	Q ₅ (m ³ /s)	H _{Q5} (m n.m.)	Q ₂₀ (m ³ /s)	H _{Q20} (m n.m.)	v _{tok,Q20} (m/s)	Fr _{Q20} (-)	Q ₁₀₀ (m ³ /s)	H _{Q100} (m n.m.)	v _{tok,Q100} (m/s)	Fr _{Q100} (-)	POZNANMKA
19.01009	20.3	368.5	40.9	369.29	2.24	0.54	76.8	370.08	2.81	0.59	
18.94407	20.3	368	40.9	368.74	1.95	0.5	76.8	369.48	2.39	0.54	
18.84407	20.3	367.56	40.9	368.14	1.8	0.44	76.8	368.35	2.82	0.66	
18.77207	20.3	366.9	40.9	367.54	2.36	0.66	76.8	368.07	1.79	0.44	
18.71821	20.3	366.44	40.9	367.08	2.23	0.54	76.8	368	1.16	0.23	
18.69642	20.3	365.89	40.9	366.79	2.57	0.68	76.8	367.89	1.8	0.37	
18.65806	20.3	365.65	40.9	366.69	1.76	0.4	76.8	367.86	1.47	0.27	
18.62455	20.3	365.48	40.9	366.58	1.66	0.36	76.8	367.81	1.48	0.26	
18.58976	20.3	365.44	40.9	366.55	1.52	0.3	76.8	366.31	5.07	0.97	
18.58351	Bridge		Bridge				Mult Open				
18.57635	20.3	364.84	40.9	365.55	2.3	0.54	76.8	365.89	4.68	0.99	
18.56606	20.3	364.55	40.9	365.11	3.34	0.87	76.8	366.01	3.53	0.72	
18.53327	20.3	364.33	40.9	365.01	2.59	0.66	76.8	366.14	2.28	0.43	
18.5209	20.3	364.24	40.9	364.91	2.64	0.67	76.8	366.06	2.46	0.5	
18.4986	20.3	364	40.9	364.55	3.07	0.78	76.8	365.97	2.52	0.48	SO 02
18.49551	20.3	363.75	40.9	364.42	3.3	0.88	76.8	365.52	3.76	0.84	max. v _{20, SO 02} =
18.47063	20.3	363.65	40.9	364.37	2.27	0.52	76.8	365.27	3.16	0.65	3.3
18.46526	20.3	363.6	40.9	364.3	2.38	0.55	76.8	365.23	3.1	0.64	max. v _{100, SO 02} =
18.44777	20.3	363.48	40.9	364.18	2.42	0.55	76.8	365.03	3.11	0.63	3.77
18.43184	20.3	363.34	40.9	364	2.62	0.6	76.8	364.78	3.26	0.67	
18.41683	20.3	363.08	40.9	363.65	3.18	0.84	76.8	364.61	3.12	0.69	
18.39753	20.3	362.85	40.9	363.41	3.05	0.81	76.8	364.47	2.78	0.61	



STANIČENÍ DKM (Q ₂₀)	Q ₅	H _{Q5}	Q ₂₀	H _{Q20}	v _{tok,Q20}	Fr _{Q20}	Q ₁₀₀	H _{Q100}	v _{tok,Q100}	Fr _{Q100}	POZNANMKA
(km)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	
18.39036	20.3	362.73	40.9	363.32	3.04	0.81	76.8	364.37	2.87	0.62	
18.37477	20.3	362.65	40.9	363.21	2.79	0.68	76.8	363.88	3.65	0.8	
18.36161	20.3	362.55	40.9	363.12	2.67	0.69	76.8	363.61	3.77	0.88	
18.35004	20.3	362.53	40.9	363.13	2.21	0.55	76.8	363.7	2.89	0.65	SO 02
18.34894	Bridge	0	Bridge				Bridge				
18.34804	20.3	362.45	40.9	362.98	2.72	0.7	76.8	363.57	3.04	0.71	SO 01
18.34117	20.3	362.33	40.9	362.81	3.01	0.84	76.8	363.54	2.81	0.64	
18.33736	20.3	362.28	40.9	362.75	3.05	0.86	76.8	363.42	3.06	0.71	max. v _{20, SO 01} =
18.32293	20.3	362.12	40.9	362.6	2.84	0.81	76.8	363.37	2.56	0.59	3.11
18.30653	20.3	361.85	40.9	362.3	3.11	0.92	76.8	362.93	3.28	0.83	max. v _{100, SO 01} =
18.29498	20.3	361.7	40.9	362.18	2.89	0.85	76.8	362.94	2.42	0.59	3.28
18.27906	20.3	361.4	40.9	362.08	2.5	0.72	76.8	362.75	2.5	0.59	
18.27375	20.3	361.5	40.9	362.14	1.91	0.49	76.8	362.76	2.18	0.48	SO 01
18.26404	20.3	361.41	40.9	362.04	2.15	0.56	76.8	362.66	2.39	0.54	
18.25133	20.3	361.29	40.9	361.98	1.95	0.53	76.8	362.63	2.09	0.47	
18.23954	20.3	361.2	40.9	361.91	1.82	0.5	76.8	362.58	2.04	0.46	
18.2245	20.3	361.07	40.9	361.8	1.91	0.49	76.8	362.49	2.15	0.47	
18.2086	20.3	360.91	40.9	361.63	2.19	0.56	76.8	362.43	2.09	0.41	
18.20341	Bridge		Bridge				Bridge				
18.19833	20.3	360.81	40.9	361.53	2.23	0.54	76.8	362.06	2.84	0.61	
18.17804	20.3	360.7	40.9	361.46	1.56	0.42	76.8	362	1.75	0.41	
18.14481	20.3	360.5	40.9	361.16	1.94	0.53	76.8	361.57	2.52	0.62	
18.08728	20.3	359.74	40.9	360.38	2.68	0.75	76.8	361.01	2.72	0.65	
18.07004	20.3	359.61	40.9	360.31	2.08	0.53	76.8	360.69	2.85	0.67	
18.04469	20.3	359.48	40.9	360.18	1.9	0.44	76.8	360.52	2.52	0.54	
18.00685	20.3	359.14	40.9	359.75	2.57	0.62	76.8	360.22	2.69	0.57	



STANIČENÍ DKM (Q ₂₀)	Q ₅	H _{Q5}	Q ₂₀	H _{Q20}	v _{tok,Q20}	Fr _{Q20}	Q ₁₀₀	H _{Q100}	v _{tok,Q100}	Fr _{Q100}	POZNANMKA
(km)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	
17.95803	20.3	358.76	40.9	359.23	2.66	0.7	76.8	360.19	1.61	0.33	
17.95556	Bridge		Bridge				Bridge				
17.95306	20.3	358.72	40.9	359.18	2.65	0.7	76.8	359.76	2.9	0.64	
17.93403	20.3	358.63	40.9	359.06	2.42	0.65	76.8	359.2	3.73	0.96	
17.85959	20.3	357.71	40.9	358.14	2.77	0.9	76.8	358.71	2.76	0.71	
17.85716	20.3	357	40.9	357.71	1.14	0.24	76.8	358.48	1.56	0.28	
17.84002	20.3	356.77	40.9	357.38	2.5	0.65	76.8	357.98	3.23	0.72	
17.78289	20.3	356.27	40.9	356.81	2.5	0.6	76.8	357.6	2.74	0.55	
17.72002	20.3	355.62	40.9	356.4	2.12	0.55	76.8	357.14	2.67	0.57	
17.71679	Bridge		Bridge				Mult Open				
17.71408	20.3	355.4	40.9	355.7	3.84	1.32	76.8	356.52	3.68	0.91	
17.69202	20.3	354.68	40.9	355.42	2.49	0.61	76.8	356.43	2.82	0.57	
17.64797	20.3	354.17	40.9	354.82	3.04	0.72	76.8	355.56	3.99	0.8	
17.60202	20.3	353.69	40.9	354.44	2.69	0.67	76.8	355.1	3.56	0.76	
17.55669	20.3	353.53	40.9	354.32	2.02	0.47	76.8	355.15	2.31	0.46	
17.51401	20.3	353.29	40.9	354.07	2.29	0.52	76.8	354.82	2.86	0.56	
17.51263	Bridge		Bridge				Bridge				
17.5112	20.3	353.31	40.9	354.09	2.01	0.43	76.8	354.8	2.58	0.48	
17.50001	20.3	352.88	40.9	353.7	2.99	0.75	76.8	354.49	3.29	0.72	
17.48006			40.9	353.76	2.06	0.45					
17.46978			40.9	353.75	1.89	0.4					
17.45412			40.9	353.71	1.83	0.37					
17.44004	20.3	352.85	40.9	353.68	1.83	0.37	76.8	354.34	2.24	0.4	
17.42729			40.9	353.62	1.94	0.41					
17.41525			40.9	353.62	1.76	0.39					
17.39311	20.3	352.72	40.9	353.55	1.86	0.39	76.8	354.3	1.91	0.35	



STANIČENÍ DKM (Q ₂₀)	Q ₅	H _{Q5}	Q ₂₀	H _{Q20}	v _{tok,Q20}	Fr _{Q20}	Q ₁₀₀	H _{Q100}	v _{tok,Q100}	Fr _{Q100}	POZNANMKA
(km)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	
17.378	21.3	352.5	42.3	353.23	2.79	0.63	78.8	353.97	3.04	0.61	
17.37655	Bridge		Bridge				Bridge				
17.37501	21.3	352.48	42.3	353.21	2.8	0.64	78.8	353.82	2.67	0.53	
17.366	21.3	352.47	42.3	353.3	1.73	0.43	78.8	353.86	1.82	0.39	
17.34065	21.3	352.31	42.3	353.03	2.49	0.56	78.8	353.71	2.41	0.47	
17.31897	21.3	352.06	42.3	352.63	3.2	0.77	78.8	353.44	3.06	0.61	
17.29199	21.3	351.89	42.3	352.56	2.22	0.54	78.8	352.52	4.17	1.03	
17.25919	21.3	351.64	42.3	352.24	2.45	0.58	78.8	352.66	2.45	0.52	
17.23392	21.3	351.47	42.3	352.09	2.28	0.53	78.8	352.44	2.1	0.44	
17.2174	21.3	351.33	42.3	351.85	2.59	0.64	78.8	352.24	2.59	0.58	
17.1992	21.3	351.19	42.3	351.59	2.77	0.72	78.8	351.87	3.24	0.77	
17.18249	21.3	351.04	42.3	351.53	2.26	0.58	78.8	351.72	2.88	0.69	
17.1608	21.3	350.86	42.3	351.26	2.47	0.67	78.8	351.56	2.5	0.61	
17.14599	21.3	350.75	42.3	351.1	2.38	0.68	78.8	351.13	3.26	0.92	
17.11328	21.3	350.44	42.3	350.81	2.2	0.61	78.8	351.09	1.8	0.46	
17.08904	21.3	350.25	42.3	350.65	1.97	0.53	78.8	350.98	1.84	0.45	
17.07246	21.3	350.12	42.3	350.59	1.74	0.44	78.8	350.88	2.02	0.47	
17.05968	21.3	349.97	42.3	350.51	1.87	0.48	78.8	350.82	1.96	0.46	
17.0425	21.3	349.82	42.3	350.42	1.79	0.48	78.8	350.74	1.93	0.46	
17.02269	21.3	349.64	42.3	350.24	2.07	0.51	78.8	350.51	2.52	0.58	
16.99819	21.3	349.42	42.3	350.16	1.79	0.43	78.8	350.44	1.98	0.44	
16.98728	21.3	349.36	42.3	350.14	1.56	0.37	78.8	350.44	1.56	0.34	
16.98123	21.3	349.29	42.3	350.06	1.89	0.44	78.8	350.41	1.73	0.37	
16.97287	21.3	349.21	42.3	349.94	2.2	0.52	78.8	350.39	1.73	0.37	
16.96579	21.3	349.12	42.3	349.64	2.98	0.72	78.8	350.33	2.02	0.42	
16.95819	21.3	349.11	42.3	349.64	2.71	0.65	78.8	350.3	2.05	0.42	



STANIČENÍ DKM (Q ₂₀)	Q ₅	H _{Q5}	Q ₂₀	H _{Q20}	v _{tok,Q20}	Fr _{Q20}	Q ₁₀₀	H _{Q100}	v _{tok,Q100}	Fr _{Q100}	POZNANMKA
(km)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	
16.95564	Bridge	0	Bridge				Bridge				
16.95335	21.3	349.09	42.3	349.64	2.51	0.64	78.8	350.06	2.54	0.61	SO 04-1
16.94794	21.3	349.09	42.3	349.65	2.18	0.53	78.8	349.83	3.03	0.7	
16.93384	21.3	348.98	42.3	349.55	2.18	0.58	78.8	349.94	1.96	0.48	
16.90896	21.3	348.76	42.3	349.4	1.97	0.53	78.8	349.75	2.17	0.53	max. v ₂₀ , SO 04=
16.89001	21.3	348.66	42.3	349.35	1.62	0.41	78.8	349.56	2.34	0.56	2.51
16.865	21.3	348.58	42.3	349.28	1.48	0.36	78.8	349.48	1.95	0.45	max. v ₁₀₀ , SO 04=
16.83998	21.3	348.41	42.3	349.13	1.85	0.45	78.8	349.38	1.98	0.45	3.03
16.82112	21.3	348.28	42.3	348.95	2.17	0.52	78.8	349.29	2.07	0.46	
16.80231	21.3	348.13	42.3	348.74	2.45	0.57					
16.77933	21.3	347.93	42.3	348.55	2.39	0.59	78.8	348.9	2.59	0.58	
16.75194	21.3	347.74	42.3	348.43	1.9	0.5	78.8	348.74	2.18	0.52	
16.73052	21.3	347.59	42.3	348.27	2.01	0.5	78.8	348.67	1.95	0.44	SO 04-1
16.72844	Bridge		Bridge				Bridge				
16.7257	21.3	347.53	42.3	348.17	2.08	0.53	78.8	348.53	1.98	0.49	SO 04-2
16.71155	21.3	347.45	42.3	348.08	2	0.51	78.8	348.37	2.23	0.53	
16.68561	21.3	347.32	42.3	347.94	1.92	0.47	78.8	348.08	2.59	0.62	
16.66718	21.3	347.17	42.3	347.75	2.26	0.57	78.8	348	2.17	0.51	
16.6614	21.3	347.15	42.3	347.73	2.1	0.53	78.8	348.01	1.74	0.41	
16.65454	21.3	347.12	42.3	347.69	2.02	0.53	78.8	347.77	2.64	0.68	SO 04-2, odsazení
16.64788	21.3	347.09	42.3	347.67	1.92	0.5	78.8	347.28	3.86	1.1	
16.64156	21.3	347.05	42.3	347.64	1.91	0.49	78.8	347.55	1.94	0.51	
16.62596	21.3	346.9	42.3	347.46	2.23	0.59	78.8	347.44	2.11	0.56	
16.60536	21.3	346.72	42.3	347.24	2.33	0.63	78.8	347.35	1.78	0.47	
16.58506	21.3	346.48	42.3	346.94	2.61	0.73	78.8	347.26	1.75	0.44	
16.56898	21.3	346.39	42.3	346.94	1.86	0.48	78.8	347.23	1.51	0.36	



STANIČENÍ DKM (Q ₂₀)	Q ₅	H _{Q5}	Q ₂₀	H _{Q20}	v _{tok,Q20}	Fr _{Q20}	Q ₁₀₀	H _{Q100}	v _{tok,Q100}	Fr _{Q100}	POZNANMKA
(km)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	
16.55588	21.3	345.97	42.3	346.85	2.04	0.51	78.8	347.18	1.65	0.37	SO 05
16.53461	21.3	345.68	42.3	346.36	3.03	0.73	78.8	347.08	1.97	0.4	
16.53261	Bridge		Bridge				Bridge				max. v _{20, SO 05} =
16.53005	21.3	345.25	42.3	345.8	3.77	1	78.8	346.75	2.9	0.6	4.83
16.52603	21.3	344.91	42.3	345.36	4.4	1.32	78.8	346.56	3.16	0.7	max. v _{100, SO 05} =
16.52183	21.3	344.66	42.3	345.06	4.68	1.47	78.8	346.19	3.79	0.92	6.22
16.51582	21.3	344.36	42.3	344.72	4.83	1.59	78.8	345.41	5.09	1.32	
16.51296	21.3	344.29	42.3	344.64	4.7	1.53	78.8	345.27	5.18	1.36	
16.51	21.3	344.17	42.3	344.53	4.65	1.5	78.8	345.13	5.26	1.39	
16.50691	21.3	344.07	42.3	344.43	4.57	1.46	78.8	345.01	5.29	1.39	
16.49664	21.3	344.09	42.3	344.64	2.2	0.54	78.8	343.98	6.22	1.74	≈ konec, vodní skok
16.48482	21.3	343.97	42.3	344.48	2.51	0.67	78.8	345.17	3.07	0.71	SO 05
16.45795	21.3	343.74	42.3	344.29	1.64	0.46	78.8	345.13	1.65	0.4	
16.42881	21.3	343.09	42.3	343.81	2.16	0.6	78.8	344.81	2.15	0.48	
16.40195	21.3	342.95	42.3	343.67	2.01	0.5	78.8	344.68	2.2	0.44	
16.40115	Bridge		Bridge				Bridge				
16.40007	21.3	342.94	42.3	343.66	2.04	0.5	78.8	344.47	2.47	0.51	
16.39195	21.3	342.91	42.3	343.63	1.99	0.48	78.8	344.45	2.43	0.49	
16.37355	21.3	342.72	42.3	343.42	2.48	0.63	78.8	344.35	2.62	0.53	
16.33853	21.3	342.54	42.3	343.2	2.46	0.57	78.8	344.02	3.07	0.6	
16.31336	21.3	342.04	42.3	342.58	3.6	0.99	78.8	343.34	4.12	0.99	
16.28594	21.3	341.83	42.3	342.37	2.89	0.77	78.8	342.6	4.59	1.16	
16.26413	21.3	341.82	42.3	342.4	2	0.49	78.8	342.79	2.87	0.64	
16.24106	21.3	341.69	42.3	342.23	2.34	0.58	78.8	342.75	2.67	0.59	
16.21794	21.3	341.6	42.3	342.21	1.81	0.43	78.8	342.8	1.72	0.36	
16.20355	21.3	341.5	42.3	342.18	1.71	0.41	78.8	342.76	1.83	0.38	



STANIČENÍ DKM (Q ₂₀)	Q ₅	H _{Q5}	Q ₂₀	H _{Q20}	v _{tok,Q20}	Fr _{Q20}	Q ₁₀₀	H _{Q100}	v _{tok,Q100}	Fr _{Q100}	POZNANMKA
(km)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	
16.18697	21.3	341.41	42.3	342.09	1.92	0.47	78.8	342.7	1.95	0.41	
16.16519	21.3	341.3	42.3	341.93	2.16	0.51	78.8	342.61	2.1	0.42	
16.14098	21.3	341.21	42.3	341.9	1.8	0.42	78.8	342.56	1.98	0.4	
16.11907	21.3	340.71	42.3	341.36	3.18	0.93	78.8	342.16	3.06	0.73	
16.10659	21.3	340.69	42.3	341.39	2.48	0.64	78.8	342.08	2.72	0.61	
16.07451	21.3	340.51	42.3	341.31	1.96	0.51	78.8	342.06	2.04	0.45	
16.05634	21.3	340.35	42.3	341.22	1.98	0.49	78.8	341.86	2.48	0.53	
16.03082	21.3	340.2	42.3	341.14	1.77	0.42	78.8	341.74	2.4	0.49	
16.00774	21.3	340.08	42.3	341.07	1.8	0.44	78.8	341.68	2.34	0.49	
16.00424	Bridge		Bridge				Bridge				
16.00073	21.3	339.97	42.3	340.75	2.26	0.56	78.8	341.44	2.76	0.61	SO 06
15.98993	21.3	339.9	42.3	340.72	2.08	0.53	78.8	341.46	2.28	0.5	
15.96745	21.3	339.78	42.3	340.59	2.2	0.52	78.8	341.44	2.12	0.42	max. v _{20, SO 05} =
15.95793	21.3	339.79	42.3	340.6	1.89	0.43	78.8	341.46	1.73	0.33	2.84
15.94328	21.3	339.67	42.3	340.46	2.25	0.5	78.8	341.29	2.38	0.45	max. v _{100, SO 05} =
15.93458	21.3	339.59	42.3	340.35	2.53	0.57	78.8	341.04	3.08	0.6	3.08
15.92839	21.3	339.53	42.3	340.28	2.63	0.6	78.8	341.1	2.7	0.52	
15.91688	21.3	339.43	42.3	340.13	2.84	0.64	78.8	341.04	2.74	0.52	
15.88799	21.3	339.26	42.3	339.96	2.59	0.59	78.8	340.92	2.52	0.49	SO 06
15.86815	21.3	339.14	42.3	339.85	2.5	0.6	78.8	340.37	3.54	0.84	
15.85669	21.3	339.1	42.3	339.79	2.48	0.59	78.8	340.33	3.39	0.71	
15.8299	21.3	339.09	42.3	339.8	1.91	0.39	78.8	340.39	2.58	0.47	
15.8107	21.3	339.04	42.3	339.76	1.82	0.41	78.8	340.42	2.11	0.41	
15.78692	21.3	338.93	42.3	339.62	2.15	0.47	78.8	340.22	2.68	0.52	
15.76656	21.3	338.82	42.3	339.45	2.44	0.57	78.8	340.19	2.44	0.48	
15.75475	21.3	338.77	42.3	339.41	2.33	0.59	78.8	340.14	2.41	0.51	



STANIČENÍ DKM (Q ₂₀)	Q ₅	H _{Q5}	Q ₂₀	H _{Q20}	v _{tok,Q20}	Fr _{Q20}	Q ₁₀₀	H _{Q100}	v _{tok,Q100}	Fr _{Q100}	POZNANMKA
(km)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	(m ³ /s)	(m n.m.)	(m/s)	(-)	
15.74978	Bridge		Bridge				Bridge				
15.74346	21.3	338.67	42.3	339.16	2.78	0.7	78.8	339.89	2.64	0.59	
15.72991	21.3	338.32	42.3	338.79	3.34	0.99	78.8	339.49	3.37	0.8	
15.70791	21.3	337.79	42.3	338.2	3.87	1.18	78.8	339	3.97	0.92	
15.70401	21.3	336.58	42.3	336.89	5.98	2.24	78.8	337.41	6.47	1.85	
15.69834	21.3	337.43	42.3	338.06	1.69	0.36	78.8	338.65	2.45	0.48	
15.6819	21.3	337.36	42.3	337.99	1.84	0.46	78.8	338.62	2.37	0.52	
15.6319	21.3	337.12	42.3	337.7	2.28	0.57	78.8	338.36	2.69	0.57	
15.5619	21.3	336.41	42.3	336.99	2.52	0.68	78.8	337.56	3.14	0.74	
15.49789	21.3	336.1	42.3	336.73	1.6	0.41	78.8	337.38	1.95	0.42	
15.42905	21.3	335.46	42.3	336.05	2.56	0.71	78.8	336.76	2.82	0.68	
15.37389	21.3	335.17	42.3	335.87	1.54	0.39	78.8	336.75	1.52	0.31	