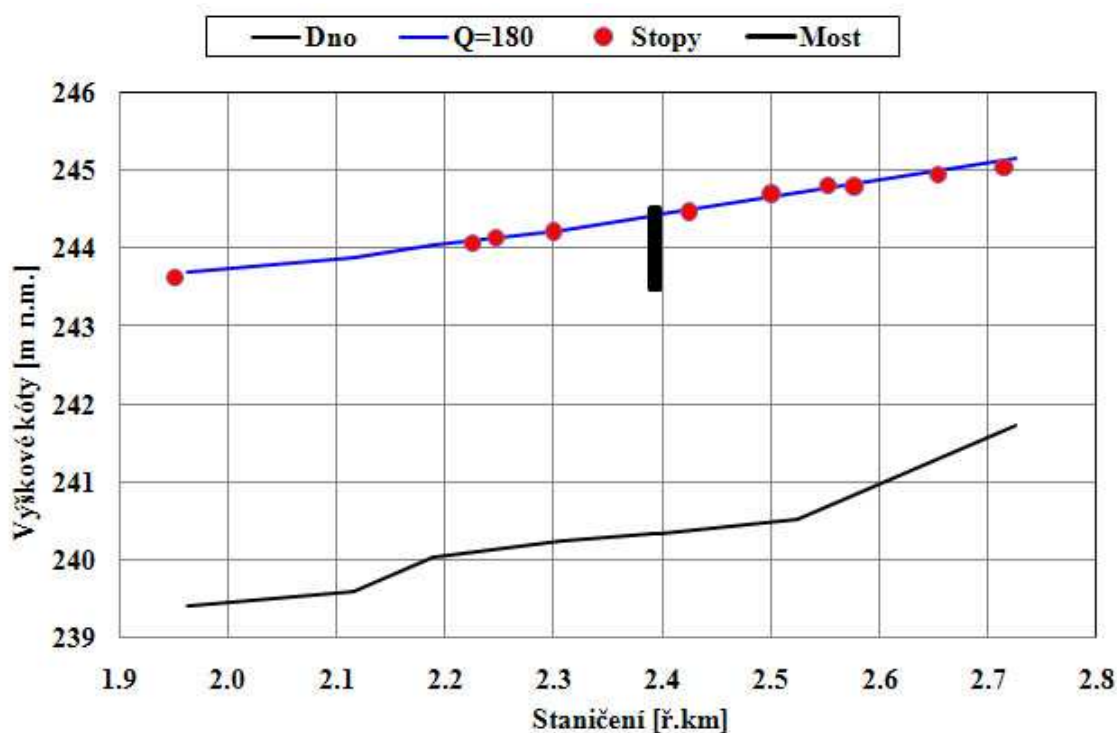




Ministerstvo životního prostředí
České republiky

VYHODNOCENÍ POVODNÍ V SRPNU 2010



VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍCH PRŮTOKŮ S VYUŽITÍM HYDRAULICKÝCH VÝPOČETNÍCH POSTUPŮ

Příloha č. 1 k dílčí zprávě
HYDROLOGICKÉ VYHODNOCENÍ PRŮBĚHU POVODNÍ

REVITAL

**Vyhodnocení kulminačních průtoků
s využitím hydraulických výpočetních postupů**

Akce:

**Vyhodnocení kulminačních průtoků povodně ze srpna 2010
s využitím hydraulických výpočetních postupů**

Termín dokončení:

31. 1. 2011

Zadavatel:

Český Hydrometeorologický ústav
Na Šabatce 2050/17
143 06 Praha 4 - Komořany

Povodí Labe, s.p.

Víta Nejedlého 951
500 03 Hradec Králové

Zhotovitel:

Doc. Ing. Aleš Havlík, CSc. - REVITAL
Suchý vršek 13
158 00 Praha 5

Hlavní řešitel:

Doc. Ing. Aleš Havlík, CSc. - REVITAL
Suchý vršek 13
158 00 Praha 5

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

OBSAH:	strana
1 Úvod.....	4
2 Metodika vyhodnocení.....	5
2.1 1D nerovnoměrné proudění v otevřených korytech.....	6
2.2 Hydraulika objektů za povodní.....	10
2.3 2D proudění v otevřených korytech.....	9
2.4 Použité matematické modely.....	10
3 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Jeřici v Mníšku.....	11
4 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Jeřici v Chrastavě.....	17
5 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Lužické Nise v Hrádku nad Nisou.....	24
6 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Olešce v Dětrichově.....	34
7 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Smědě a Bílé Smědě na Smědavě.....	39
8 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Smědě v Bílém Potoce.....	45
9 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Smědě ve Frýdlantu.....	52
10 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Řásnici ve Frýdlantu...	56
11 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Smědě v úseku Višňová Předlánece.....	63
12 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Bulovském potoce v Předlánece.....	75
13 Vyhodnocení kulminačního průtoku na Smědě v Boleslavi.....	80
14 Shrnutí.....	84

1. ÚVOD

V průběhu srpna 2010 spadly zejména v oblasti severních Čech velmi vydatné srážky. Odezvou byly povodňové vlny s kulminačními průtoky s extrémními pravděpodobnostmi výskytu. Na zpracování studie odhadů kulminačních průtoků ve významných profilech postižených vodních toků pomocí hydraulických výpočetních postupů se společně podílely **Český hydrometeorologický ústav** a správce toku podnik **Povodí Labe, s.p.**

Český hydrometeorologický ústav zajistil zpracování odhadů v následujících místech:

- ✿ Smědá – profil Smědava
- ✿ Bílá Smědá – profil Smědava
- ✿ Smědá – profil Frýdlant
- ✿ Řasnice – profil Frýdlant
- ✿ Smědá – profil Višňová
- ✿ Bulovský potok – profil Předlánce
- ✿ Smědá – profil Boleslav

Správce postižených toků **Povodí Labe, s.p.** zajistil ze svých finančních zdrojů zpracování odhadů v lokalitách:

- ✿ Jeřice – profil Mníšek
- ✿ Jeřice – profil Chrastava
- ✿ Nisa – profil Hrádek nad Nisou
- ✿ Oleška – profil Dětrichov
- ✿ Smědá – profil Bílý Potok
- ✿ Smědá – profil Předlánce

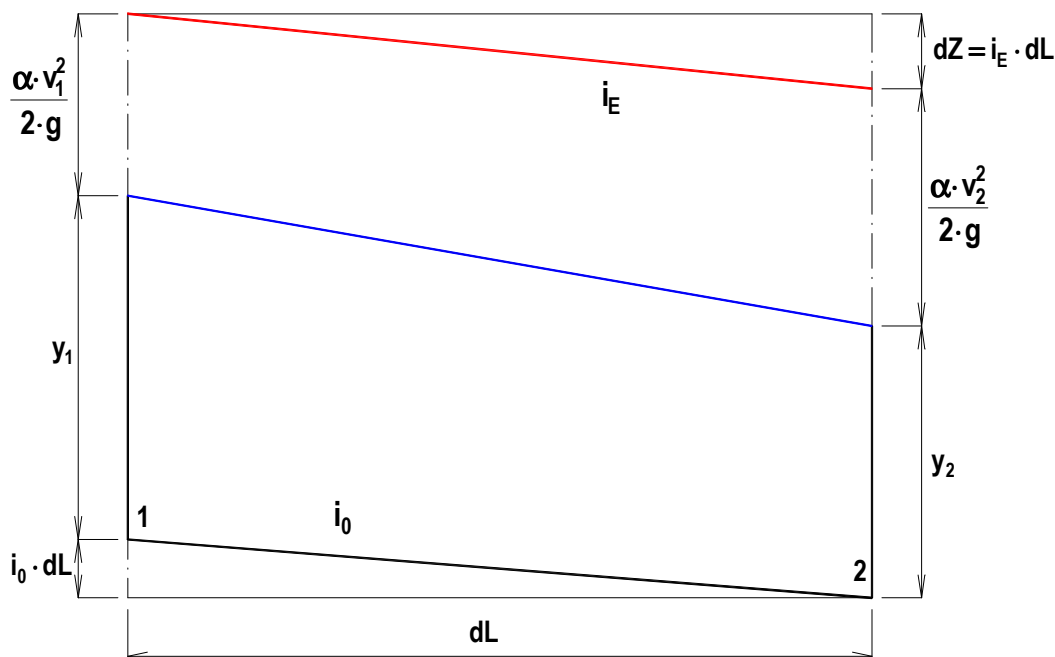
2 METODIKA VYHODNOCENÍ

2.1 1D nerovnoměrné ustálené proudění v otevřených korytech

Základem metodiky odhadu kulminačního průtoku za povodňových situací pomocí hydraulických výpočetních postupů je aplikace výpočetních postupů průběhu hladin nerovnoměrného proudění metodou po úsecích. Pro její správné použití by mělo být splněno několik předpokladů:

- ✿ Předpokládá se, že časové charakteristiky proudu a koryta se s časem nemění.
- ✿ Předpokládají se natolik dominantní složky rychlosti v podélném směru, že můžeme zanedbat složky rychlosti v příčném i svislém směru. Jinak vyjádřeno – proudnice se pokládají za rovnoběžné.
- ✿ Předpokládá se takové rozdělení podélných rychlostí v příčném řezu proudu, že lze průřezovou rychlost vyjádřit jako poměr průtoku a průtočné plochy.
- ✿ Za předpokladu malých změn mezi 2 sousedními profily můžeme změny hydraulických veličin v podélném směru považovat za tak malé, že lze jejich hodnoty zprůměrovat, v takovém případě lze pro výpočet sklonu čáry energie použít rovnice pro výpočet rovnoměrného proudění.
- ✿ Sklon dna koryta je natolik malý, že nerozhoduje, považujeme-li za hloubku vody svislici nebo kolmici ke dnu.

Průběh hladiny mezi 2 sousedními profily je znázorněn na **Obr. 2.1**.



Obr. 2.1 Průběh hladiny při nerovnoměrném proudění

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Potom můžeme pro profily 1 a 2 napsat Bernoulliho rovnici ve tvaru

$$i_0 \cdot \Delta L + y_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2 \cdot g} = y_2 + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2 \cdot g} + i_E \cdot \Delta L \pm \xi \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2.1)$$

kde ΔL – vzdálenost mezi profily [m]

ξ - součinitel místní ztráty vlivem náhlého rozšíření či zúžení [-]

a rozdíl úrovní hladin lze potom stanovit z rovnice

$$\Delta y = (1 \pm \xi) \cdot \left(\frac{v_1^2 - v_2^2}{2 \cdot g} \right) + i_E \cdot \Delta L = E_1 - E_2 \quad (2.2)$$

V případě říčního proudění probíhá výpočet proti směru toku. Řešení vychází se známé hloubky y_2 a úrovně čáry energie E_2 v dolním profilu. V dalším postupu se volí hloubky y_1 , pro kterou vyplyne úroveň čáry energie E_1 .

$$E_2 = y_2 + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2 \cdot g} \quad (2.3)$$

$$E_1 = i_0 \cdot \Delta L + y_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2 \cdot g} \quad (2.4)$$

Pro výpočet sklonu čáry energie se za předpokladu uvedených na předchozí stránce zpravidla používá výraz

$$i_E = \frac{Q^2}{C_p^2 \cdot S_p^2 \cdot R_p} \quad (2.5)$$

Pokud rovnice (2.2) splněna není, znamená to, že byl odhad proveden špatně a je potřeba jej upravit. Tento postup se opakuje tak dlouho, až je dosaženo potřebné míry shody. Nezbytnou součástí metody je proto iterační postup.

K výpočtu nerovnoměrného proudění je v současnosti k dispozici řada komerčně dostupných modelů. Všechny jsou založeny na uvedené metodě. Navzájem se liší pouze způsobem matematického vyjádření iterace. Základem je schéma, podle kterého je proveden první odhad hloubky y_1 . Při špatně zvoleném algoritmu může v některých případech (velký sklon koryta, velká vzdálenost profilů) iterace selhávat (v horním profilu může chybně dojít k záměně režimu proudění z říčního na bystrinné).

2.2 Hydraulika objektů za povodní

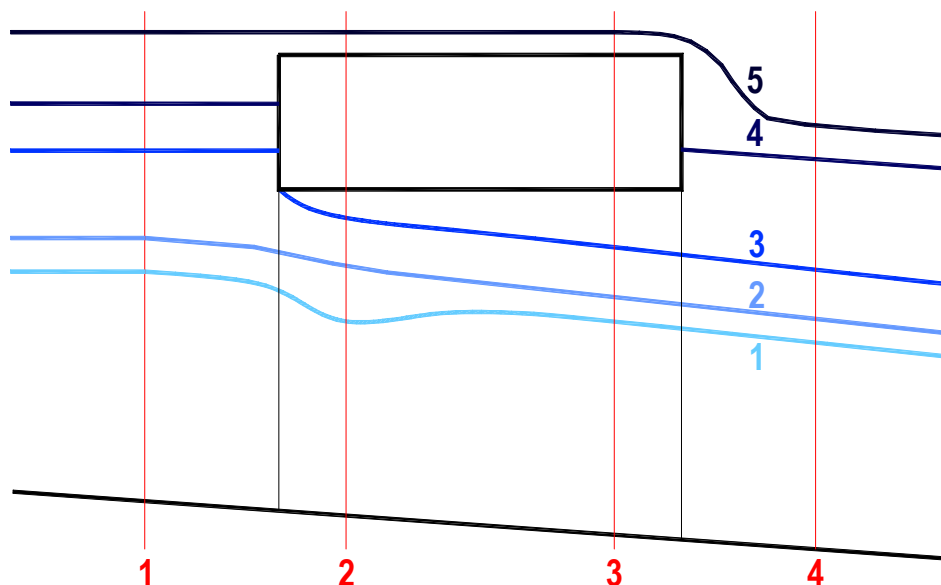
Výpočet vzdutí hladiny mostním objektem

Způsob výpočtu charakteristik proudění mostním objektem závisí na průběhu hladiny v mostním objektu a jeho blízkém okolí. Celkem je možné stanovit čtyři základní režimy proudění mostním objektem, které jsou graficky dokumentovány na **Obr. 2.2** a níže popsány (za předpokladu říčního proudění v profilu mostu). Speciální případ nastává v případě přelévání mostní konstrukce.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Jednotlivé režimy proudění mostním objektem jsou:

- ✿ proudění s volnou hladinou neovlivněné dolní vodou,
- ✿ proudění s volnou hladinou ovlivněné dolní vodou,
- ✿ proudění se zatopeným vtokem a volným výtokem,
- ✿ proudění se zatopeným vtokem i výtokem (tlakové proudění),
- ✿ přelévání mostního objektu.



Obr. 2.2 Charakteristické průběhy hladin při proudění mostními objekty.

Pro řešení proudění s volnou hladinou lze použít přístup, který vychází z Bernoulliho rovnice. Za předpokladu zanedbání sklonu mezi profilem 1 a 2 můžeme napsat

$$E_1 = y_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2 \cdot g} = y_2 + \frac{\alpha \cdot v_2^2}{2 \cdot g} + \frac{\xi \cdot v_2^2}{2 \cdot g} = y_2 + \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2 \cdot S_M^2} \quad (2.6)$$

kde E_1 – úroveň čáry energie v profilu 1 [m]
 y_1, y_2 – hloubky proudění v profilech 1 a 2 [m]
 v_1, v_2 – střední rychlosti vody v profilech 1 a 2 [m·s⁻¹]
 Q – průtok mostním objektem [m³·s⁻¹]
 S_M – průtočná plocha mostního profilu 2 [m²]
 φ – rychlostní součinitel [-]
 ξ – součinitel místní ztráty na vtoku [-]

V případě proudění ovlivněného dolní vodou se doporučuje za hloubku y_2 dosazovat přímo hloubku dolní vody y_d z profilu 4 těsně za mostem. Hloubka y_2 bývá rovněž označována jako y_{ϕ} , y_d potom jako y_a . Kromě tohoto postupu je k dispozici metoda vycházející z rovnice zachování hybnosti (momentová rovnice), kterou používá například program HEC-RAS.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

V případě, že dojde k zatopení vtoku, ale výtok z mostu zůstává i nadále volný, nejedná se ještě o tlakové proudění. V tomto případě je možné použít rovnici

$$E_1 = y_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2 \cdot g} = \frac{H_M}{2} + \frac{Q^2}{C_Z^2 \cdot S_M^2 \cdot 2 \cdot g} \quad (2.7)$$

kde C_Z – koeficient závisící na míře vzduť hladiny nad spodní líc mostovky [–]

H_M – vzdálenost mezi dnem a úrovní spodního líce mostovky na jeho horním čele [m]

Za povodňových situací jsou běžné případy, kdy je most zatopený na svém vtoku i výtoku, proudění se potom stává tlakovým. V tomto případě se použije rovnice

$$E_1 = y_1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2}{2 \cdot g} = y_4 + \frac{Q^2}{\mu_v^2 \cdot S_M^2 \cdot 2 \cdot g} \quad (2.8)$$

kde y_4 – úroveň hladiny v profilu 4 [m]

μ_v – součinitel výtoku mostního otvoru [–]

Hydraulickým výzkumem tohoto jevu se v posledních letech zabývala Katedra hydrauliky a hydrologie FSv ČVUT. Výzkum byl zaměřen na stanovení součinitele μ_v . Na jeho základě doporučuje Pícek použít vyšší hodnotu, než uvádí manuál programu HEC-RAS. Tato hodnota může dle výsledků výzkumu překročit číslo 1.

Výpočet proudění přepadem

Pro výpočet průtoku přepadem se používá zpravidla rovnice

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0^{1.5}} \quad (2.9)$$

kde m – součinitel přepadu [–]

Především za vyšších průtoků může u těchto objektů nastat situace, kdy je proudění přes objekt ovlivněno úrovní hladiny dolní vody. Tento jev je do výpočtu zahrnován takzvaným součinitelem zatopení dolní vodou σ_z . Je-li šířka přelivné hrany menší než šířka přítokového koryta, dochází vlivem zúžení proudnic k bočnímu zúžení přepadového paprsku. Do výpočtu se potom zavádí účinná šířka přelivu b_0 . Rovnice (2.9) potom přechází na tvar

$$Q = \sigma_z \cdot m \cdot b_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_0^{1.5}} \quad (2.10)$$

kde b_0 – účinná šířka přelivné hrany [m]

σ_z – součinitel zatopení [–]

Pro účinnou šířku přelivné hrany platí

$$b_0 = b - 0.1 \cdot n \cdot \xi \cdot h_0 \quad (2.11)$$

kde b – šířka přelivné hrany [m]

n – počet zúžení [–]

ξ – součinitel tvaru pilířů [–]

V případě vysokého stupně zatopení dolní vodou se již po hydraulické stránce nedá hovořit o přepadu. V takovém případě je možné problém řešit jako místní ztrátu nerovnoměrného proudění.

2.3 2D proudění v otevřených korytech

V širokém záplavovém území, kde dochází ke složitému prostorovému proudění, jehož důsledkem může být často proměnlivý průběh hladiny v údolních profilech, s 1D výpočty pro detailní analýzu nevystačíme. V takovýchto případech je vhodné použít složitější a také nákladnější postup 2D matematického modelování. V případě řešení 2D proudění se vychází z obecných trojrozměrných rovnic vyjadřujících zákony zachování hybnosti (momentové rovnice) a hmoty (rovnice spojitosti). Z trojrozměrných na dvourozměrné rovnice se přejde po zprůměrování po svislici, za předpokladu, že pohyb ve svislém směru je zanedbatelný v porovnání s vodorovným pohybem. Tak zvané řídicí rovnice 2D proudění jsou

Rovnice momentové

$$\frac{\partial q_x}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \cdot \frac{q_x^2}{h} + \frac{1}{2} \cdot g \cdot h^2 \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \cdot \frac{q_x \cdot q_y}{h} \right) + g \cdot h \cdot \frac{\partial z}{\partial x} + \frac{h}{\rho} \cdot \frac{\partial p_a}{\partial x} - \alpha \cdot q_y + \frac{1}{\rho} \cdot \left[\tau_{0x} - \tau_{px} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{xx})}{\partial x} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{xy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (2.12)$$

$$\frac{\partial q_y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial y} \left(\beta \cdot \frac{q_y^2}{h} + \frac{1}{2} \cdot g \cdot h^2 \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \cdot \frac{q_x \cdot q_y}{h} \right) + g \cdot h \cdot \frac{\partial z}{\partial y} + \frac{h}{\rho} \cdot \frac{\partial p_a}{\partial y} - \alpha \cdot q_x + \frac{1}{\rho} \cdot \left[\tau_{0y} - \tau_{py} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{yx})}{\partial x} - \frac{\partial(h \cdot \tau_{yy})}{\partial y} \right] = 0 \quad (2.13)$$

Rovnice spojitosti

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = 0 \quad (2.14)$$

kde q_x, q_y – jsou měrné průtoky ve směru os x, y [$m^2 \cdot s^{-1}$]

t – čas [s]

h – hloubka proudění [m]

z – úroveň dna [m]

τ_{0x}, τ_{0y} – tečná napětí na dně ve směru x, y [Pa]

τ_{px}, τ_{py} – tečná napětí na povrchu hladiny ve směru x, y [Pa]

$\tau_{xx}, \tau_{xy}, \tau_{yx}, \tau_{yy}$ – tečná napětí vlivem turbulence [Pa]

α, β - Coriolosovo a Boussinesqovo číslo [-]

Exaktní řešení soustavy rovnic nepřichází do úvahy, k dispozici jsou pouze numerická řešení. Celkem jsou k dispozici 3 následující zcela odlišné přístupy:

- ✿ řešení založené na metodě konečných diferencí,
- ✿ řešení založené na metodě konečných objemů,
- ✿ řešení založené na metodě konečných prvků.

Jedním z rozdílů metod jsou různé přístupy k návrhu výpočetní sítě. Zatímco v případě metody konečných diferencí je výpočetní síť dána ortogonální sítí, v případě metody konečných prvků může být tvořena jako čtyřúhelníkovými, tak i trojúhelníkovými prvky. To umožňuje velmi dobré přizpůsobení složitým podmínkám reliéfu koryta a inundace, zejména pak liniovým stavbám jako jsou hráze apod.

2.4 Použité matematické modely

HEC-RAS

Spíše než o matematický model se jedná v případě nástroje HEC-RAS (River Analysis System) o uživatelské prostředí, které usnadňuje práci se staršími matematickými modely, jejichž základ byl sestaven již pro starý operační systém DOS. Součástí systému se postupně stali mimo jiné modely HEC2 (1D nerovnoměrné proudění), HEC6 (1D pohyb splavenin) a UNET (1d neustálené proudění).

Pro výpočet nerovnoměrného proudění se používá model HEC2, který je založen na aplikaci metody po úsecích, která byla popsána v kapitole 2.1. Model je rovněž vybaven nástroji na výpočet proudění mostními objekty (režim s volnou hladinou, tlakové proudění i přelévané mosty) a proudění přepadem přes jezové objekty nebo široké koruny.

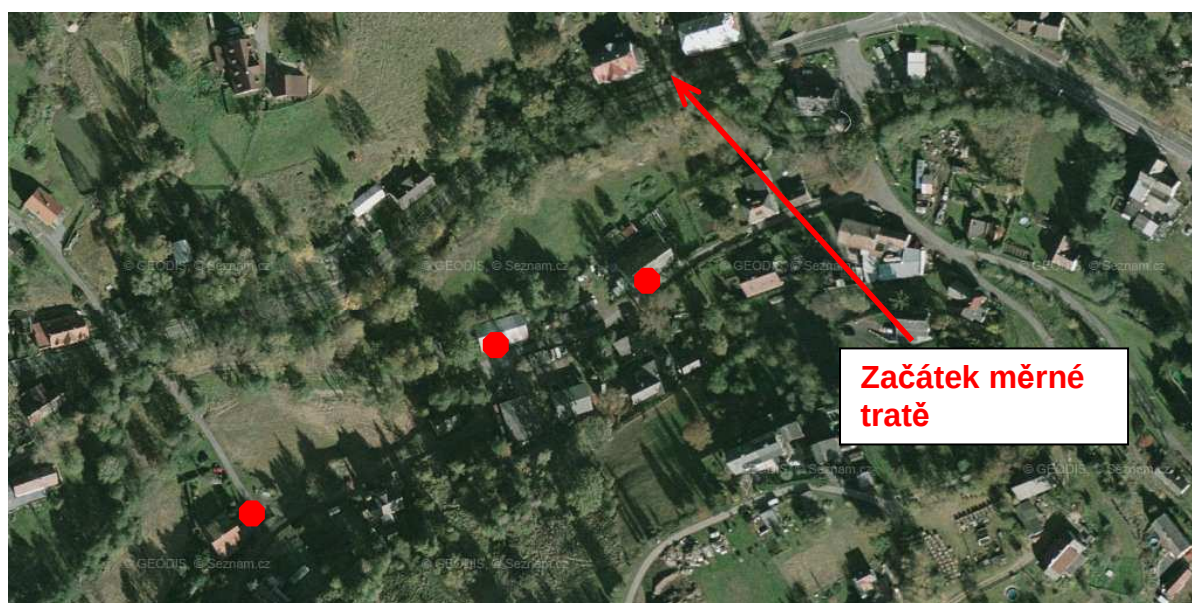
SMS

Podobně jako v případě HEC-RAS se i v případě amerického programu SMS (Surface-water Modeling System) jedná o programové prostředí zaměřené zejména na 2D modelování proudění vody s volnou hladinou. Součástí uživatelské prostředí jsou Map Module, Mesh Module, Grid Module nebo Scatter Module, jejichž cílem je příprava výpočetních sítí pro modely založené jak na metodě konečných prvků, tak i konečných diferencí a prezentace výsledků. Součástí jsou modely FESWMS a RMA2 (2D modely proudění založené na metodě konečných prvků), TUFLOW (2d model proudění založený na metodě konečných diferencí), SED2D (2D model pohybu splavenin), RMA4 (2D model pohybu látek ve vodě).

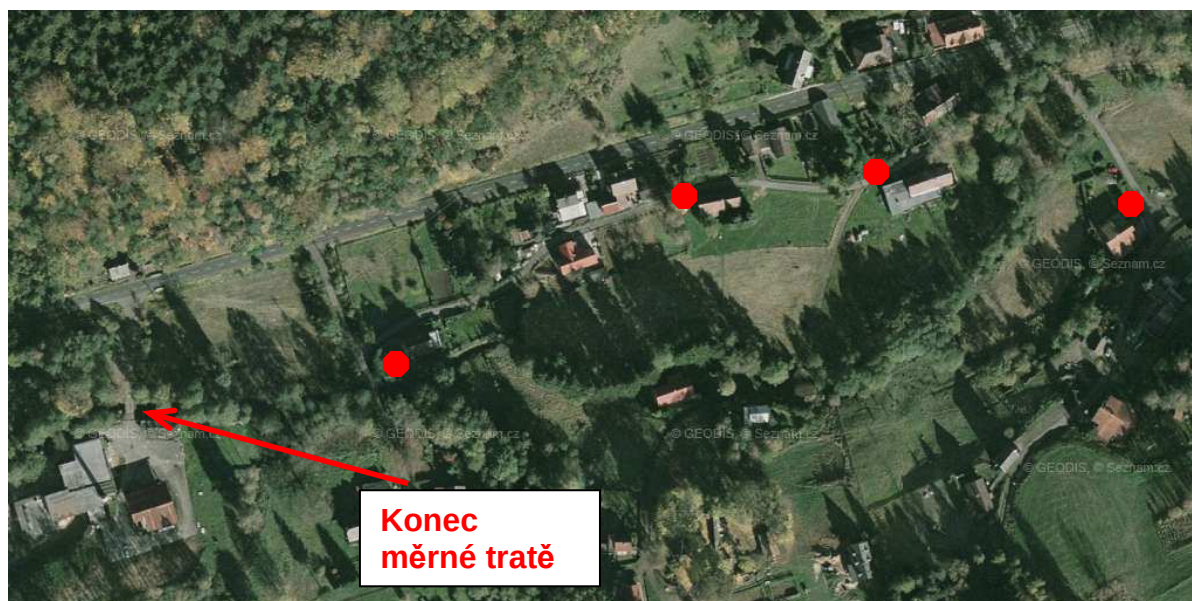
Při výpočtu proudění v záplavovém území Smědé profilu Předlánce byl použit model FESWMS (Finit Element Surface-water Modeling System). Model vyvinutý ve Federal Highway Administration U.S Department of Transportation umožňuje řešit výpočet proudění s volnou hladinou jak v říčním, tak i bystrinném režimu.

3 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA JEŘICI V MNÍŠKU

Jedna z měrných tratí na Jeřici byla zvolena v obci Mníšek. Říčka zde protéká širší inundací, trasa se střídavě přimyká k pravému i levému okraji údolí. Měrná trať začínala přibližně na úrovni křižovatky, kde z hlavní silnice odbočuje místní komunikace na Chrastavu. Její konec se potom nacházel na dolním konci obce Mníšek ve směru na Chrastavu. Poloha trati pro vyhodnocení kulminačního průtoku je přiblížena na **Obr. 3.1** a **3.2**.



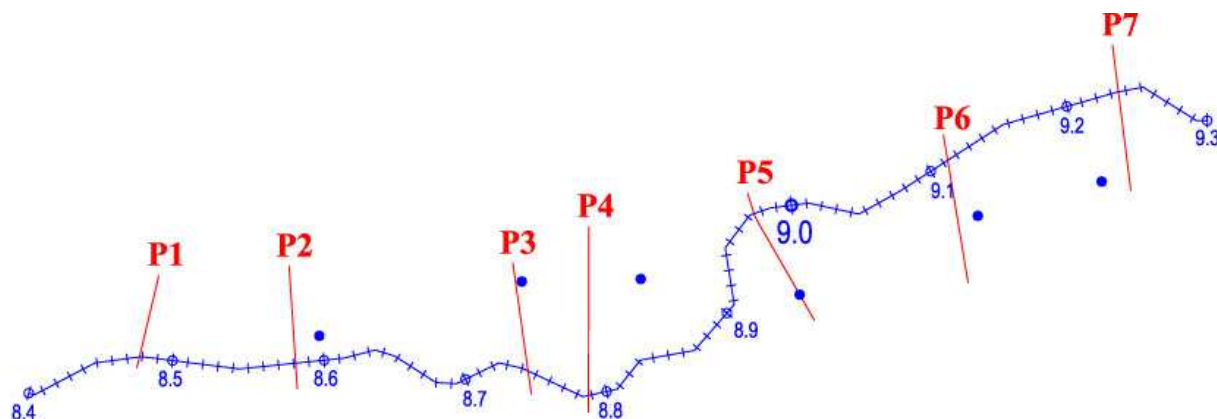
Obr. 3.1 Letecký snímek horního části úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Jeřici v Mníšku



Obr. 3.2 Letecký snímek horního části úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Jeřici v Mníšku

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Měrná trať dlouhá více než **700 m** sestávala ze 7 údolních profilů, při prohlídce terénu bylo zajištěno a zaměřeno celkem 6 věrohodných stop po kulminační hladině. V úseku se nacházely 4 cestní mosty. Situace zaměřených profilů a poloh stop po kulminační hladině je zpracována na **Obr. 3.3**.



Obr. 3.3 Situace zaměřených údolních profilů včetně umístění stop po kulminační hladině

Typický charakter koryta v celém řešeném úseku přináší **Foto 3.1** a **3.2**. Koryto zde mělo spíše přirozený charakter, jeho oba břehy byly zpravidla porostlé stromy. Proto byly při výpočtech průběhu hladin použity ve všech zaměřených profilech hodnoty součinitele drsnosti $n_k = 0.05$.



Foto 3.1 Stav koryta Jeřice v obci Mníšek několik dnů po mimořádné povodni bez významných erozních změn

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.2 Stav koryta Jeřice v obci Mníšek již po odklizení zachyceného splávi na stromech a vyvrácených stromů několik dnů po povodni

V horní části úseku byly nalezeny přesné liniové stopy na omítce dvou skladových hal (**Foto 3.3**). Ve střední a dolní části úseku byly zachyceny stopy na omítce trvale obydlených objektů nebo rekreačních chat (**Foto 3.4 a 3.5**), kterých se nacházela v záplavovém území Jeřice celá řada.



Foto 3.3 Liniová stopa na omítce jednoho ze skladů na počátku posuzovaného úseku na Jeřici v obci Mníšek

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 3.4 Liniová stopa na omítce obytného domu ve střední části posuzovaného úseku na Jeřici v obci Mníšek



Foto 3.5 Liniová stopa na omítce rekreační chaty v dolní části posuzovaného úseku na Jeřici v obci Mníšek

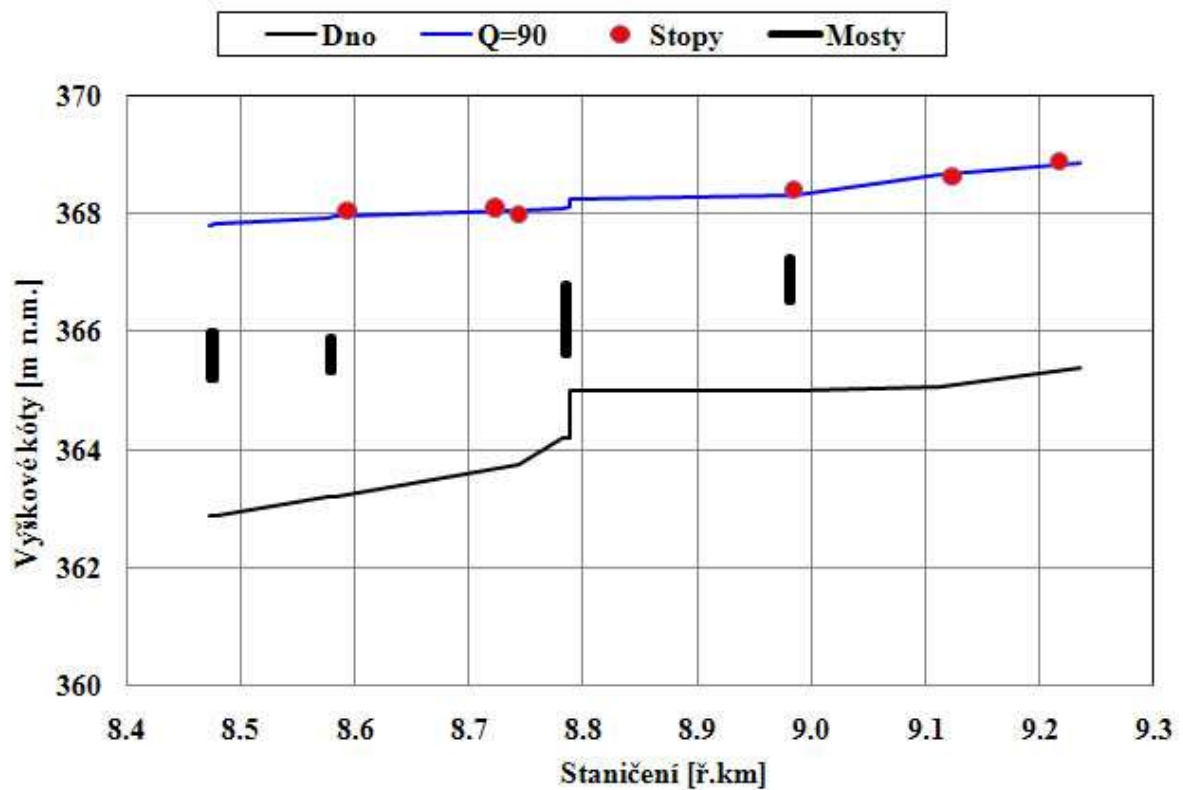
Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Jeřici v řešeném úseku v obci Mníšek pro průtok $Q = 90 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v **Tab. 3.1** a obdobně graficky na **Obr. 3.4**. Obě přílohy ukazují, že bylo dosaženo velmi dobré shody mezi modelovaným a zaměřeným průběhem hladiny.

Tab. 3.1 Průběh modelované hladiny na Jeřici v Mníšku pro průtok $Q=90 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
8.472	90	362.88	367.80		0.0007	1.19	173.0	61.9	0.19
8.475	Most								
8.478	90	362.88	367.84		0.0006	1.18	175.6	61.9	0.18
8.576	90	363.21	367.93		0.0007	1.05	203.9	80.3	0.17
8.579	Most								
8.582	90	363.21	367.94		0.0007	1.04	204.8	80.3	0.17
8.593				368.06					
8.744	90	363.76	368.05	367.99	0.0008	1.30	198.9	86.6	0.21
8.782	90	364.21	368.10		0.0007	1.11	242.8	120.2	0.19
8.785	Most								
8.788	90	364.21	368.11		0.0007	1.10	244.5	120.2	0.19
8.723				368.10					
8.978	90	364.99	368.29		0.0031	2.03	128.6	89.2	0.38
8.981	Most								
8.984	90	364.99	368.36	368.40	0.0028	1.95	134.6	90.0	0.36
9.113	90	365.08	368.68		0.0015	1.37	179.3	96.7	0.26
9.123				368.63					
9.217				368.88					
9.236	90	365.39	368.87		0.0026	1.69	107.8	80.0	0.36

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Obr. 3.4 Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Jeřice v Mníšku pro průtok $Q = 90 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Zjištěným stopám po povodni z června 2010 na **Jeřici v Mníšku v úseku ř.km 8.5 až 9.2** nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q_{kul} = 90 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Vzhledem k tomu, že nebyly k dispozici podklady umožňující provést kalibraci součinitele drsnosti koryta, byla chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 15 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

4 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA JEŘICI V CHRSTAVĚ

Před soutokem s Nisou protéká říčka Jeřice zástavbou Chrastavy. V průběhu povodně ze srpna 2010 došlo v centru Chrastavy k rozsáhlému poškození opevnění upraveného koryta a destrukci jednoho z hlavních silničních mostů. V tomto úseku se nachází i limnigrafická stanice ČHMÚ. Takovéto úseky, kde v průběhu povodně dochází k významným, časově těžko definovaným změnám, nejsou k vyhodnocení kulminačních průtoků příliš vhodné. Proto byl v případě Chrastavy vybrán pro vyhodnocení povodně úsek v horní části města, kde celý průtok proudil přece jen v sevřenějším profilu a morfologické změny nebyly tak významné.

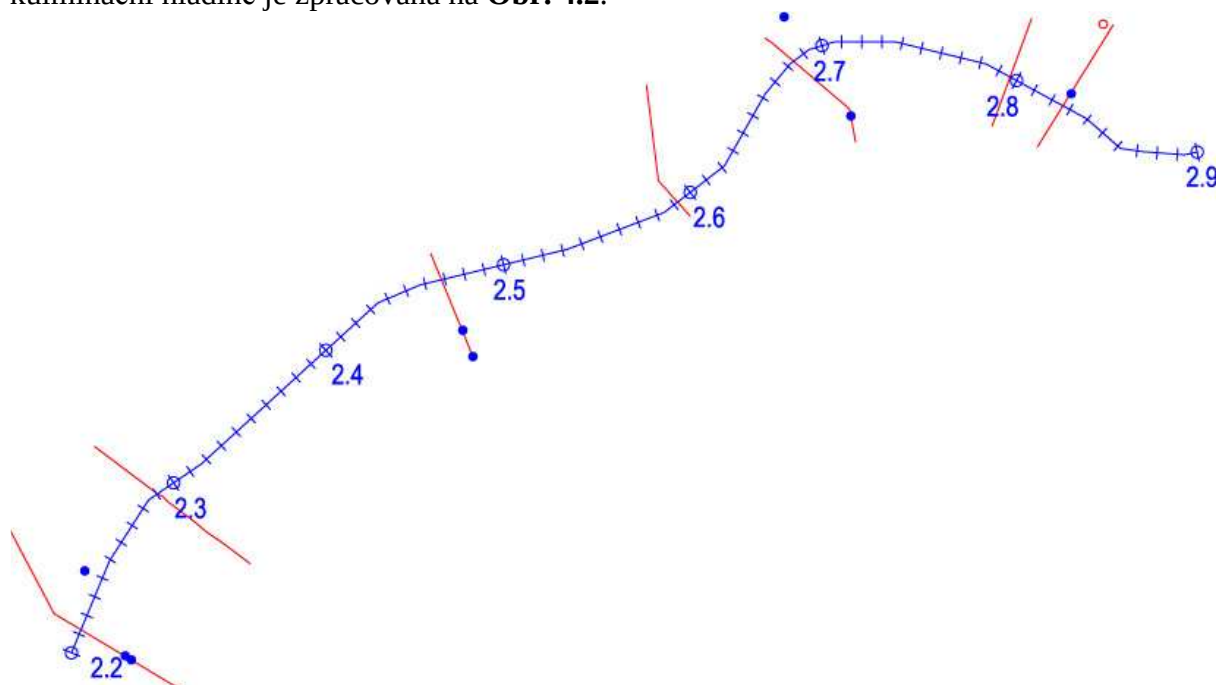
Kryto bylo v celém úseku upravené. Nad obloukovým silničním mostem na začátku úseku je levý a místy i pravý břeh koryta opevněn vysokou svislou opěrnou zdí. Ve střední části úseku jsou svislé opěrné zídky již jen nízké. Zde také došlo k destrukci budovy na levém břehu v blízkosti koryta. V horní části úseku byl v minulosti postaven pevný jez, v průběhu povodně nebyl poškozen. Poloha trati pro vyhodnocení kulminačního průtoku je přibližena na **Obr. 4.1**.



Obr. 4.1 Letecký snímek úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Jeřici v Chrastavě

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Měrná trať dlouhá více než **700 m** sestávala ze 7 údolních profilů, při prohlídce terénu bylo zajištěno a zaměřeno celkem **8** věrohodných stop po kulminační hladině. Na dolním okraji úseku se nacházel klenbový cestní most. Situace zaměřených profilů a poloh stop po kulminační hladině je zpracována na **Obr. 4.2**.



Obr. 4.2 Situace zaměřených údolních profilů včetně umístění stop po kulminační hladině

Koryto včetně vysokého stupně nebylo ve vybraném úseku mimořádně rozrušeno, to dosvědčují například **Foto 4.1** a **4.2**.



Foto 4.1 Vysoký stupeň ve dně s mírnými nánosy v podjezí

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 4.2 Nepoškozené opevnění úpravy Jeřice ve střední části měrné tratě

Zatímco břehové opevnění zůstalo zachováno, za opevněním vznikly místy hluboké erozní rýhy (**Foto 4.3**), v inundaci potom došlo k destrukci několika objektů v blízkosti břehu (**Foto 4.4**).



Foto 4.3 Eroze terénu za svislou opěrnou zdí a mírné nánosy v korytě

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 4.4 Hromada sutin po zničeném objektu na břehu Jeřice

Rovněž v úseku nad klenbovým mostem nebylo koryto zvláště poškozeno. Hladina dosahovala více než do 1/3 výšky stěny na domku na levém okraji **Foto 4.5**. To jasně potvrzovalo, že byl klenbový most značně přeléván, o čemž svědčilo i zničené zábradlí mostu (**Foto 4.6**).



Foto 4.5 Jeřice v Chrastavě nad klenbovým mostem

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



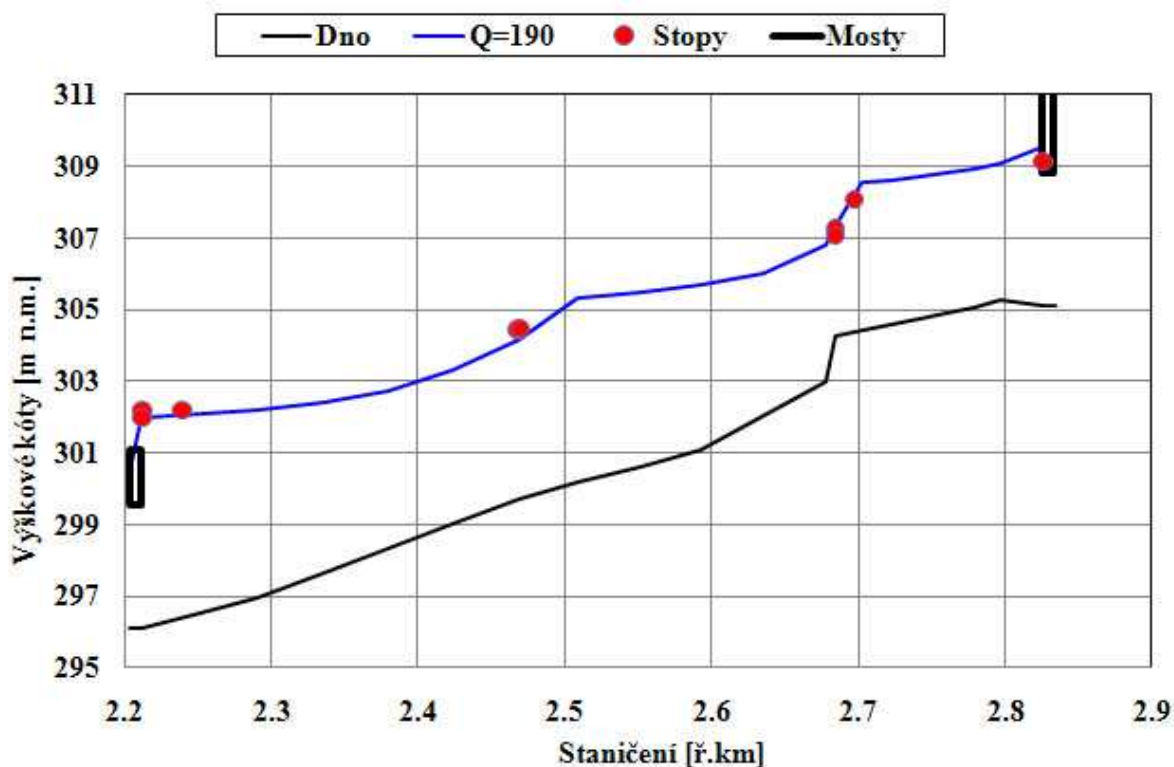
Foto 4.6 Klenbový most v Chrastavě se zničeným zábradlím

Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Jeřici v řešeném úseku horní části obce Chrastava pro průtok $Q = 190\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v **Tab. 4.1** a obdobně graficky na **Obr. 4.3**. Vyhodnocený kulminační průtok není průtokem Jeřice v ústí do Nisy. Mezi řešeným úsekem a ústím se do Jeřice vlévají menší bezejmenné levostranné přítoky a zejména nezanedbatelný pravostranný přítok Vítkovský potok.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Tab. 4.1 Průběh modelované hladiny na Jeřici v Chrastavě pro průtok $Q=190 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
2.204	190	296.11	300.50		0.0104	2.96	64.2	21.6	0.55
2.208	Most								
2.212	190	296.11	301.96	302.18	0.0027	1.92	116.0	97.8	0.29
2.212				302.00					
2.239				302.19					
2.290	190	296.93	302.18		0.0032	2.31	190.3	96.2	0.35
2.478	190	299.70	304.14	304.44	0.0214	3.99	58.8	47.7	0.61
2.480				304.46					
2.592	190	301.08	305.69		0.0046	2.59	132.9	79.4	0.41
2.678	190	303.00	306.82		0.0248	3.73	58.5	56.8	0.62
2.683	Stupeň								
2.684	190	304.27	307.33	307.25	0.0217	4.42	61.5	69.1	0.83
2.684				307.08					
2.697				308.07					
2.797	190	305.24	309.07		0.0091	3.37	99.3	56.6	0.57
2.826	190	305.09	309.58	309.12	0.0056	2.54	121.5	56.1	0.44



Obr. 4.3 Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Jeřice v Chrastavě pro průtok $Q = 190 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Zjištěným stopám po povodni z června 2010 na Jeřici v Chrastavě v úseku ř.km 2.2 až 2.8 nad zaústěním Vítkovského potoka nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q_{kul} = 190 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Vzhledem k tomu, že nebyly k dispozici podklady umožňující provést kalibraci součinitele drsnosti koryta, byla chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 30 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

5 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA LUŽICKÉ NISE V HRÁDKU NAD NISOU

Řeka Lužická Nisa opouští na své trase naše území těsně pod městem Hrádek nad Nisou. Zde se také nachází limnigrafická stanice ČHMÚ. Proto byl rovněž tento profil vybrán pro vyhodnocení kulminačního průtok za povodně v srpnu 2010. Limnigrafická stanice se nachází v profilu **ř.km 1.95** v místě , kde již Nisa opouští zástavbu města. Z hydraulického hlediska se jedná o velmi komplikované území. Vlivem staveb zejména v pravé inundaci zde dochází za povodní k rozdělení proudění na několik samostatných proudů. V místě lávky pro pěší (**ř.km 2.72**) je významně přelévána cyklistická stezka, která je vedena na vyvýšeném náspu. Voda, která přepadne za násep, později protéká inundačním mostem pod silničkou, která spojuje tovární areál s centrem města a s hlavním proudem se spojuje až pod objektem limnigrafické stanice. K dalšímu rozdělení proudu dojde nad továrním areálem. Koryto Nisy jej míjí zleva, na opačném okraji byl vybudován obtokový kanál, který je s výjimkou povodňových situací zcela suchý.

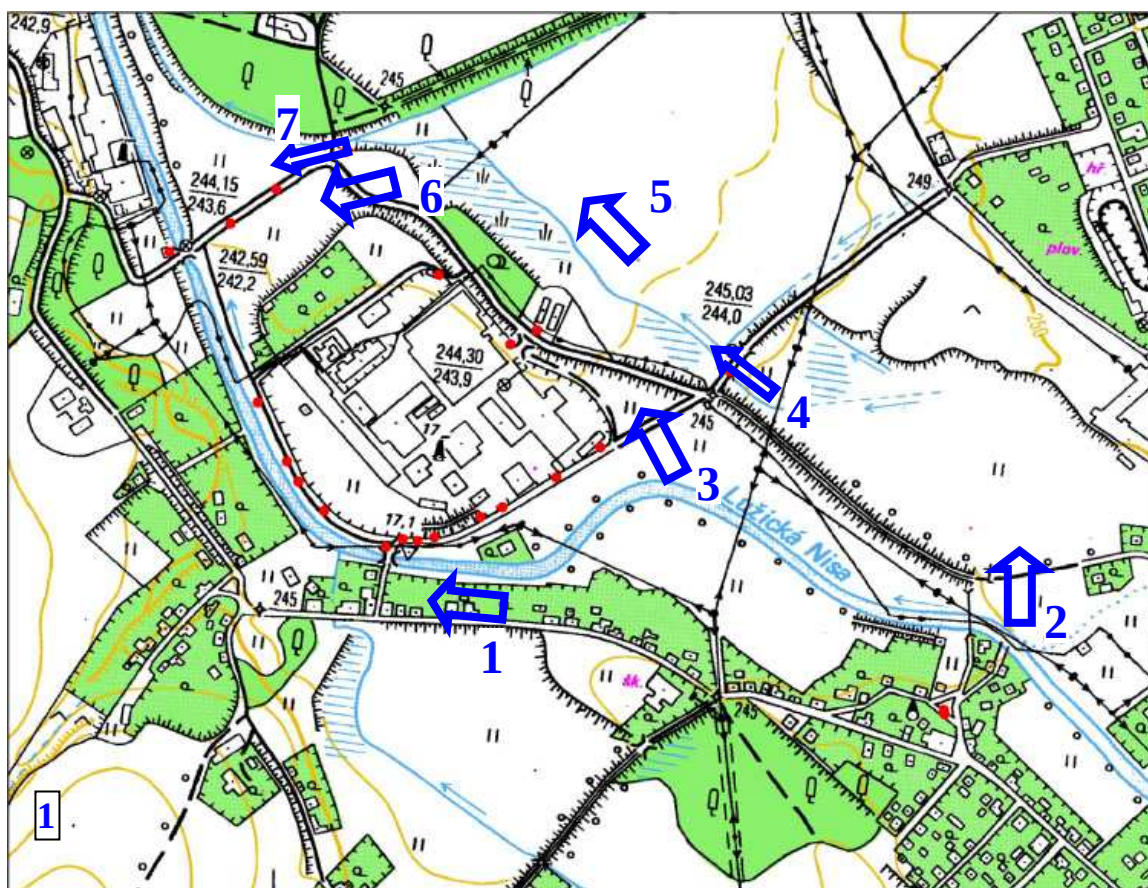
Těmto skutečnostem bylo podřízeno vyhodnocení kulminačního průtok. Stopy po kulminační hladině byly zajištěny a zaměřeny nejen podél koryta Nisy, ale i v místech výše popsaných bočních proudů. Zaměření koryta a inundace bylo převzato ze studie Lužická Nisa – studie odtokových poměrů, kterou v roce 2007 zpracoval autor této zprávy. V roce 2010 byl kromě stop zaměřen i podélný profil silnice vedoucí podél továrny, která rovněž ovlivňovala proudění v inundaci. Mapa zájmového území s vyznačením umístění zaměřených stop po kulminační hladině je přiložena na **Obr. 5.1**. Na mapě jsou také vyznačeny výše popsané proudy a komunikace čísky, které mají následující vysvětlení:

- 1** – hlavní proud korytem Nisy
- 2** – přepad přes těleso náspu cyklistické stezky
- 3** – proudění přes průleh v silnici do obtokového kanálu podél továrny a dále přes těleso silnice do pravé inundace
- 4** – proudění vody inundačním mostem v tělese silnice spojující tovární areál s městem
- 5** – proudění v pravé inundaci za silnicí vedoucí podél továrny
- 6** – přepad přes těleso silnice pod továrnou v místě snížení nivelety
- 7** – proudění pod lávkou pro pěší na odvodňovacím kanále

Vzhledem k tomu, že i přes velké množství zaměřených stop, považoval řešitel přesnost provedených výpočtů za nedostatečnou, byly později zaměřeny další stopy, tentokrát v úseku nad hlavním silničním mostem. Zde za povodní rovněž dochází k vybřežení hladiny z koryta, šířka záplavového území je však podstatně užší a při výpočtu průběhu hladin je možné popsat proudění jednou základní větví. Situace zaměřených stop z tohoto úseku je přiložena na dalším **Obr. 5.2**.

Z **Obr. 5.1** je patrné, že podařilo zajistit a zaměřit linii stop podél silnice vedoucí mezi korytem Nisy a průmyslovým areálem. Jednalo se vesměs o linie zachyceného listí a trav na plotě areálu (**Foto 5.1**). K vybřežení hladiny došlo i v profilu limnigrafické stanice, to dosvědčuje červená značka na objektu (**Foto 5.2**). Důkazem intenzivního proudění s velkými rychlostmi proudění pod inundačním mostem (**proud 4**) je **Foto 5.3**. Stopy po kulminační hladině byly zaměřeny také na obtokovém kanálu (**proud 3**) u průmyslového areálu (**Foto 5.4**) a podél kanálu (**proudy 6 a 7**) směřujícího ke zničené lávce pro pěší (**Foto 5.5**).

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Obr. 5.1 Mapa vedení trasy Lužické Nisy pod hlavním silničním mostem v Hrádku
s vyznačením zaměřených poloh stop po kulminační hladině



Foto 5.1 Linie zachycené ho listí a trávy na plotě podél silnice u koryta Nisy

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 5.2 Objekt limnigrafické stanice Hrádek se značkou po kulminační hladině



Foto 5.3 Eroze pod objektem inundačního mostu jako důsledek proudění velkého průtoku

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



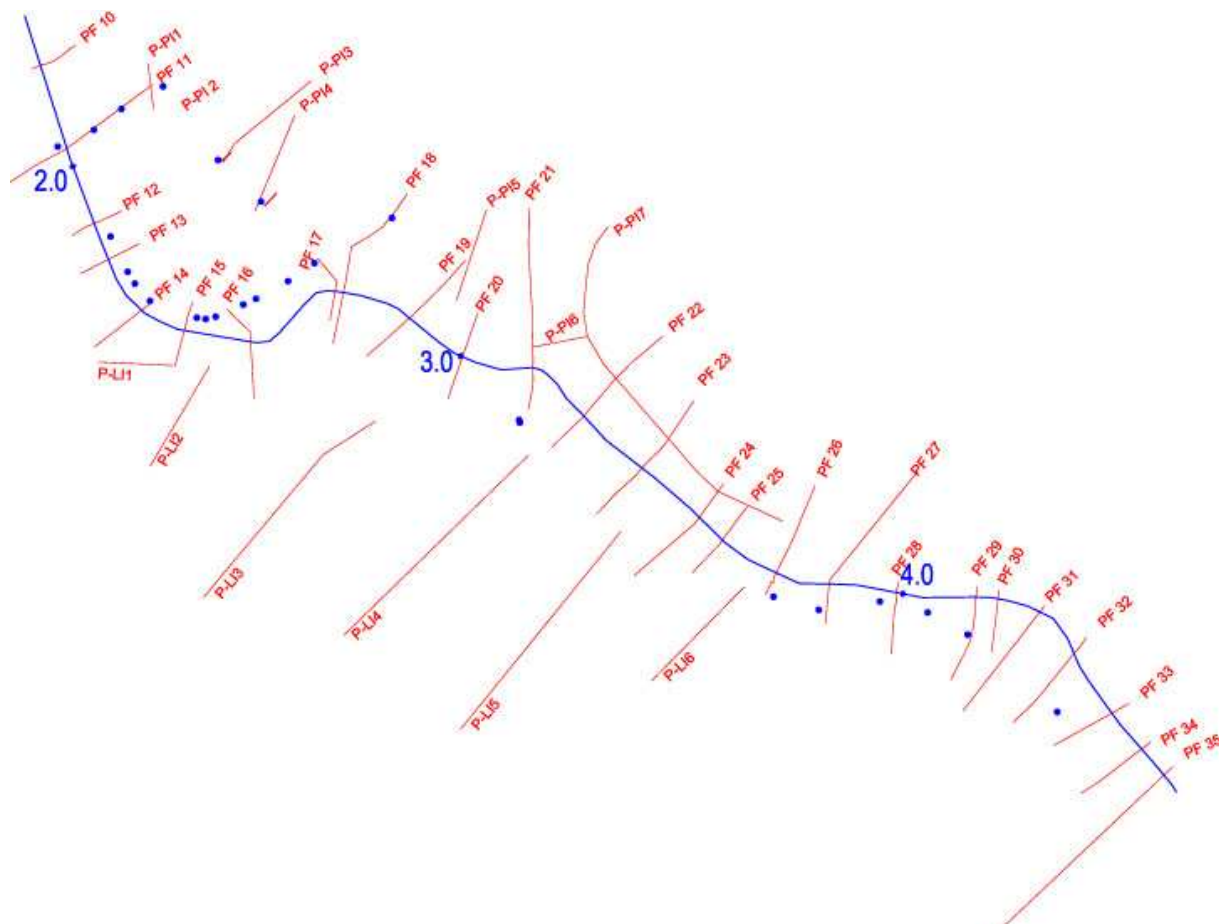
Foto 5.4 Koryto obtokového kanálu podél průmyslového areálu se stopami po kulminační hladině po povodni



Foto 5.5 Stopy po kulminační hladině na plotě nad lávkou pro pěší a místní silničkou vedoucí kolem obtokového kanálu.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

K výpočtům bylo použito zaměření koryta a inundací zkompleťované v rámci řešení zakázky Lužická Nisa, hrádek nad Nisou, studie odtokových poměrů, kterou v roce 2007 zpracoval pro správce toku podniku Povodí Labe, s.p. autor této zprávy. Rozsah zaměřených profilů, který byly při výpočtech použity, je včetně poloh zaměřených stop zdokumentován na **Obr. 5.2**. I z této přílohy je složitost území názorně patrná.



Obr. 5.2 Zaměřené profily a stopy po kulminační hladině po povodni ze srpna 2010 na Lužické Nise v Hrádku nad Nisou

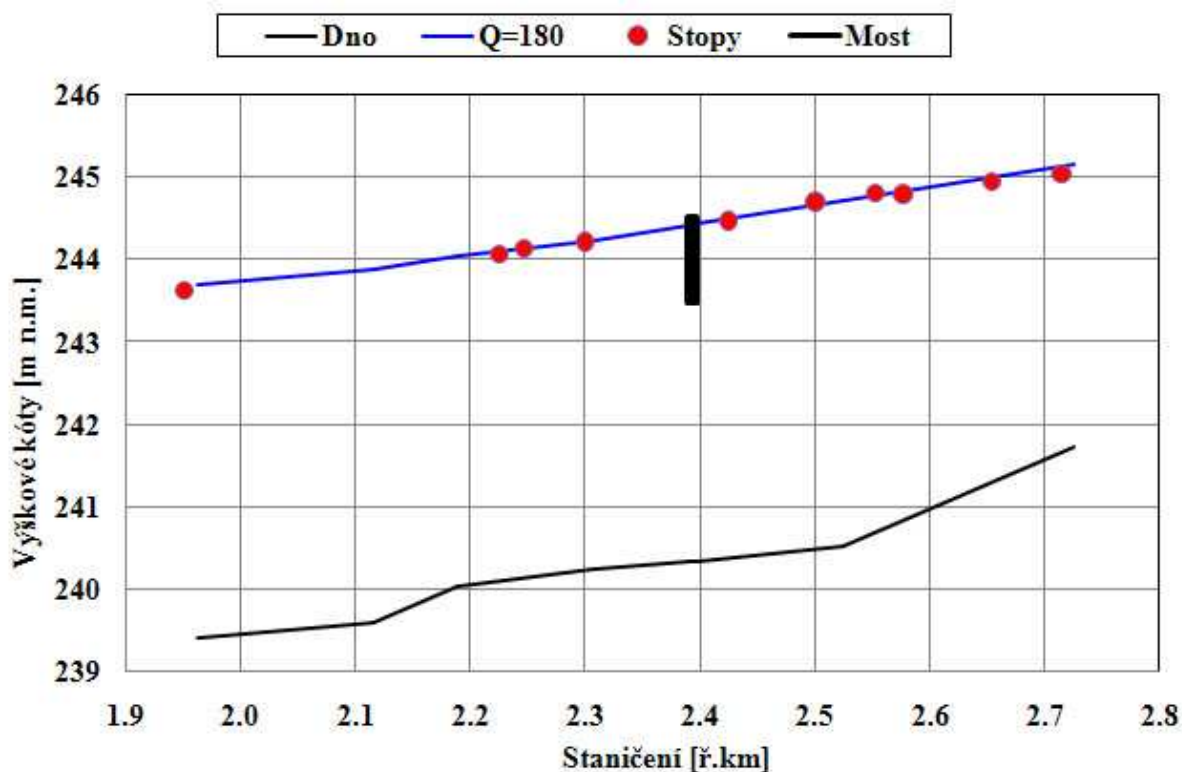
Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění v úseku koryta Nisy podél průmyslového areálu nad limnigrafickou stanicí (ta se nachází ve staničení **ř.km 1.952**) pro průtok $Q = 180 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v **Tab. 5.1** a obdobně graficky na **Obr. 5.3**. Obě přílohy ukazují, že bylo dosaženo velmi dobré shody mezi modelovaným a zaměřeným průběhem hladiny.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Tab. 5.1 Průběh modelované hladiny pro dílčí proud v úseku koryta Nisy podél průmyslového areálu pro průtok $Q=180\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
1.952				243.62					
1.963	180	239.42	243.70		0.0017	2.01	237.6	329.1	0.32
2.116	180	239.59	243.88		0.0017	2.32	156.0	103.9	0.39
2.189	180	240.05	244.05		0.0018	2.16	170.8	121.3	0.39
2.226				244.07					
2.248				244.13					
2.301				244.21					
2.306	180	240.24	244.24		0.0019	2.26	128.2	96.2	0.41
2.389	180	240.35	244.41		0.0021	2.21	109.3	123.3	0.42
2.394	Silniční most								
2.397	180	240.35	244.43		0.0021	2.19	111.4	123.3	0.41
2.425				244.47					
2.501				244.70					
2.524	180	240.52	244.72		0.0016	2.10	191.0	187.6	0.37
2.553				244.80					
2.577				244.79					
2.655				244.94					
2.715				245.03					
2.725	180	241.72	245.15		0.0014	1.45	263.0	236.8	0.27

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



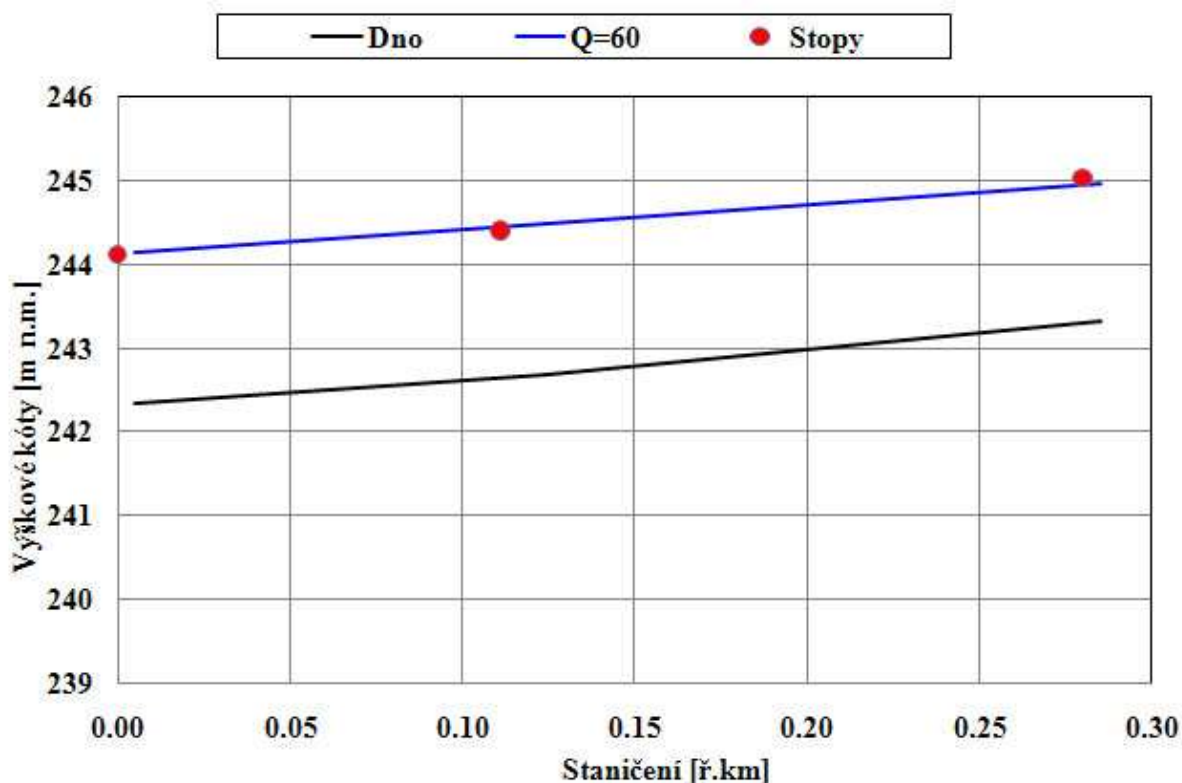
Obr. 5.3 Podélný profil průběhu hladiny nerovnoměrného proudění pro dílčí proud v úseku koryta Nisy podél průmyslového areálu pro průtok $Q=180\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$.

Samostatný odhad byl proveden pro dílčí proud obtokového kanálu. Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění v tomto úseku jsou pro průtok $Q = 60\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině uvedeny v **Tab. 5.2** a graficky na **Obr. 5.4**.

Tab. 5.2 Průběh modelované hladiny pro dílčí proud obtokového kanálu za průmyslovým areálem pro průtok $Q=60\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
0.000				244.12					
0.005	60	242.35	244.15		0.0028	1.91	32.1	24.4	0.50
0.119				244.40					
0.124	60	242.68	244.48		0.0059	2.76	23.3	18.5	0.71
0.280	60	243.33	244.96	245.03	0.0002	0.51	118.8	83.7	0.14

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Obr. 5.4 Podélný profil průběhu hladiny nerovnoměrného proudění pro dílčí proud obtokového kanálu za průmyslovým areálem pro průtok $Q=60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Na začátku obtokového kanálu přetékala část průtoku ještě dále za příjezdovou silnici k továrně. Voda zde proudila v délce cca 100 m při průměrné hloubce 0.25 cm. Za předpokladu rychlosti proudění cca $1 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$, zde mohlo téci minimálně $25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Nezanedbatelný průtok přepadal výše přes násep tělesa cyklistické stezky a protékal inundačním mostem (proud 4) v tělese silnice spojujícího několikrát citovaný areál s městem. Zaměřená úroveň hladiny téměř odpovídala spodnímu líci mostovky, důkazem vysokých rychlostí vody v mostním otvoru a pod ním byla rozsáhlá eroze materiálu inundace. Výsledky výpočtu proudění mostním objektem pro průtok $Q = 95 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ jsou uvedeny v Tab. 5.3.

Tab. 5.3 – Průběh hladiny při proudění inundačním mostem při průtoku $Q = 95 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
0.000				244.53					
0.180	95	242.71	244.80		0.0054	2.26	42.0	50.7	0.52
0.185	Inundační most								
0.190	95	242.71	245.19	245.20	0.0029	1.88	50.7	50.9	0.39

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Součet vyhodnocených průtoků v dílčích proudech dává celkový průtok $Q = 360 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

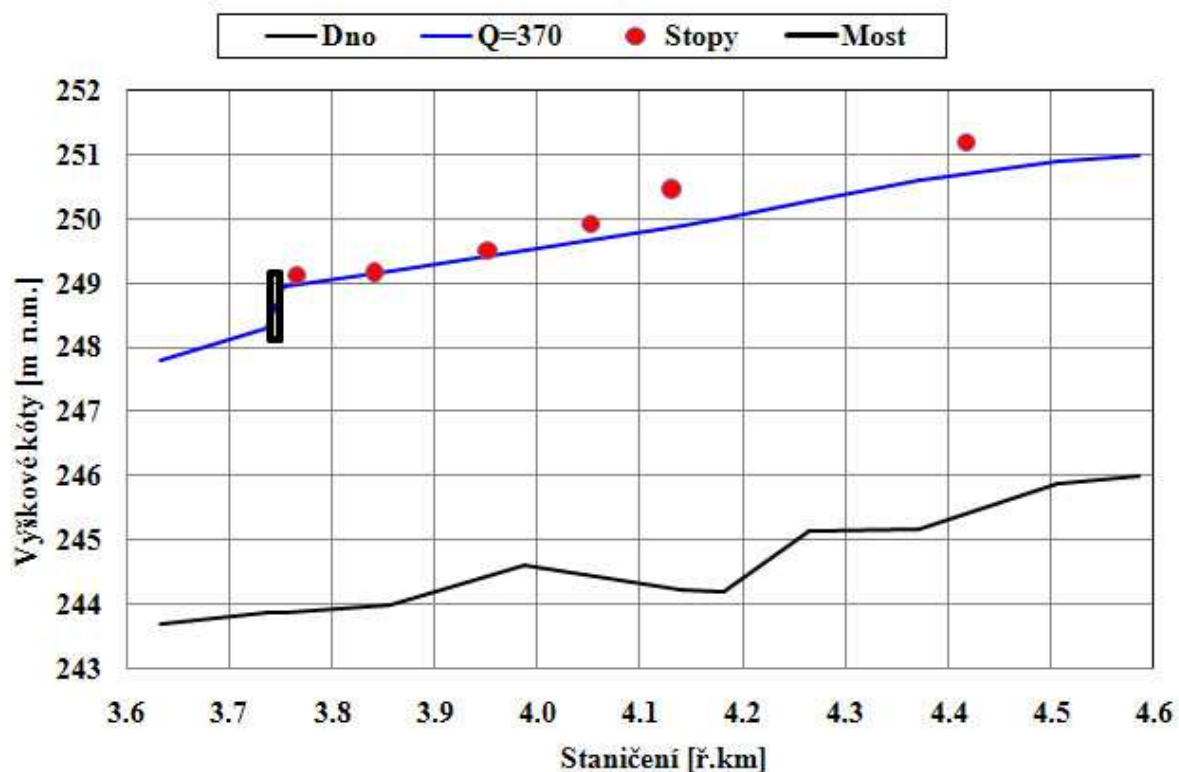
Vzhledem k velmi komplikovanému charakteru proudění byl pro kontrolní vyhodnocení vybrán ještě úsek nad hlavním silničním mostem. I tam docházelo k větvení proudů, profil zde byla však podstatně sevřenější. Při výpočtech byl použit větvový model, vedlejší větve sloužily k simulování proudění v ulicích po levé i pravé straně koryta. Na rozdíl od úseku v okolí limnigrafické stanice zde v době kulminace proudilo v pásu koryta téměř 90 % z celkového průtoku.

Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění v úseku koryta Nisy nad hlavním silničním mostem pro průtok $Q = 370 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v **Tab. 5.4** a obdobně graficky na **Obr. 5.5**. Obě přílohy ukazují, že bylo dosaženo velmi dobré shody mezi modelovaným a zaměřeným průběhem hladiny. Stopy v profilech **ř.km 4.131** a **4.418** byly nalezeny na stavbách kolem silnice dále od řeky. Hladina zde byla od řeky oddělena pásem zástavby rodinných domků a nemusela být stejná jako v korytě. Pro posouzení kulminačního průtoku byly proto využity zejména stopy nalezené v úseku mezi **ř.km 3.767** až **4.052**.

Tab. 5.4 Průběh hladiny nerovnoměrného proudění na Nise v úseku nad hlavním silničním mostem v Hrádku při průtoku $Q = 370 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	[$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$]	[m^2]	[-]
3.633	370	243.69	247.8		0.0046	3.02	120.6	127.3	0.56
3.736	370	243.86	248.31		0.0046	2.84	116.3	42.0	0.54
3.745	Silniční most								
3.752	370	243.86	248.94		0.0024	2.31	142.9	42.2	0.40
3.767				249.11					
3.842				249.16					
3.857	370	243.98	249.17		0.0022	2.50	153.0	51.1	0.41
3.952				249.49					
3.987	370	244.62	249.51		0.0017	2.50	186.6	159.0	0.40
4.052				249.92					
4.131				250.46					
4.140	370	244.24	249.90		0.0023	2.55	181.2	179.7	0.38
4.182	370	244.21	250.00		0.0030	2.67	238.2	118.4	0.40
4.265	370	245.14	250.26		0.0031	2.70	222.0	251.7	0.42
4.371	370	245.18	250.59		0.0022	2.42	299.8	213.5	0.37
4.418				251.17					
4.506	370	245.87	250.88		0.0021	2.54	224.5	162.6	0.40
4.585	370	246.01	250.98		0.0027	2.90	132.7	157.7	0.48

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



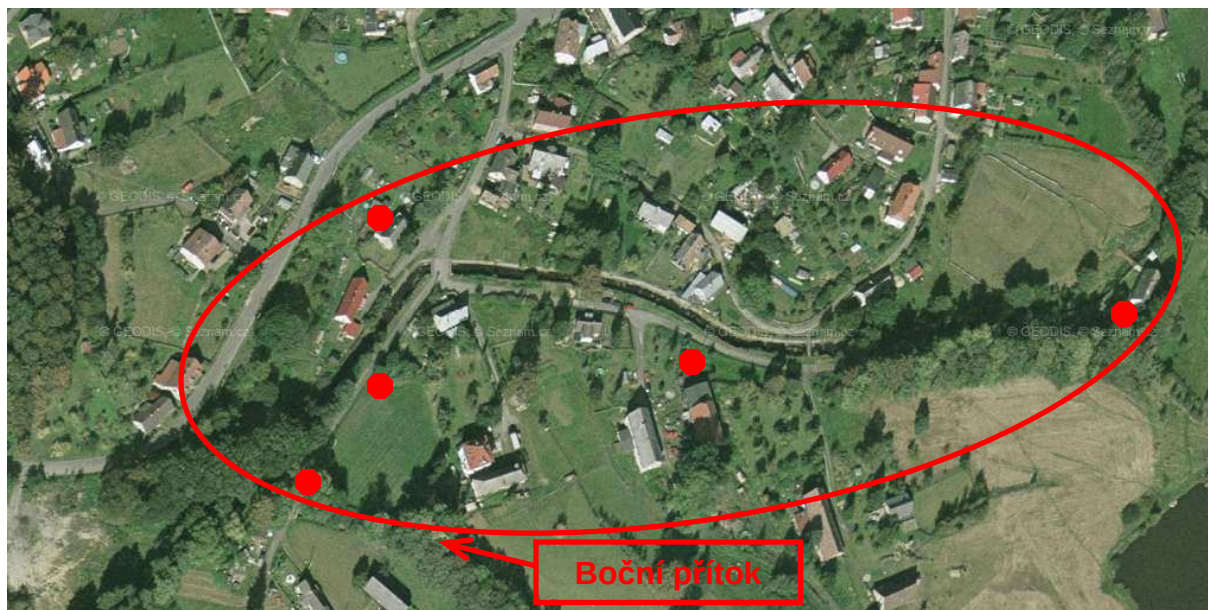
Obr. 5.5 Podélný profil průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Nise v úseku nad hlavním silničním mostem v Hrádku při průtoku $Q = 370 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop

Odhady kulminačního průtoku na Nise v Hrádku pro v úseku kolem limnigrafické stanice a nad hlavním silničním mostem dávají prakticky shodné hodnoty.

Odhad kulminačního průtoku pro úsek Nisy ř.km 1.9 až 4.6 byl stanoven na základě hydraulického vyhodnocení hodnotou $Q_{kul} = 360 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

6 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA OLEŠCE V DĚTŘICHOVĚ

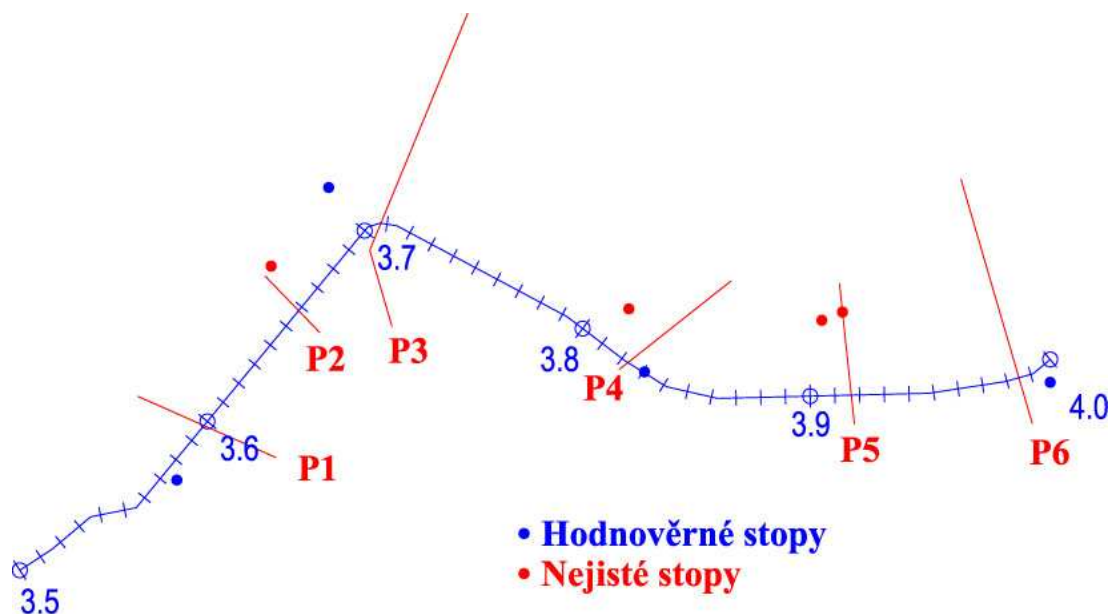
Vzhledem k tomu, že bylo koryto v poslední vesnici na trase Olešky na našem území značně poškozeno, byl ke stanovení odhadu kulminačního průtoku vybrán úsek řeky v části obce Dětrichov, a to bezprostředně nad zaústěním levostranného přítoku. Přesné umístění je patrné z **Obr. 6.1**.



Obr. 6.1 Rozsah zvolené měrné trati na Olešce v Dětrichově s vyznačenými polohami zaznamenaných stop po kulminační hladině

Měrná trať sestávala z 6 údolních profilů, při prohlídce terénu bylo zajištěno a zaměřeno celkem 8 stop po kulminační hladině. Některé (zvláště uprostřed zástavby) však mohly být ovlivněny prostorovým průběhem hladiny zejména při proudění místními kontacemi mezi zástavbou. Do analýzy byly použity jen ty stopy, které věrohodně reprezentovaly průběh hladiny v blízkosti koryta a nebyly ovlivněny vzduťm při obtékání překážek. Situace zaměřených profilů a poloh stop po kulminační hladině je zpracována do **Obr. 6.2**.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Obr. 6.2 Situace zaměřených údolních profilů včetně umístění stop po kulminační hladině

Nad horním profilem byla nalezena stopa na bílém domku a přilehlé garáži. Na celé délce budovy a i na přilehlé budově byla patrná liniová stopa s přímkovým průběhem, který nebyl ovlivněn vzdušným, stopu dokumentuje **Foto 6.1**.



Foto 6.1 – Liniová stopa na domku nedaleko koryta Olešky nad horním profilem tratě

Další liniová stopa, která nevykazovala vliv lokálního ovlivnění průběhu hladiny, byla nalezena na plotě za místní silničkou vedoucím po levém břehu Olešky (**Foto 6.2**).

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 6.2 Liniová stopa zachyceného listí na plotě nad profilem P4

Koryto Olešky je v obci Dětrichov upraveno, v průběhu povodně nedošlo k jeho zásadnímu poškození. V okolí však docházelo k zachytávání spláví na okolních stromech a jiných překážkách, které zvyšovaly odpory koryta. Součinitel drsnosti koryta byl proto uvažován hodnotou $n_k = 0.045$. Stav koryta bezprostředně po povodni je dokumentován na **Foto 6.3 a 6.4**.



Foto 6.3 Stav koryta po povodni v horní části posuzovaného úseku.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



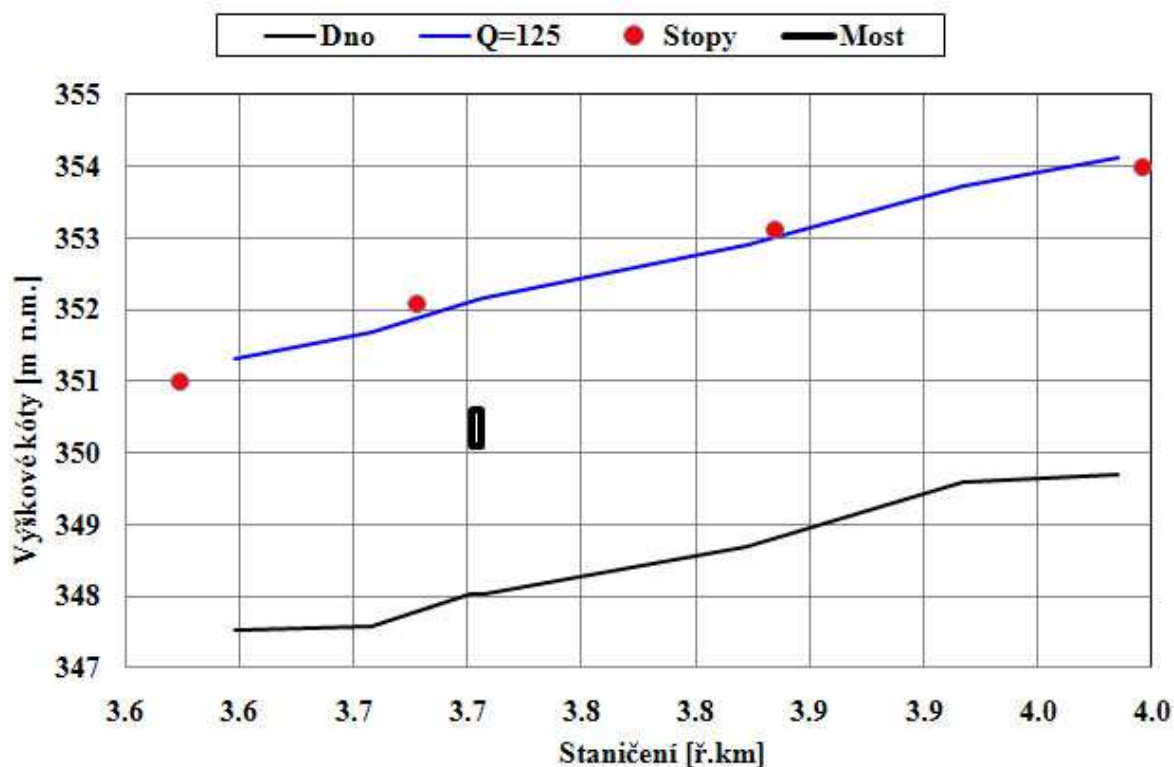
Foto 6.4 Koryto Olešky po povodni nad místním cestovním mostem.

Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Olešce v řešeném úseku v obci Dětrichov pro průtok $Q = 125 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v **Tab. 6.1** a obdobně graficky na **Obr. 6.3**.

Tab. 6.1 Průběh modelované hladiny na Olešce v Dětrichově pro průtok $Q=125 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_0	H_e	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
3.574				351.00					
3.598	125	347.53	351.30		0.0044	2.63	82.3	55.6	0.45
3.658	125	347.57	351.65		0.0082	3.71	64.9	53.0	0.61
3.678				352.08					
3.701	125	348.04	352.16		0.0055	3.08	77.5	90.9	0.50
3.704	Cestní mostek								
3.707	125	348.04	352.19		0.0053	3.03	79.1	91.6	0.49
3.822	125	348.68	352.87		0.0130	4.14	52.4	53.1	0.68
3.835				353.12					
3.917	125	349.59	353.79		0.0032	2.60	79.4	42.7	0.45
3.985	125	349.70	354.16		0.0016	1.81	154.0	97.8	0.31
3.996				353.99					

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

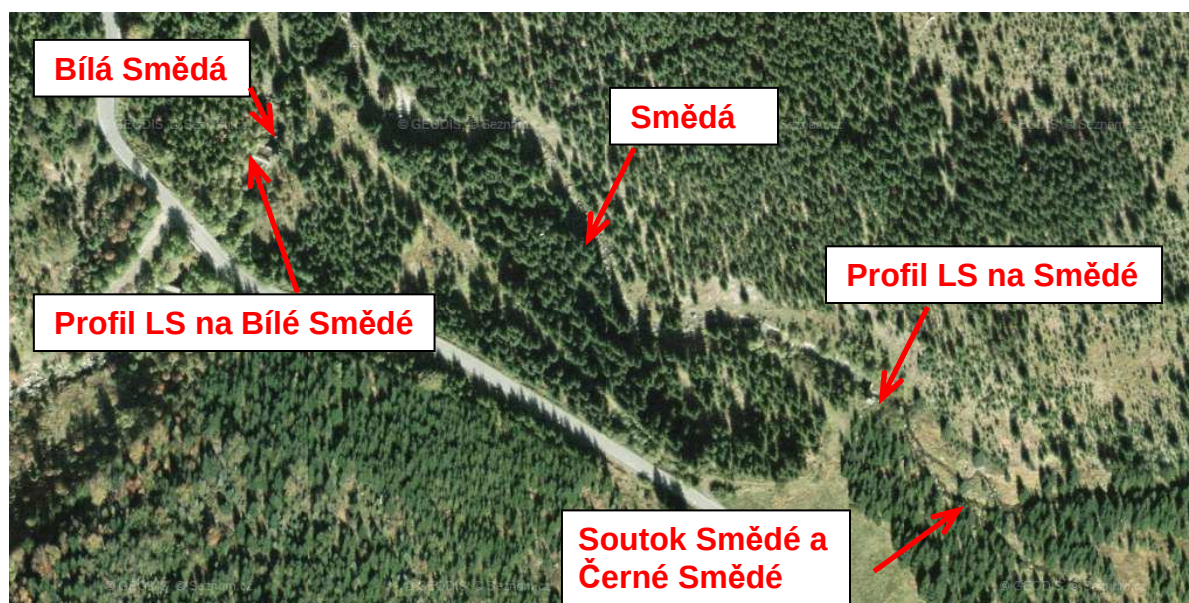


Obr. 6.3 Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Olešky v Dětrichově pro průtok $Q = 125 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Zjištěným stopám po povodni z června 2010 na **Olešce v Dětrichově v úseku ř.km 3.6 až 4.0** nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q_{kul} = 125 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Vzhledem k nejistotě úrovní stop po kulminační hladině a k tomu, že nebyly k dispozici podklady umožňující provést kalibraci součinitele drsnosti koryta, byla chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

7 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA SMĚDÉ A BÍLÉ SMĚDÉ NA SMĚDAVĚ

V horní části povodí říčky Smědé se v blízkosti horské chaty Smědava nachází její soutok s levostranným a pravostranným přítokem Bílou a Černou Smědou. V oblasti se byly postaveny dvě limnigrafické stanice ČHMÚ, které jsou součástí výzkumného povodí. První se nachází na Smědě těsně pod soutokem s Černou Smědou, druhá na Bílé Smědě naopak těsně nad soutokem se Smědou. Polohy umístění obou stanic i trasy všech horských toků jsou patrné na **Obr. 7.1**.



Obr. 7.1 Letecký snímek soutoku Smědé a Bílé Smědé s vyznačením poloh limnigrafických stanic

Obě stanice byly postaveny v profilech vysokých kamenných stupňů ve dně. Přelivné hrany obou stupňů byly navrženy z úzkými kynetami, jejich cílem bylo zvýšení výšky přepadového paprsku za malých průtoků a tím zvýšení přesnosti stanovení průtoků. Dynamické účinky vodního proudu za srpnové povodně 2010 oba profily poškodily.

V případě stanice na Bílé Smědě došlo k uvolnění několika kamenů na přelivné hraně. Úroveň přelivné hrany a existence kynety však nebyla významně změněna. To vyplývá z **Foto 7.1**. Kameny byly z vývaru vyzdvíženy až po povodni, po ní byl rovněž provizorně zahrazen vtok do kanálku vedoucího ke stanici. Maximální úroveň hladiny byla bezprostředně po průchodu povodně zajištěna pracovníky ČHMÚ. Na **Foto 7.2** jsou patrné značky na základu stanice a na bílém kůlu na kraji svahu.

Stanice na Smědě byla poškozena již významněji. Přelivná hrana byla v celé šířce koryta srovnána na úroveň přelivné hrany samostatné kynety. Chybějící kameny byly strženy do vývaru a odneseny. To názorně přibližuje **Foto 7.3**. Stopy po kulminační hladině byly vyznačeny na zděném opevnění profilu nadjezí (**Foto 7.4**)

V případě obou stanic nebylo upravené koryto na stupněm schopno celý průtok provést, a proto došlo k vybřežení hladinu. V případě stanice na Smědě proudila voda za pravým břehem opevnění, u Bílé Smědě byl objekt stanice obtékán také zprava.



Foto 7.1 Poškozená přelivná hrana stupně v profilu limnigrafické stanice na Bílé Smědě



Foto 7.2 Značky stop po kulminační hladině v blízkém okolí limnigrafické stanice na Bílé Smědě



Foto 7.3 Zničená přelivná hrana stupně v profilu limnigrafické stanice na Smědě ve Smědavě



Foto 7.4 Značka stopy po kulminační hladině na břehovém opevnění v blízkosti profilu limnigrafické stanice na Smědě

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

K hydraulickému vyhodnocení byl pro obě stanice použit stejný postup. Vzhledem k tomu, že jsou oba stupně dostatečně vysoké, došlo na nich i v případě srpnové povodně k vytvoření dokonalého přepadu přes stupeň ve dně

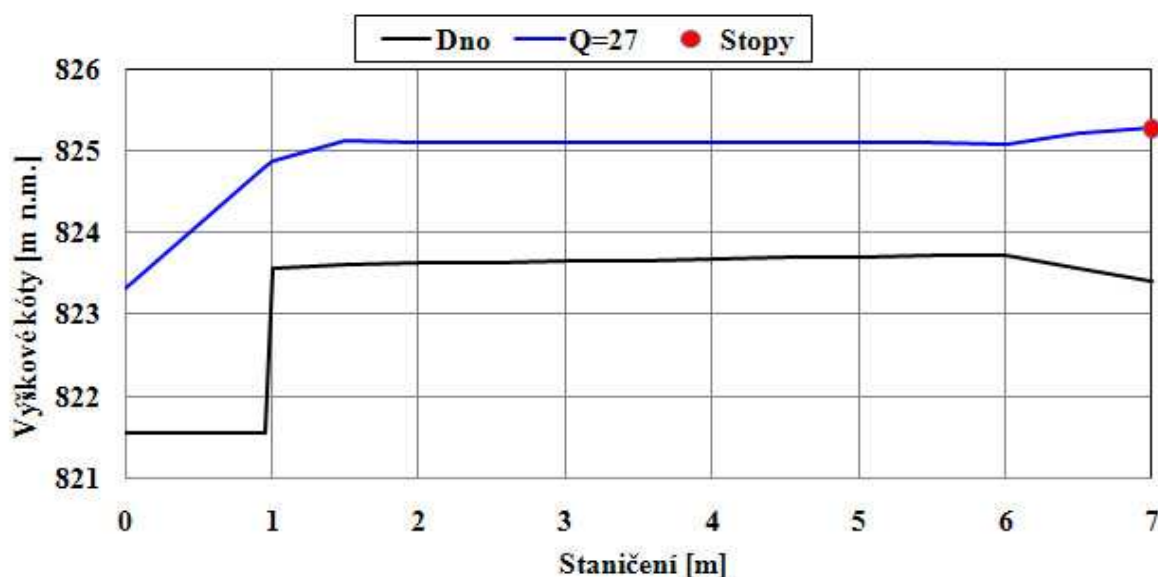
Polohy maximální hladiny byly v případě obou stanic zajištěny ve vzdálenosti několika metrů nad přelivnou hranou. Vzhledem k výrazné křivce snížení, která se musela v okolí přelivné hrany vytvořit, bylo nutné průběh podrobně propočítat. Geodeticky byly zaměřeny u obou stanic příčné profily v linii přelivné hrany a v místě stopy a dále podrobný podélný profil dna koryta. Výpočtové modely pro obě stanice byly sestaveny se vzdálenostmi mezi profily **0.5 m**. V případě hloubek blízkých kritické hodnotě, což byl případ obou stanic, závisí průběh hladiny na součiniteli drsnosti koryta jen velmi málo. Proto na rozdíl od ostatních případů nebyla přesnost odhadu u těchto 2 lokalit ovlivněna volbou tohoto součinitele.

Výsledky modelovaného průběhu hladiny pro průtok $Q_K = 27 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v upraveném korytě Smědě v zaměřeném úseku v okolí stanice byly zpracovány do **Tab. 7.1** a **Obr. 7.2**. Kromě proudění v upraveném korytě voda vybřežila do pravé inundace a v šířce **7.5 m** při hloubce několika decimetrů obtékala opevnění. Při sklonu hladiny přibližně $i = 0.01$ byla rychlost proudění v inundaci odhadnuta jako $0.75 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$. Průtok pravou inundací byl pro průtočnou plochu 1.3 m^2 následně stanoven hodnotou $Q_{PI} = 1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Obr. 7.1 Průběh hladiny v upraveném korytě Smědě při průtoku v korytě $Q_K = 27 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Staničení	H_d	H_0	H_e	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[m]	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
0.0	821.56	823.32	823.55		0.0100	2.13	12.7	9.2	0.58
1.0	823.56	824.87	825.37		0.0114	3.13	8.6	8.7	1.00
2.0	823.62	825.11	825.40		0.0046	2.39	11.3	9.2	0.69
3.0	823.65	825.11	825.41		0.0049	2.45	11.0	9.1	0.71
4.0	823.67	825.10	825.42		0.0053	2.52	10.7	9.0	0.74
5.0	823.70	825.09	825.44		0.0058	2.59	10.4	9.0	0.77
6.0	823.75	825.07	825.45		0.0063	2.67	10.1	8.9	0.80
7.0	823.41	825.28	825.48	825.27	0.0036	1.99	13.6	9.2	0.52

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



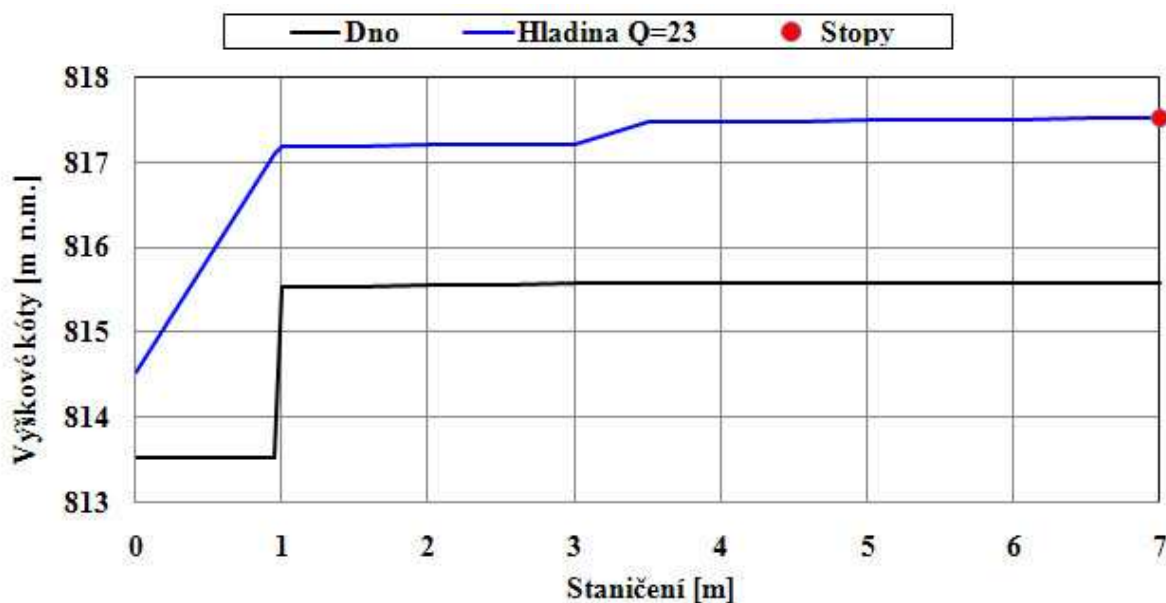
Obr. 7.2 Průběh hladiny v upraveném korytě Smědé v krátkém úseku v okolí limnigrafické stanicemi při průtoku v korytě $Q_K = 27 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně vyznačené stopy po kulminační hladině

Velmi podobné výsledky byly získány i z vyhodnocení limnigrafické stanice na Bílé Smědě. Výsledky modelovaného průběhu hladiny pro průtok $Q_K = 23 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v krátkém upraveném korytě Smědé v okolí stanice jsou zpracovány do **Tab. 7.2** a **Obr. 7.3**. Rovněž i v případě této stanice došlo k proudění vody mimo koryto, kdy byl obtékán objekt stanice vpravo od staniční budky. Šířka tohoto proudu byla v tomto případě až **6.0 m**, hloubka vody se pohybovala kolem **0.25 cm**. Vzhledem k velkému sklonu hladiny většímu než **0.03** se zde vyskytovalo bystřinné proudění. Na základě odhadu rychlosti proudění mezi **2.5 až 3 m.s⁻¹** a zaměřené průtočné plochy kolem **1.5 m²** byl průtok obtékající objekt stanice zprava stanoven hodnotou $Q_{PI} = 4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Tab. 7.2 Průběh hladiny v upraveném korytě Bílé Smědé v krátkém úseku v okolí limnigrafické stanicemi při průtoku v korytě $Q_K = 23 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Staničení	H_d	H_0	H_e	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[m]	[m ³ ·s ⁻¹]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[-]
1.0	815.53	817.20	817.56		0.0086	2.78	9.0	12.8	1.00
2.0	815.55	817.20	817.58		0.0083	2.77	8.9	11.7	0.94
3.0	815.57	817.21	817.59		0.0084	2.80	8.7	10.5	0.92
4.0	815.57	817.48	817.62		0.0017	1.70	14.7	11.4	0.42
5.0	815.58	817.49	817.62		0.0017	1.67	15.1	12.2	0.41
6.0	815.58	817.50	817.62		0.0018	1.62	15.8	13.0	0.40
7.0	815.59	817.52		101.43	0.0017	1.54	16.7	13.8	0.38

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

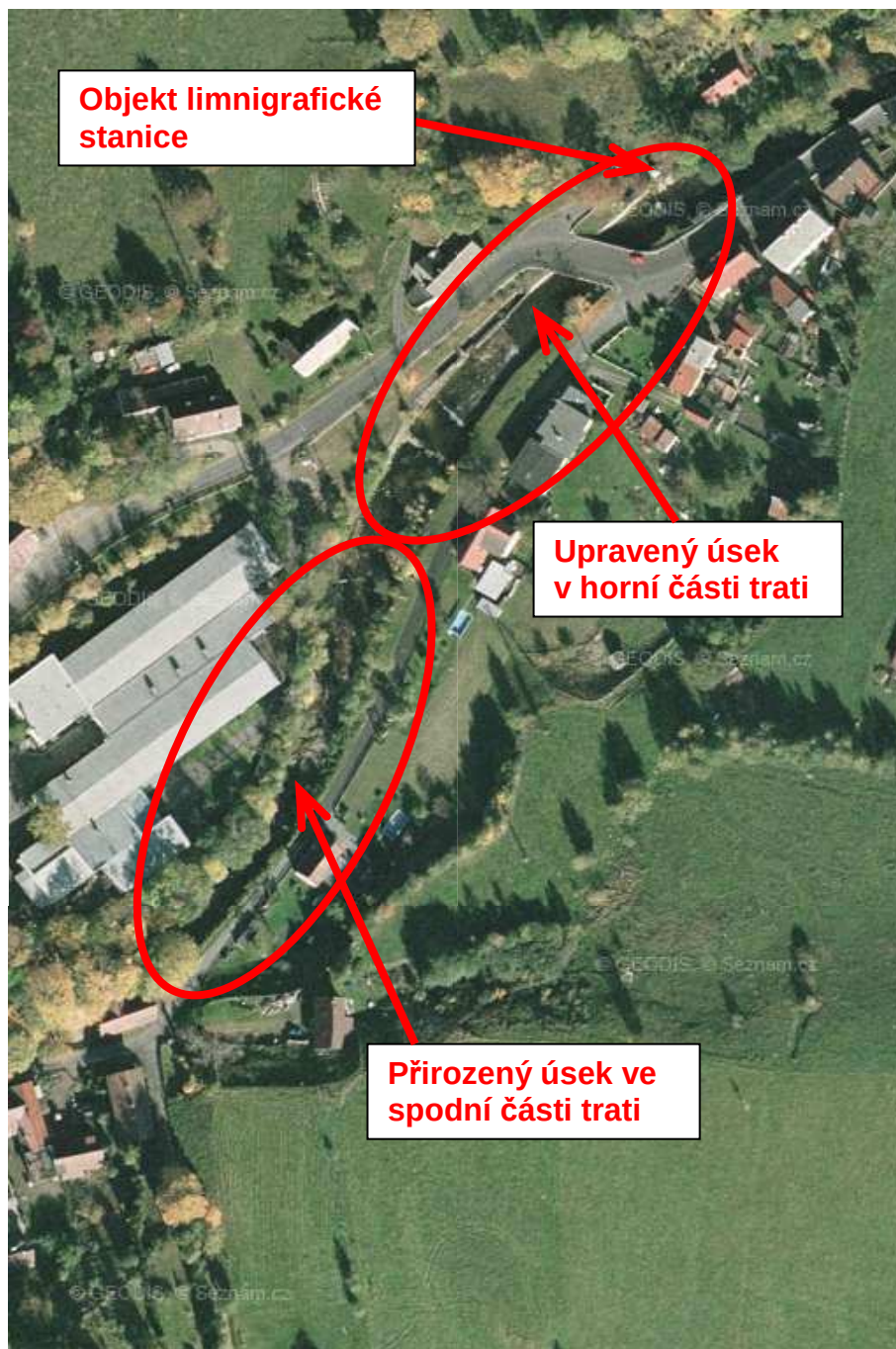


Obr. 7.3 Průběh hladiny v upraveném korytě Bílé Smědé v okolí limnigrafické stanicemi při průtoku v korytě $Q_K = 23 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně vyznačených stop po kulminační hladině

Na základě provedených výpočtů byl kulminační průtok v profilu limnigrafické stanice na říčce Smědé ve Smědavě stanoven hodnotou $Q_{\text{kul}} = 28 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ a na jejím přítoku Bílé Smědé hodnotou $Q_{\text{kul}} = 27 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Chyba odhadu byla pro oba případy stanovena jako $\pm 4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

8 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA SMĚDÉ V BÍLÉM POTOCE

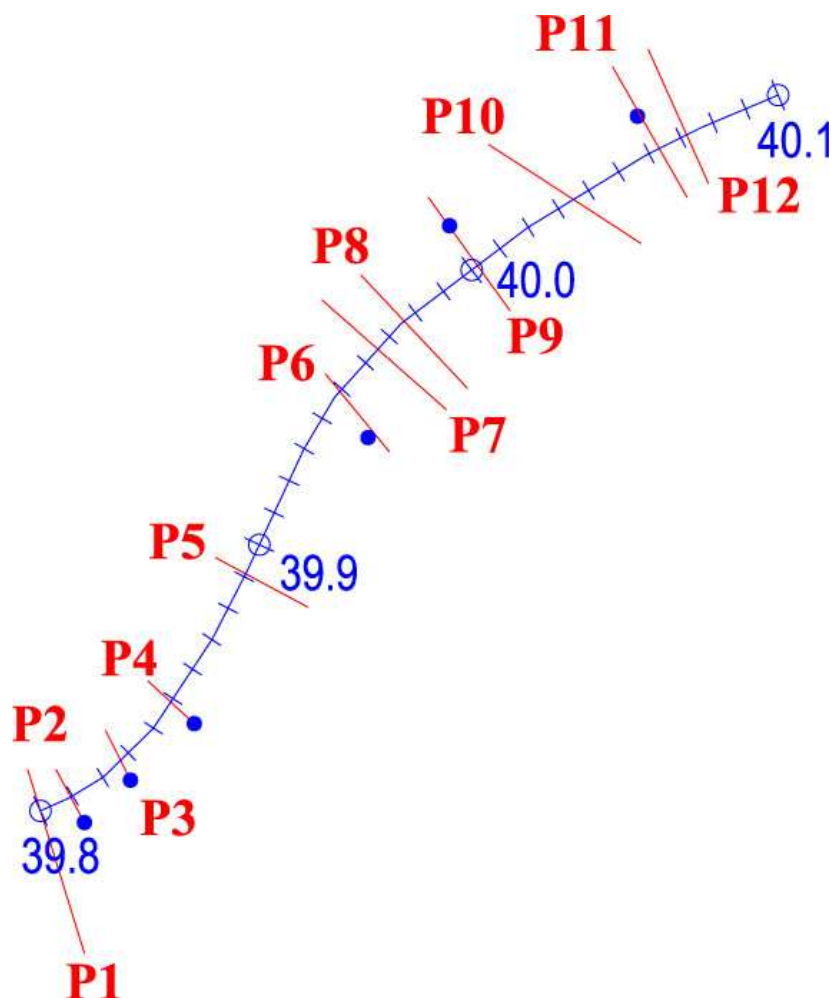
První významnou obcí, kterou řeka Smědá protéká, je Bílý potok. Zde se také těsně nad jedním ze silničních mostů nachází limnigrafická stanice ČHMÚ. Umístění limnigrafické stanice i rozsah zaměřené trati pro vyhodnocení kulminačního průtoku je patrný **Obr. 8.1**.



Obr. 8.1 Letecký snímek úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Smědě v Bílém potoce

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Okolí limnigrafické stanice patřilo k těm úsekům, kde prakticky nedošlo vylití vody z koryta řeky. Měrná trať dlouhá **270 m** byla tvořena 2 rozdílnými úseky. Spodní úsek, kde je dno tvořeno rostlým skalním podložím, je zcela přirozené, naopak horní část byla v minulosti upravena, v okolí silničního mostu byl příčný profil stabilizován svislými opěrnými zdi., pod mostem byl vybudován spádový stupeň s odběrným objektem, který byl za povodně porušen. V průběhu povodně také došlo k významnému prohloubení dna v profilu mostního objektu, a to o více než **50 cm**. Materiál se naopak ukládal v okolí citovaného porušeného spádového stupně. Situace zaměřených profilů a poloh stop po kulminační hladině je zpracována na **Obr. 8.2**. K hydraulickému výpočtu bylo použito několik profilů zaměřených v roce 2008 při zpracování extrapolace měrné křivky. Po povodni byl nově zaměřen vymletý profil silničního mostu, poškozeného stupně a prahy a přirozený úsek ve spodní části.



Obr. 8.2 Situace zaměřených údolních profilů včetně umístění stop po kulminační hladině

Objekt limnigrafické stanice se značkou maximální hladiny a poškozený stabilizační práh je zdokumentován na **Foto 8.1**, mostní objekt s vymletým dnem na dalším **Foto 8.2**.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 8.1 Objekt limnigrafické stanice Bílý potok se značkou maximální hladiny a poškozeným stabilizačním prahem



Foto 8.2 Vymleté dno Smědé nad profilem silničního mostu v Bílém potoce

Poškozený spádový objekt pod silničním mostem je patrný na **Foto 8.3**, přirozený sevřený úsek v rostlém skalním podloží je zdokumentován na **Foto 8.4** a **8.5**. Zatímco v horní části je koryto na březích poměrně hustě zarostlé, na dolním konci jsou již břehy volnější.



Foto 8.3 Poškozený spádový objekt pod silničním mostem s náplavy

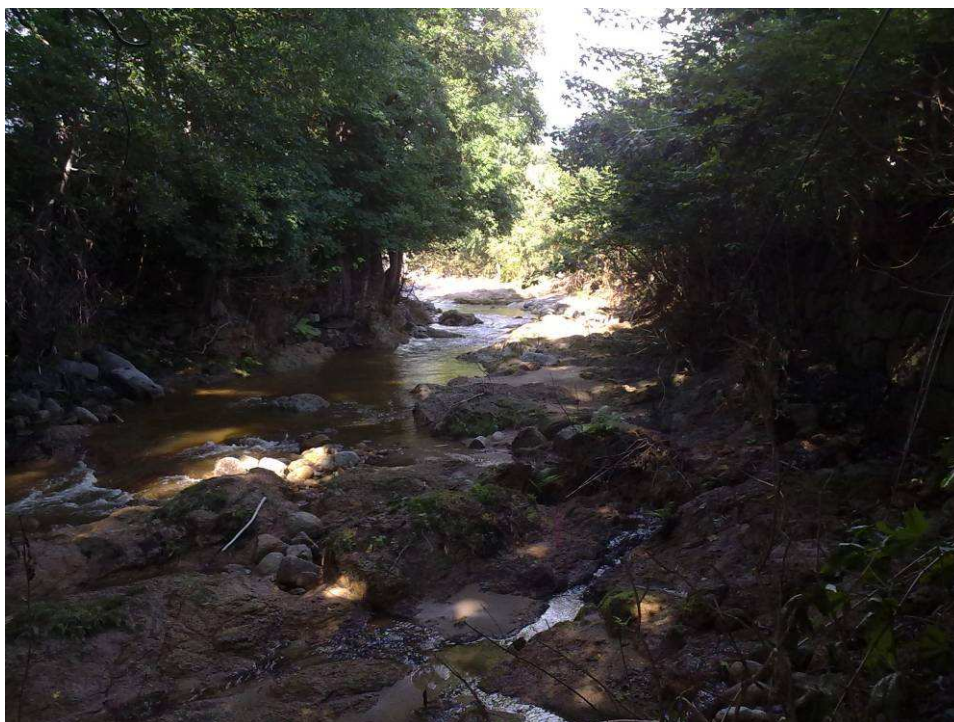


Foto 8.4 Horní část přirozeného sevřeného úseku Smědé s oboustranně zarostlými břehovými svahy



Foto 8.5 Charakter dolní části měrného úseku Smědé s jen mírně zarostlými břehovými svahy

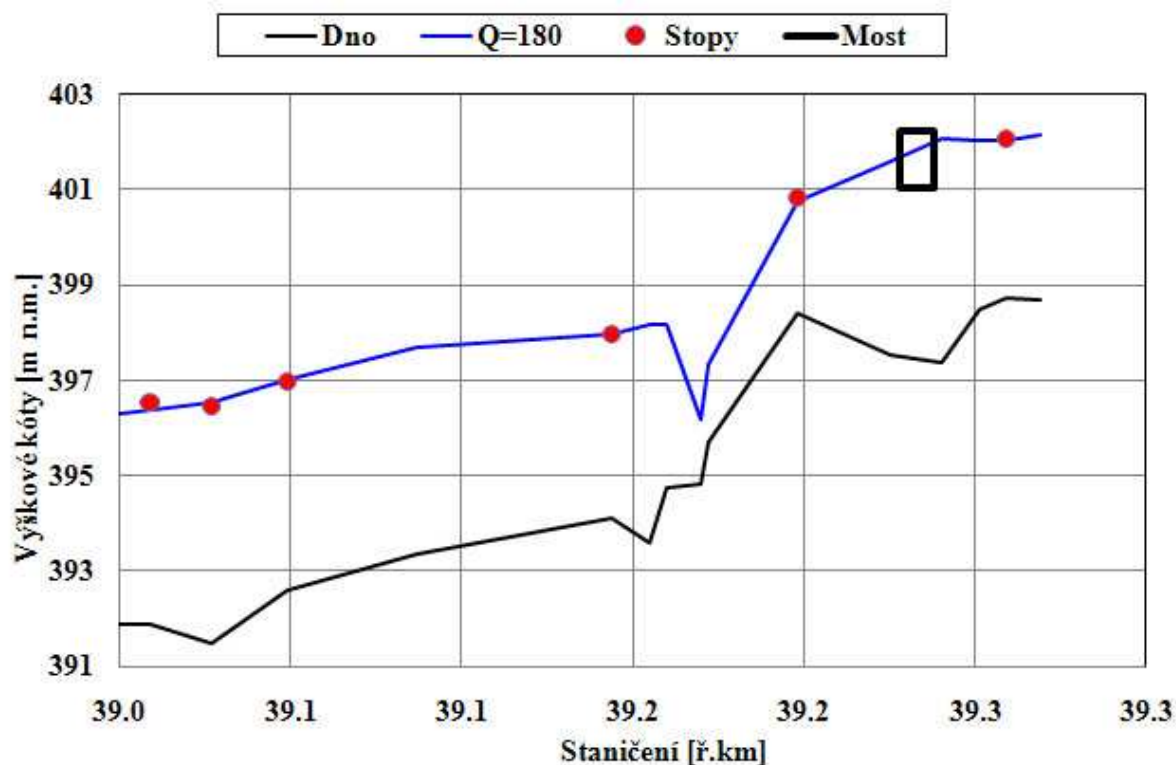
Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Smědé v okolí limnigrafické stanice Bílý Potok pro průtok $Q = 180 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v **Tab. 8.1** a obdobně graficky na **Obr. 8.3**. Z tabulky a grafu je patrné, že se v oblasti vyskytovalo jak říční proudění, tak i bystřinné proudění. Bystřinné proudění s lokálně vysokými rychlostmi se vytvoří v úseku s velkým sklonem dna mezi ř.km 39.20 až 39.17, ve zbývající části bude proudění již v říčním režimu.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Tab. 8.1 Průběh modelované hladiny na Smědě v Bílém Potoce pro průtok $Q=180\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3\cdot\text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
39.000	180	391.14	396.30		0.0065	2.77	66.7	21.1	0.46
39.009	180	391.86	396.39	396.54	0.0108	2.72	66.1	19.1	0.47
39.027	180	391.49	396.53	396.45	0.0205	3.27	55.0	15.9	0.56
39.049	180	392.59	397.02	396.96	0.0264	3.35	53.8	17.0	0.60
39.087	180	393.33	397.69		0.0059	2.60	73.3	29.2	0.46
39.144	180	394.11	397.98	397.96	0.0054	2.71	66.5	22.9	0.51
39.155	180	393.58	398.17		0.0026	2.17	83.1	19.8	0.34
39.159	Stupeň								
39.160	180	394.74	398.18		0.0058	2.88	62.6	19.7	0.52
39.170	180	394.83	396.16		0.1436	8.38	21.5	16.5	2.35
39.172	180	395.70	397.32		0.0944	7.33	24.6	17.0	1.95
39.198	180	398.41	400.76	400.83	0.0229	4.44	40.7	30.3	0.99
39.225	180	397.52	401.6		0.0079	3.28	54.8	15.8	0.56
39.233	Most								
39.240	180	397.37	402.06		0.0051	2.81	64.1	15.8	0.45
39.251	180	398.50	402.03		0.0080	3.25	56.9	25.2	0.62
39.256	Práh limnigrafické stanice								
39.259	180	398.73	402.04	402.07	0.0104	3.54	52.3	25.2	0.70
39.269	180	398.67	402.15		0.0206	3.74	53.5	27.5	0.70

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

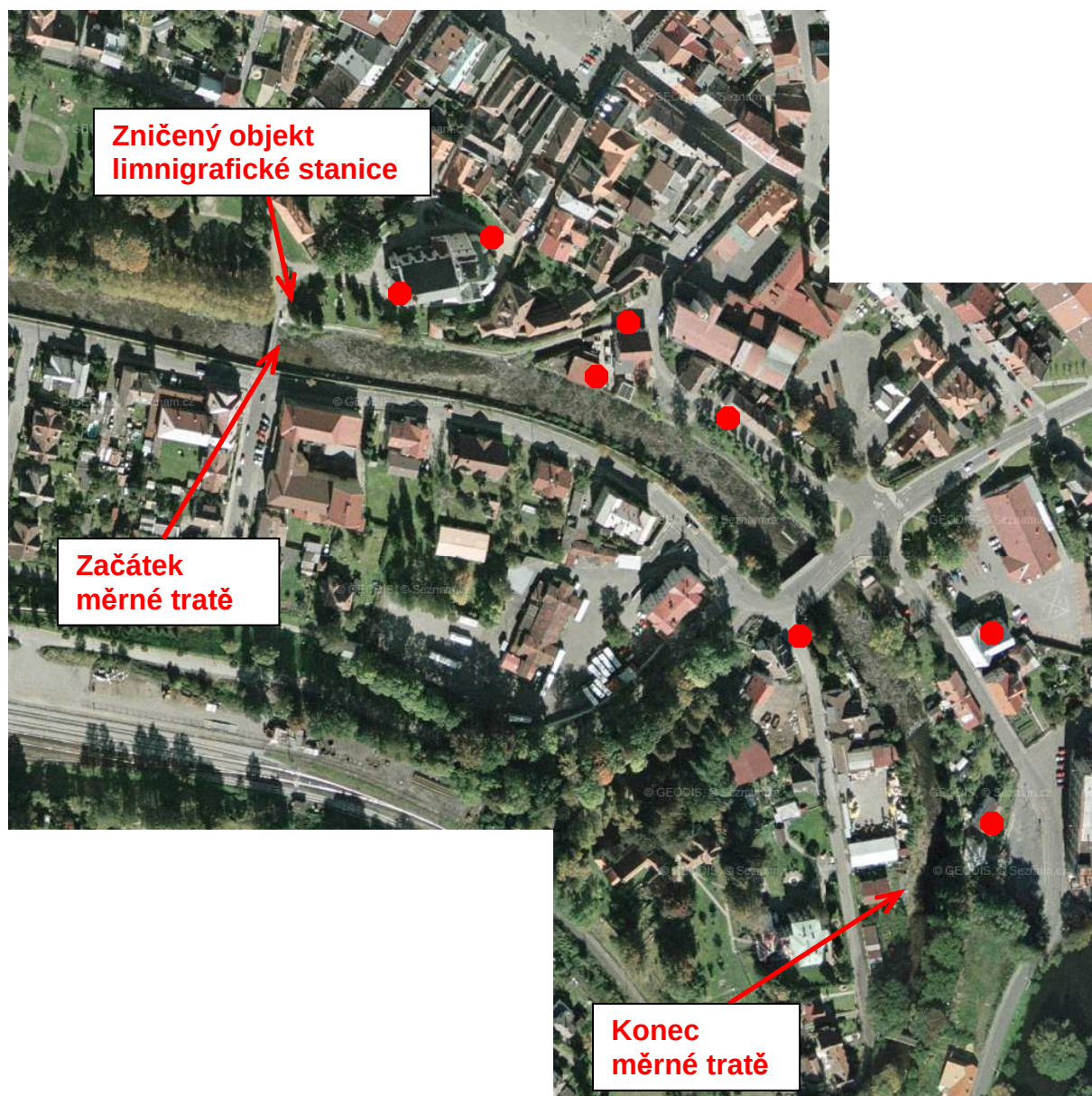


Obr. 8.3 Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Smědé v Bílém Potoce pro průtok $Q = 180 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Zjištěným stopám po povodni z července 2010 na **Smědé v Bílém Potoce v úseku ř.km 39.0 až 39.3** nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q_{kul} = 180 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Chyba odhadu byla stanovena v rozsahu $\pm 25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

9 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA SMĚDÉ VE FRÝDLANTU

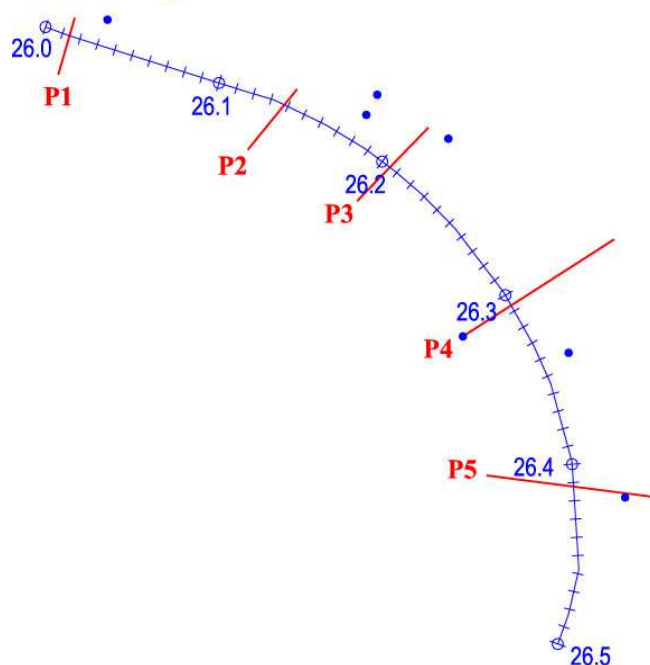
Největší město postižené srpnovou povodní roku 2010 byl Frýdlant. Řeka Smědá zde byla upravena do obdélníkového profilu se svislými opěrnými zdmi. Uprostřed tohoto úseku se také nacházel objekt limnigrafické stanice ČHMÚ, který byl za povodně zničen, stejně jako lávka, která v blízkosti stanice spojovala oba břehy. K vyhodnocení kulminačního průtoku byl vybrán úsek od profilu stanice směrem proti proudu, kde zůstal upravený profil zachován. V opačném směru došlo ke zničení opěrné zdi a významnému přetvoření průtočného profilu. Poloha trati pro vyhodnocení kulminačního průtoku je přiblížena na **Obr. 9.1**.



Obr. 9.1 Letecký snímek úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Smědě ve Frýdlantu s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Měrná trať dlouhá více než **400 m** sestávala z 5 údolních profilů, při prohlídce terénu bylo zajištěno a zaměřeno celkem 8 věrohodných stop po kulminační hladině. V úseku se nacházel **1** silniční most nepoškozený povodní. Situace zaměřených profilů a poloh stop po kulminační hladině je zpracována na **Obr. 9.2**.



Obr. 9.2 – Situace zaměřených údolních profilů včetně umístění stop po kulminační hladině

Pohled na zanesené koryto Smědé v úseku pod silničním mostem s pozůstatky objektu limnigrafické stanice je přiblíženo na **Foto 9.1**.



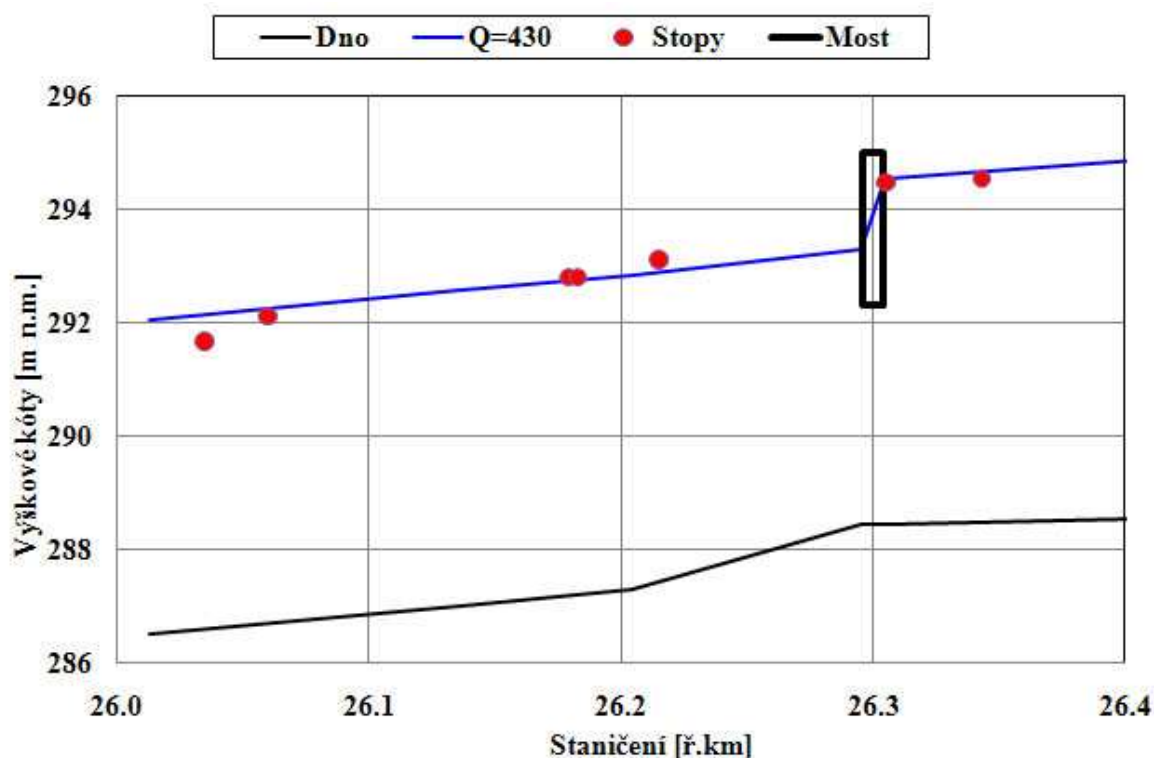
Foto 9.1 Částečně zanesené koryto Smědé se zbytkem limnigrafické stanice

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Smědě v úseku města Frýdlant nad zaústěním Rásnice pro průtok $Q = 430 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně úrovní zaměřených stop po kulminační hladině jsou uvedeny v **Tab. 9.1** a obdobně graficky na **Obr. 9.3**.

Tab. 9.1 Průběh modelované hladiny na Smědě ve Frýdlantu pro průtok $Q=430 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
26.013	430	286.5	292.03		0.0045	3.43	165.1	55.7	0.49
26.033				291.66					
26.060				292.10					
26.136	430	287	292.58		0.0043	3.32	152.8	42.4	0.47
26.179				292.00					
26.183				292.80					
26.204	430	287.3	292.84		0.0047	3.53	152.1	56.0	0.51
26.215				293.11					
26.295	430	288.44	293.28		0.0063	3.65	121.9	39.9	0.58
26.300	Silniční Most								
26.305	430	288.44	294.53	294.47	0.0026	2.71	183.1	85.0	0.39
26.343				294.54					
26.405	430	288.54	294.87	295.00	0.0018	2.36	251.0	94.2	0.34



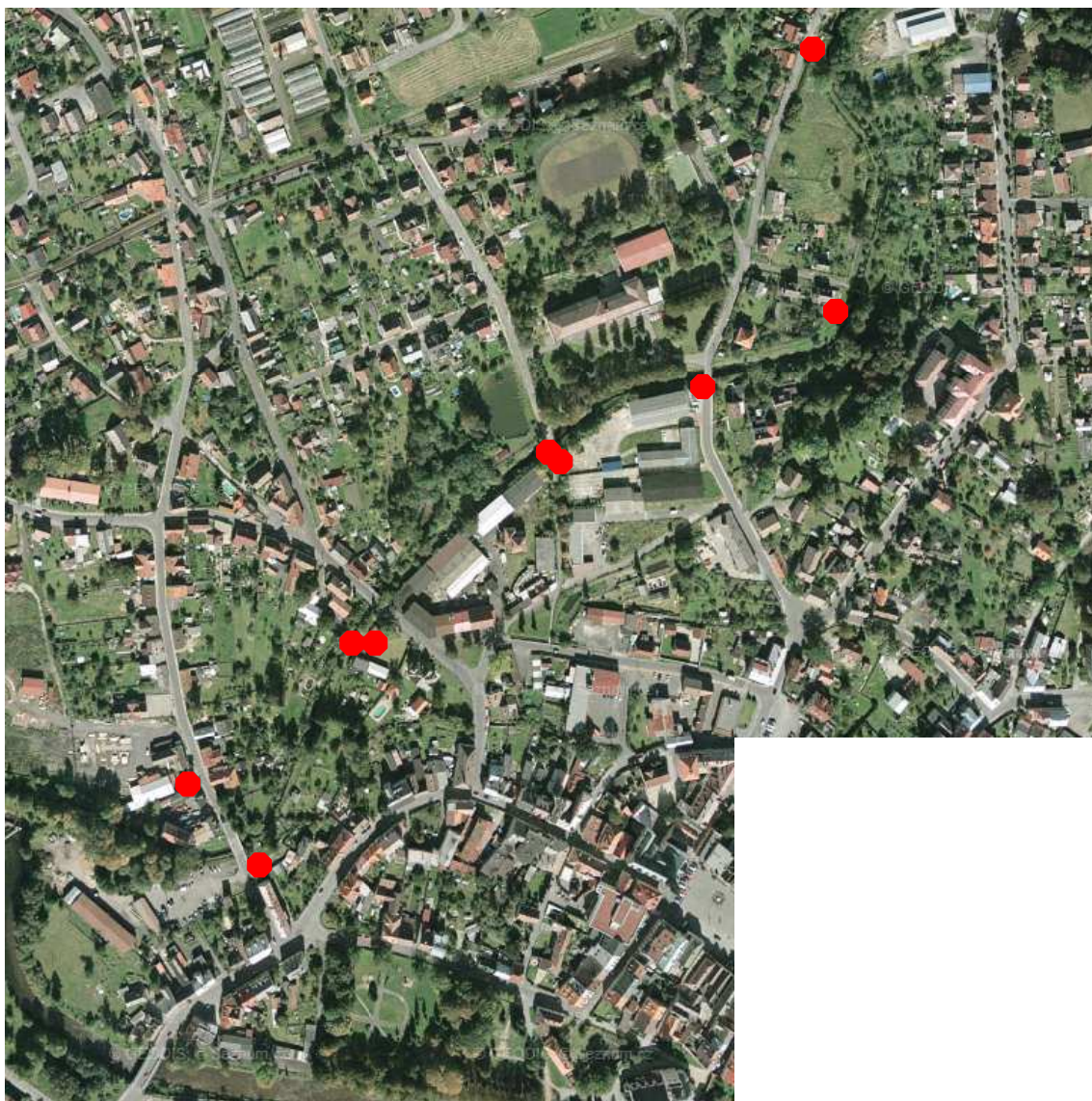
Obr. 9.3 Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na úseku Smědě ve Frýdlantu pro průtok $Q = 430 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Zjištěným stopám po povodni z června 2010 na **Smědé ve Frýdlantu v úseku ř.km 26.0 až 26.4** nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q_{kul} = 430 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Vzhledem k tomu, že nebyly k dispozici podklady umožňující provést kalibraci součinitele drsnosti koryta, byla chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

10 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA ŘASNICI VE FRÝDLANTU

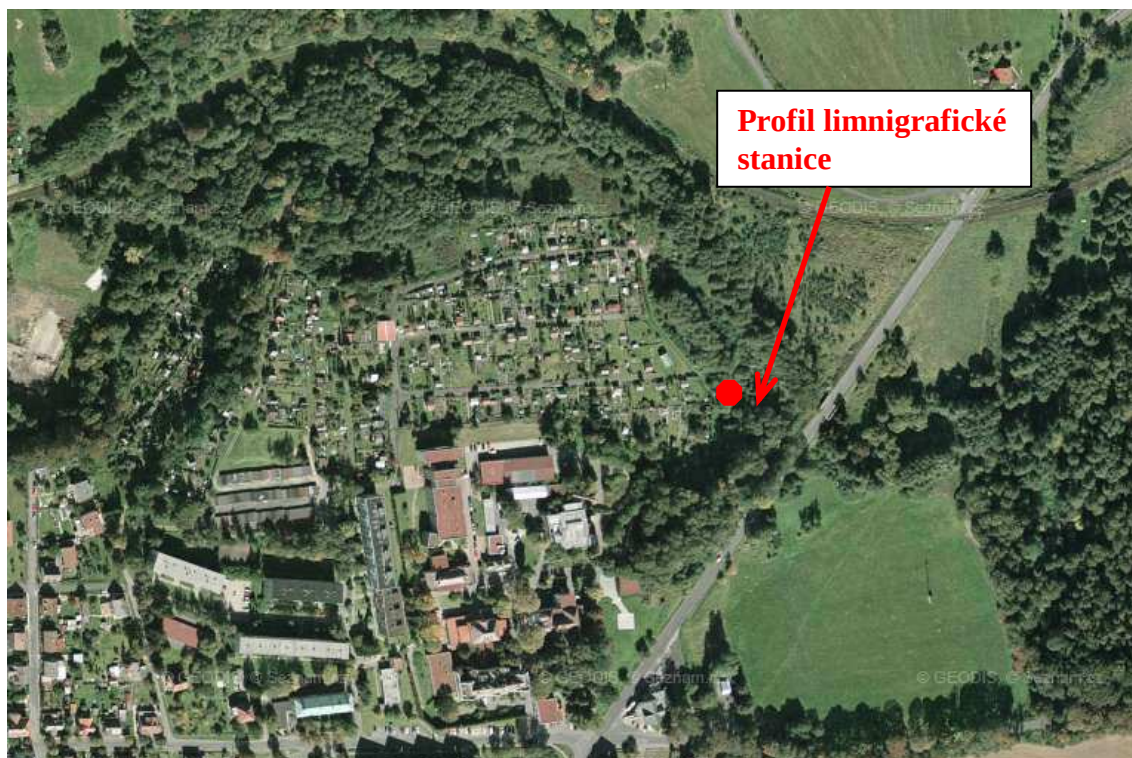
Město Frýdlant bylo postiženo nejen povodní na Smědě, ale také na jejím pravostranném přítoku Řasnici. Její koryto je na převážné délce, kde protéká Frýdlantem upraveno. Přesto došlo v řadě úseků k vybřežení hladiny z koryta. Jednalo se zejména o úseky v okolí řady mostních objektů z důvodu jejich přelití. K vyhodnocení byl zvolen dolní úsek řeky. Jeho letecký snímek včetně zvýraznění poloh stop po kulminační hladině, které stejnou měrou zajistil autor tohoto vyhodnocení a pracovníci správce toku podniku Povodí Labe, s.p., je přiložen na **Obr. 10.1**.



Obr. 10.1 Letecký snímek dolní části úseku pro vyhodnocení kulminačního průtoku na Řasnici ve Frýdlantu s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině

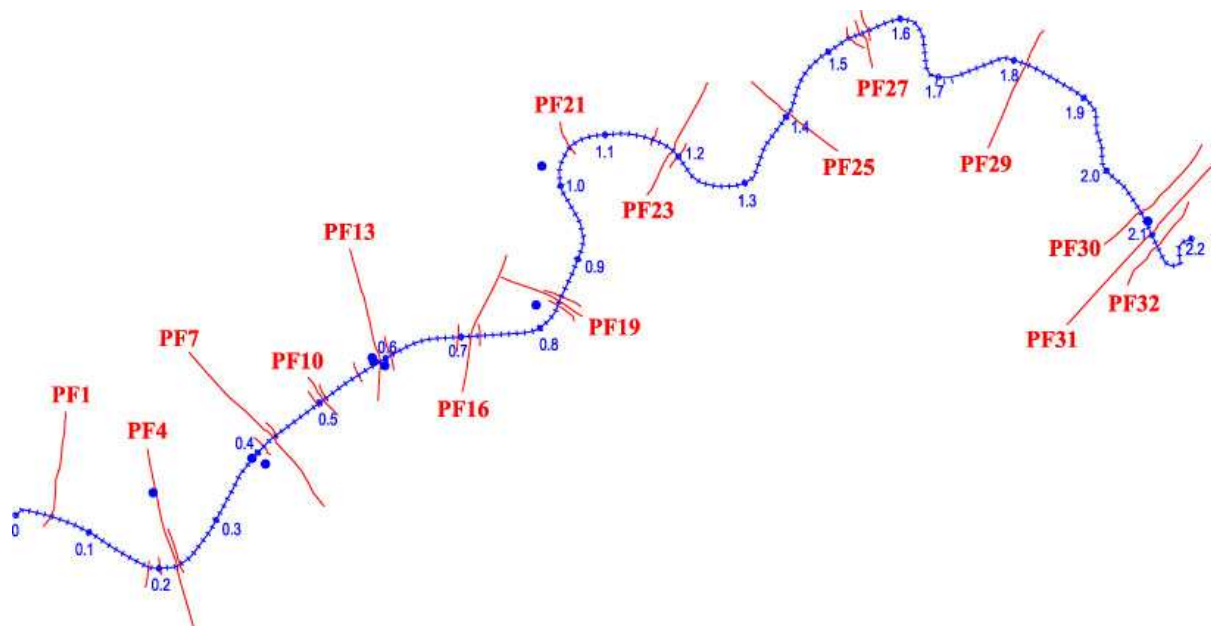
Na horním konci Frýdlantu se potom nachází limnigrafická stanice ČHMÚ. K vyhodnocení byl proto pochopitelně zvolen i úsek v jeho okolí (viz **Obr. 10.2**).

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Obr. 10.2 Poloha limnigrafické stanice Frýdlant na Řasnici z vyznačením zaměřené stopy po kulminační hladině

Zaměření příčných a údolních profilů byl převzato ze studie, kterou v roce 2007 zpracoval rovněž autor tohoto vyhodnocení. Pro účely tohoto vyhodnocení byly použity profily od soutoku se Smědou až k silničnímu mostu nad limnigrafickou stanicí. Celkově úsek dosahoval přes **2000 m**. Schéma umístění profilů a zaměřených stop je patrné na **Obr. 10.3**.



Obr. 10.3 Umístění příčných a údolních profilů a poloh zaměřených stop po kulminační hladině

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Ukázky zaměřených stop jsou uvedeny na **Foto 10.1** a **10.2**. Důkaz o přelévání jednoho ze silničních mostů je patrný na **Foto 10.3**, povodní nepoškozené upravené koryto v dolní části Řasnice je ukázáno na další **Foto 10.4**.



Foto 10.1 Stopa na objektu hospody pod silničním mostem



Foto 10.2 Stopa zachyceného listí na plotě u jednoho z místních mostů

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 10.3 Stopa na zábradlí po přeléváního mostu v ř.km 0.574



Foto 10.4 Nepoškozené upravené koryto nad mostem v ř.km 0.547.

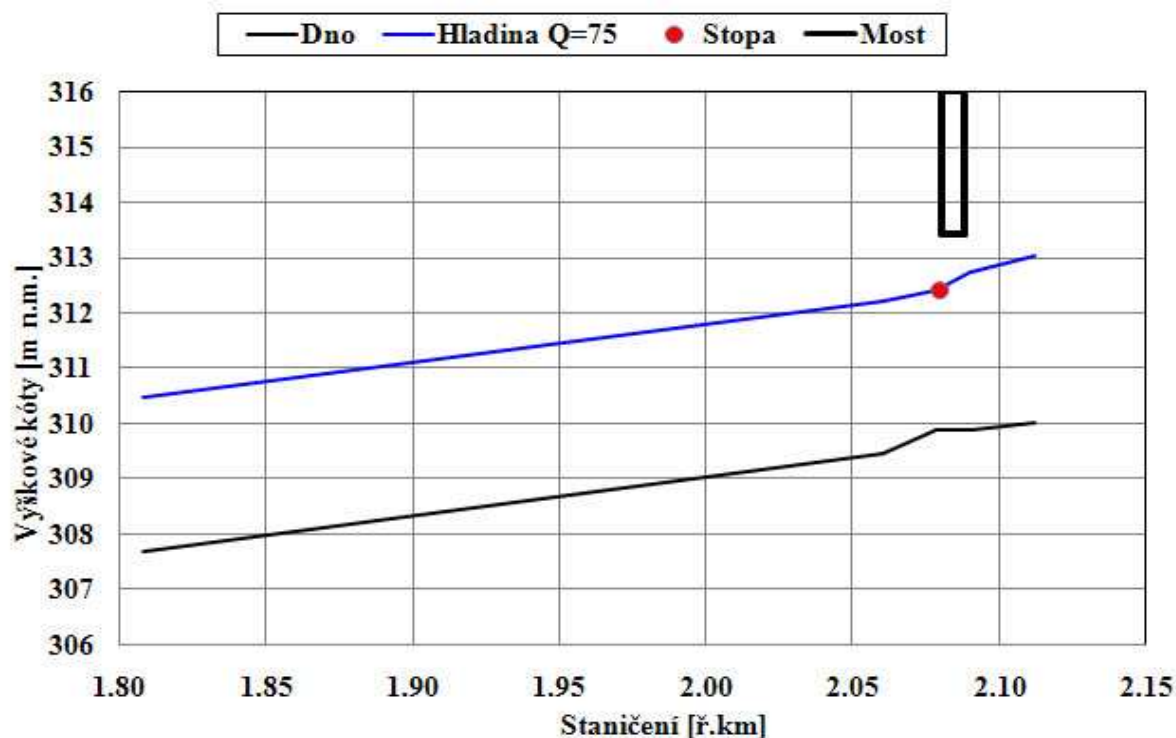
Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Řasnici ve Frýdlantu jsou uvedeny v **Tab. 10.1** a obdobně graficky po rozdělení na 2 dílčí úseky na **Obr. 10.4** a **10.5**. Úroveň hladiny ve výústní trati byla ovlivněna vysokou hladinou Smědé. Součinitel drsnost koryta byl uvažován hodnotou $n = 0.05$.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

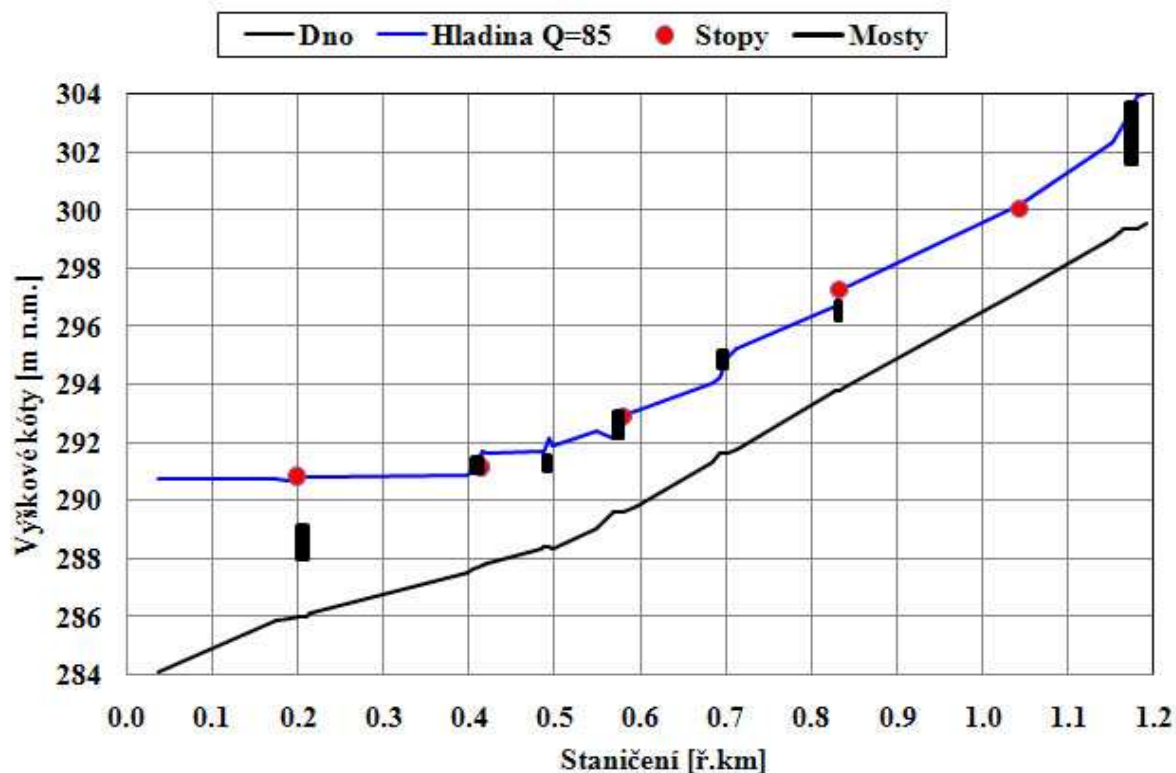
Tab. 10.1 Průběh modelované hladiny na Řasnici ve Frýdlantu

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	[m ³ ·s ⁻¹]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	[m·s ⁻¹]	[m ²]	[-]
0.037	85	284.13	290.75		0.0001	0.58	353.1	147.0	0.08
0.190	85	285.96	290.70		0.0008	1.64	72.3	21.3	0.25
0.201	85	286.04	290.83	290.83	0.0001	0.53	442.4	236.8	0.08
0.206	Most								
0.211	85	286.04	290.83		0.0001	0.52	443.0	236.8	0.08
0.215	85	286.13	290.81		0.0004	1.09	154.1	58.5	0.17
0.390				291.21					
0.399	85	287.56	290.87	291.16	0.0052	2.89	38.6	29.8	0.58
0.404	85	287.69	291.43		0.0004	0.88	207.4	123.2	0.18
0.410	Most								
0.415	85	287.79	291.44		0.0004	0.87	208.4	123.3	0.18
0.420	85	287.82	291.27		0.0028	2.34	43.0	24.8	0.46
0.484	85	288.37	291.33		0.0092	3.50	25.3	13.4	0.80
0.488	85	288.42	291.24		0.0132	3.96	21.4	11.0	0.91
0.491	Most								
0.494	85	288.42	291.25		0.0131	3.95	21.5	11.0	0.90
0.498	85	288.35	291.30		0.0161	4.22	20.5	12.0	1.00
0.548	85	289.04	292.36		0.0044	2.42	35.2	17.1	0.54
0.568	85	289.61	292.10	292.90	0.0154	4.16	20.4	8.6	0.86
0.574	Most			293.08					
0.580	85	289.61	292.70	293.37	0.0082	3.32	26.5	17.4	0.61
0.595	85	289.79	292.79		0.0093	3.48	25.7	15.5	0.77
0.684	85	291.33	293.73		0.0163	3.97	21.4	13.1	0.99
0.694	85	291.67	293.98		0.0218	4.75	17.9	7.9	1.00
0.697	Most								
0.701	85	291.67	294.92		0.0083	3.36	25.3	7.9	0.60
0.712	85	291.77	295.26		0.0034	2.54	40.5	25.1	0.49
0.827	85	293.79	296.72		0.0111	3.54	35.8	37.4	0.83
0.829	85	293.79	297.03		0.0076	3.00	54.2	92.7	0.65
0.831	Most								
0.833	85	293.79	297.32	297.28	0.0036	2.23	82.6	100.2	0.45
0.839	85	293.96	297.29		0.0042	2.56	58.3	46.2	0.53
1.043	85	297.24	300.18	300.05	0.0109	3.85	30.4	29.1	0.84
1.152	85	299.04	302.36		0.0135	4.43	24.6	17.2	0.84
2.060	75	309.44	312.21		0.0102	3.23	38.1	103.0	0.68
2.079	75	309.88	312.39	312.39	0.0127	3.21	23.3	11.2	0.71
2.084	Most								
2.090	75	309.88	312.72		0.0083	2.76	27.2	11.6	0.58

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Obr. 10.4 Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění v úseku Řasnice v okolí limnigrafické stanice Frýdlantu pro průtok $Q = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně povodňové stopy



Obr. 10.5 Podélný profil modelované hladiny nerovnoměrného proudění na dolním úseku Řasnice ve Frýdlantu pro průtok $Q = 85 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Zjištěným stopám po povodni z června 2010 na **Řasnici ve Frýdlantu pro úsek kolem limnigrafické stanice (ř.km 2.0 až 2.1)** odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q_{kul} = 75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, pro **úsek nad soutokem se Smědou ř.km 0 až 1.2** již $Q_{kul} = 85 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Vzhledem k tomu, že nebyly k dispozici podklady umožňující provést kalibraci součinitele drsnosti koryta, byla chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 15 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

11 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA SMĚDÉ V ÚSEKU VIŠŇOVÁ PŘEDLÁNCE

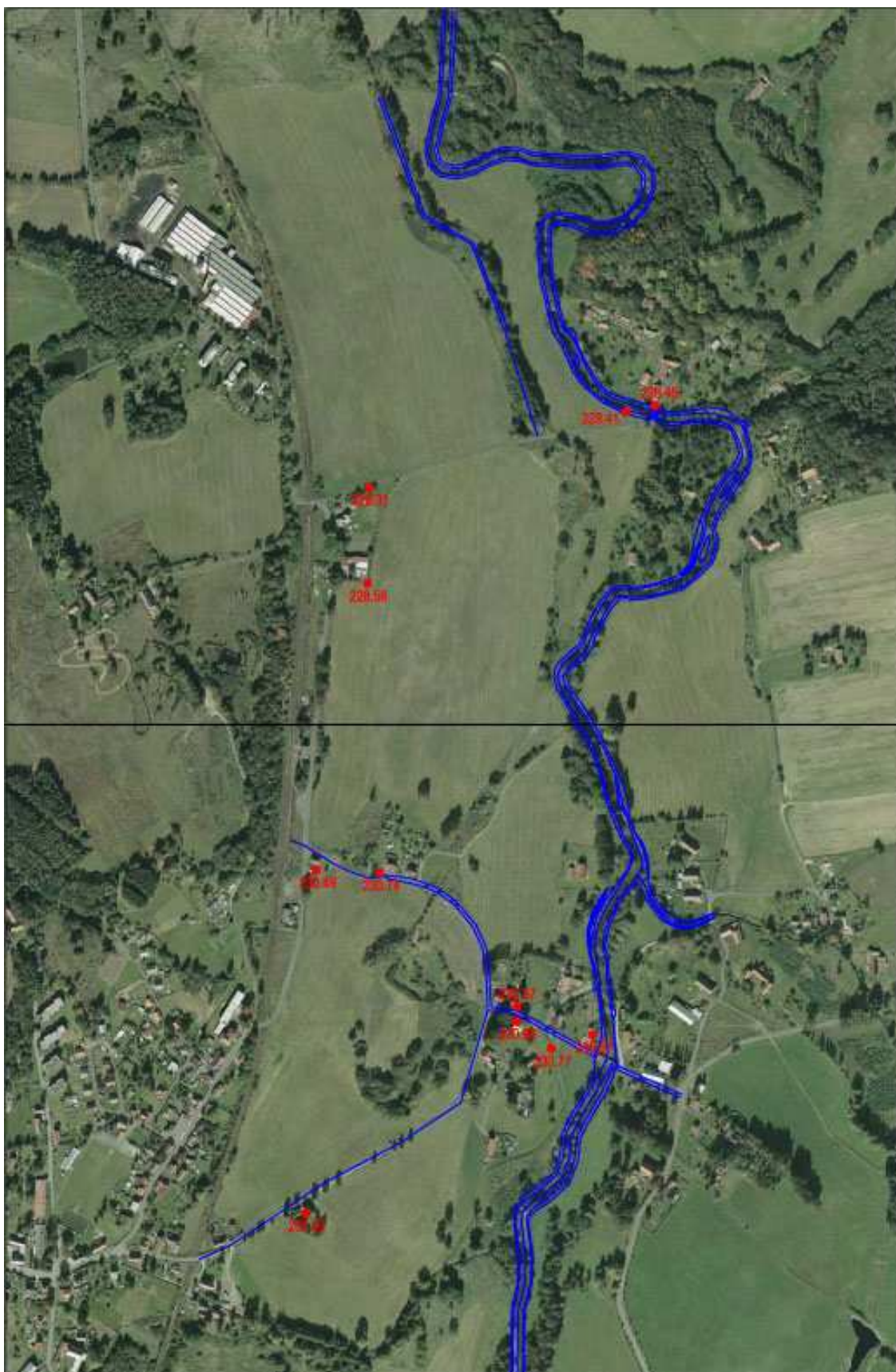
Pod Frýdlantem se charakter Smědé velmi mění. Údolí se značně rozšiřuje, sklon mírní, trasa se zakřivuje, koryto tak dostává typický charakter meandrujícího toku. Za povodní proto voda zpravidla proudí širokým záplavovým územím, které způsobuje přirozenou transformaci povodňových vln. V prvním fázi byl k vyhodnocení průtoků nad zaústěním Bukovského potoka vybrán úsek podél obce Višňová, kde je trasa napřímená. Stopy po kulminační hladině byly zajištěny od obce Poustka až k profilu limnigrafické stanice v Předlance. Vzhledem ke složitosti území a předpokládanému výraznému prostorovému průběhu hladiny byl nakonec na společném kontrolním dnu zástupců ČHMÚ i správce toku rozhodnuto vyřešit tuto lokalitu pomocí výpočtu náročnějšího 2D modelu.

K hydraulickému vyhodnocení poskytl správce toku podnik Povodí Labe zaměření koryta a inundace z roku 1996 a dále nejnovější digitální model terénu. Po povodni byl proměřen profil silničního mostu v Předlancích. Dále byl nově zaměřen profil silnice vedoucí od tohoto mostu směrem k železniční trati a jeden údolní profil na úrovni obce Višňová. V úseku kolem limnigrafické stanice bylo po rozhodnutí o 2D modelování nově tachymetricky doměřeno koryto Smědé v délce cca 1 km.

Polohy zaměřených stop po kulminační hladině jsou číselně uvedeny v **Tab. 11.1**, graficky je jejich umístění s výjimkou stop v oblasti obce Poustka vykresleno na podkladě ortofotomapy na **Obr. 11.1**.

Tab. 11.1 Zaměřené polohy stop po kulminační hladině v oblasti obcí Poustka, Višňová a Předlance

Oblast	Y	X	Z
Zástavba obce Poustka	686998.2	952500.0	233.49
	686969.2	952472.4	233.41
	686995.8	952528.8	233.50
Zástavba u silnice v horní části Višňové	687080.5	951681.7	231.05
Okolí silničního mostu ve Višňové	686828.0	951452.4	230.77
	686787.6	951413.5	230.98
	686786.4	951392.9	230.53
	686679.6	951432.5	230.57
Zástavba u křižovatky u nádraží Višňová	687065.8	951203.0	230.49
	686976.6	951207.3	230.74
Zástavba u obce Michalovice	686995.5	950802.6	228.58
	686991.7	950668.7	228.31
Limnigrafická stanice Předlance	686633.4	950565.8	228.41
Okolí limnigrafické stanice Předlance	686592.7	950555.0	228.45



Obr. 11.1 Letecký pohled na koryto Smědé a přilehlá záplavová území v okolí obcí Višňová a Předláneč včetně vyznačení zaměřených stop po kulminační hladině

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Upravená trasa Smědé vede podél obce Višňová u pravé strany inundačního území, nižší kóty terénu se však vyskytují naopak u levé strany. V případě vylití vody z koryta pak logicky významná část průtoku proudí v této části. Pod silnicí, která spojuje obě strany údolí na dolním konci obce Višňová, se v průběhu povodně vytvořily velké erozní plochy, které jsou dokumentovány na **Foto 11.2**. Na stejné ploše byly později dle výpočtu 2D proudění napočítány největší rychlosti proudění mimo koryto Smědé. Jedna ze stop po kulminační hladině byla místními občany zaznamenána na sloupu elektrického napětí u stejné silnice v místě již mírně vyvýšeného terénu (**Foto 11.1**).

Velké množství stop bylo možné nalézt na domech v oblasti levého předmostí silničního mostu přes Smědou (**Foto 11.3 a 11.4**) a také u osamělého objektu u silnice v horní části obce Višňová (**Foto 11.5**).



Foto 11.1 – Značka kulminační hladiny z datem výskytu 7.8.2010 na jednom ze sloupů elektrického napětí podél silnice vedoucí v inundačním území

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 11.2 – Vymletá plocha pod místní silnicí v místě největších rychlostí vody v zaplaveném území podél obce Višňová



Foto 11.3 – Značka kulminační hladiny na jednom z domů v blízkosti silničního mostu ve Višňové

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 11.4 – Stopa po kulminační hladině na jednom z domů v blízkosti silničního mostu ve Višňové



Foto 11.5 – Stopa po kulminační hladině na garáži u domu v horní části záplavového území Višňové

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

K numerickým výpočtům 2D proudění byl vybrán model FESWMS založený na metodě konečných diferencí. Výpočetní síť byla tvořena elementy se vzdáleností výpočetních bodů maximálně **4 m**. Podstatně podrobněji bylo potom modelováno koryto Smědé, což je také názorně vidět na přiloženém schematicém **Obr. 11.2**.

Použité materiálové typy jsou vykresleny na dalším **Obr. 11.3**. Těmto plochám byly přiřazeny drsnosti dle **Tab. 11.2**. Ty nebyly zadány jednou konstantní hodnotou, ale dvěma hodnotami, mezi kterými v závislosti na skutečné hloubce proudění program FESWMS sám interpoluje.

Tab. 11.2 Použité drsnosti při 2D modelování v řešeném úseku

Materiálový typ	Drsnosti v závislosti na hloubce vody	
Dno koryta	H=1 m n=0.045	H=2 m n=0.045
Břeh koryta	H=1 m n=0.075	H=2 m n=0.075
Pole	H=0.5 m n=0.15	H=1.0 m n=0.1
Silnice	H=0.2 m n=0.040	H=0.5 m n=0.035
Zástavba	H=1.0 m n=0.2	H=2.0 m n=0.15
Les	H=0.75 m n=0.2	H=1.5 m n=0.15

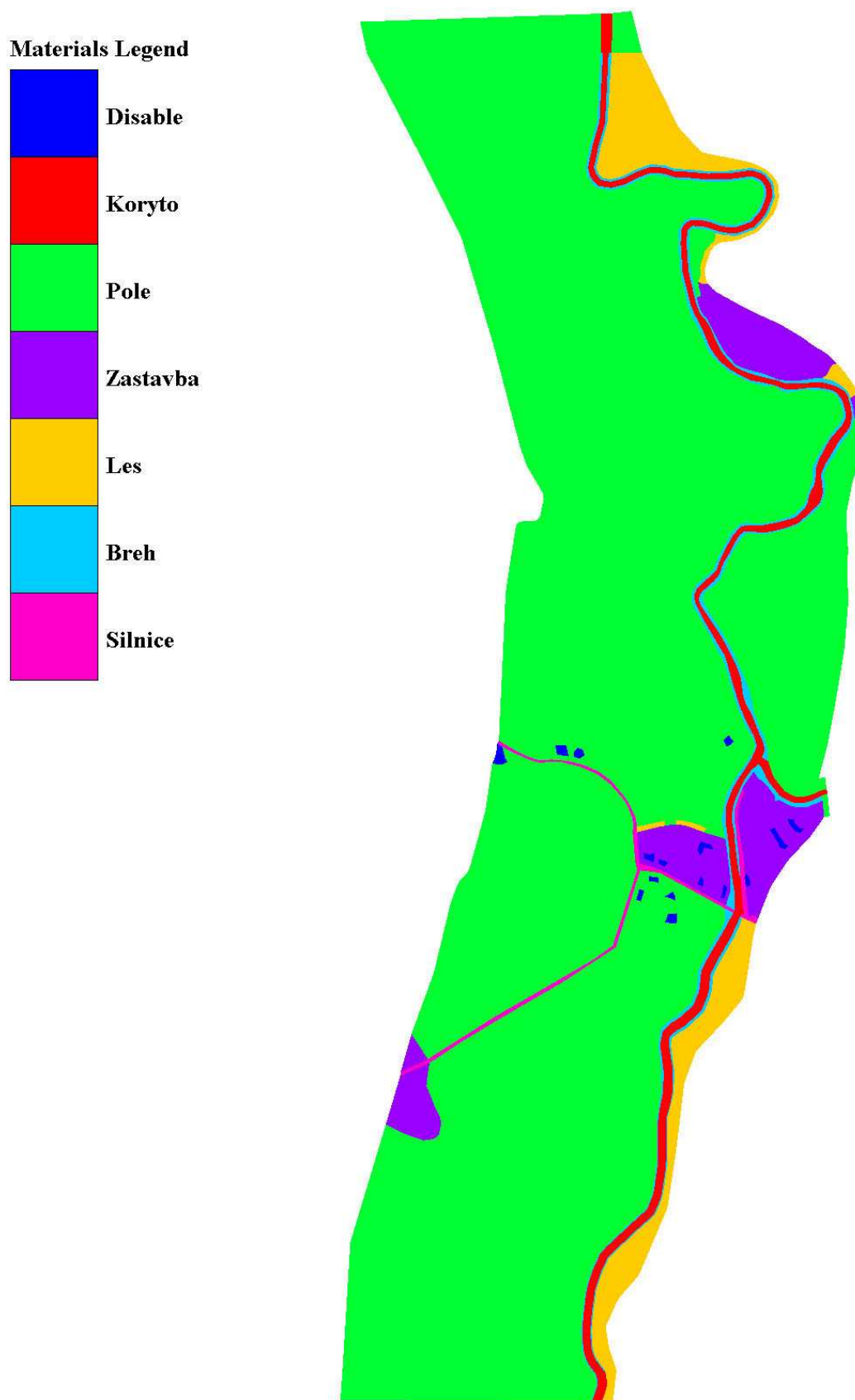
Další nezbytnou součástí 2D modelování je stanovení okrajových podmínek. Horní okrajová podmínka vymezuje část okraje modelu, kterým průtok vtéká do modelu, dolní okrajová podmínka zase okraj, kde celkový průtok vytéká. Ta byla na základě modelování 1D proudění v úseku pod 2D modelem stanovena na kótě **227 m n.m.**. Horní okrajové podmínky byly definovány 2. Jednak údolní profil na horní části modelu, kde do modelu přitékal hlavní proud Smědé od Frýdlantu, jednak boční linie pod obcí Višňová, kde se do Smědé vlévá pravostranný přítok Bulovský potok. Hodnota průtoky z Bulovského potoka byla uvažována **40 m³.s⁻¹**. Kulminační průtok na tomto toku byl stanoven **50 m³.s⁻¹**, kulminace na Bulovském potoce jen velmi mírně předcházela kulminaci na Smědé. Průtok ve Smědé na počátku modelu byl postupně měněn tak, až stopy v celém řešeném úseku co možná nejvěrněji kopírovaly zaměřený průběh hladiny.

Tímto průtokem se nakonec stal průtok na Smědé nad soutokem s Bulovským potokem **410 m³.s⁻¹**, v profilu limnigrafické stanice Předlánce potom **450 m³.s⁻¹**, Mapy průběhů hladin, hloubek vody a rychlostí proudění jsou postupně zpracovány do **Obr. 11.3** až **11.5**. Poloha stanice je na **Obr. 11.3** zvýrazněna, úroveň hladiny zde byla z matematického modelu odečtena jako **228.40 m n.m.**, zaměřená hladina dosahovala kóty **228.41 m n.m.** V okolí křižovatky u hlavního silničního mostu byly namodelovány úrovně hladiny mezi **230.50** až **230.75 m n.m.**, zaměřené hladiny se zde pohybovaly v rozmezí **230.53** až **230.98 m n.m.** V okolí nejnižších kót na silnici vedoucí od mostu napříč inundací ke železniční trati (místo s nejvyššími rychlostmi proudění v inundaci) byly namodelovány úrovně hladiny od **230.00** do **230.30 m n.m.** Zaměřené hladiny zde byly výše, a to v rozmezí **230.49** až **230.74 m n.m.** Velmi dobré shody mezi modelovanou a skutečnou hladinou bylo dosaženo také podél silnice vedoucí šikmo inundací (zaměřená úroveň hladiny **231.05 m n.m.**, modelovaná potom **231.10 m n.m.**).



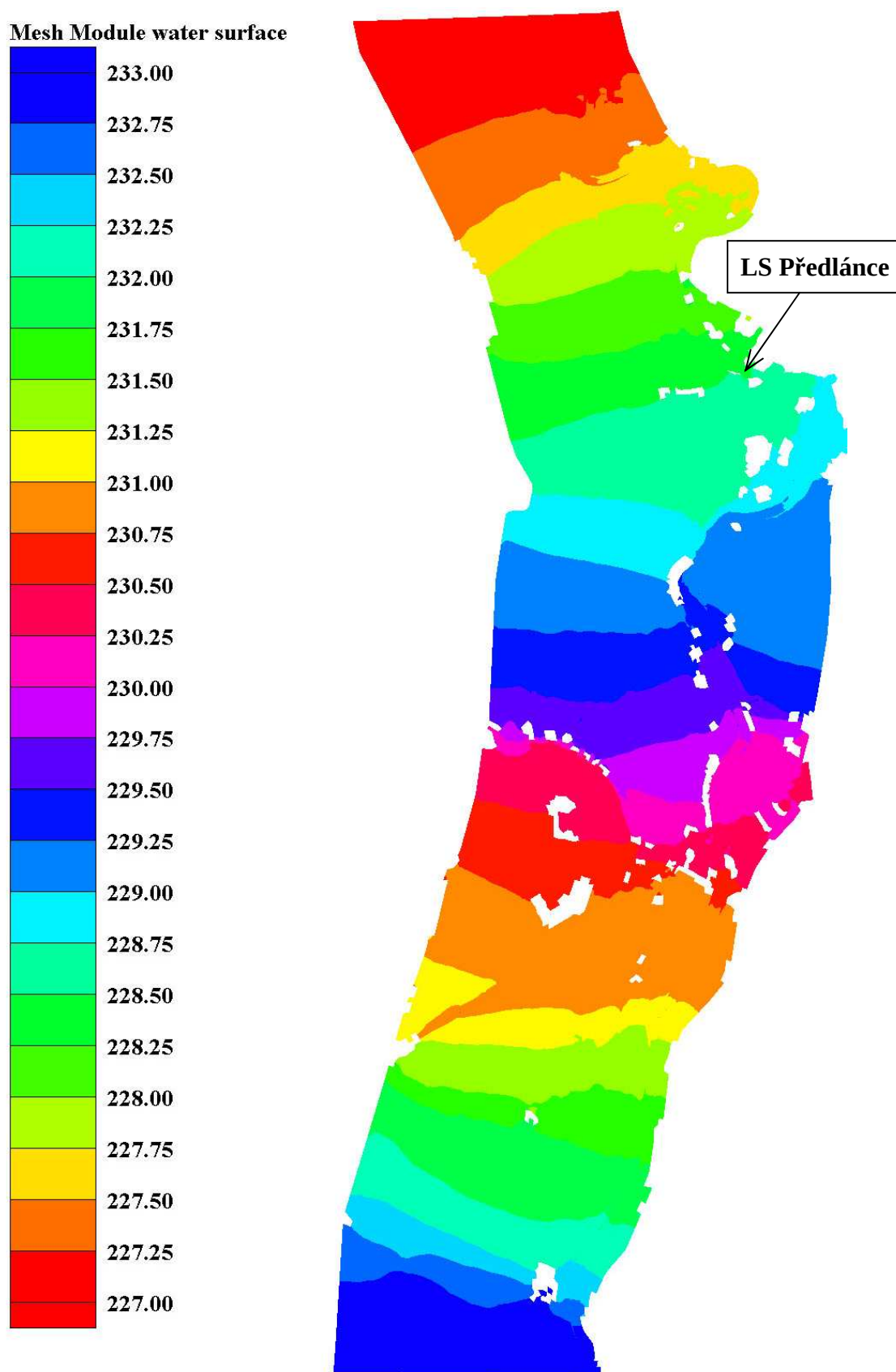
Obr. 11.2 Schematické znázornění výpočetní sítě 2D modelu záplavového území na Smědě
v úseku mezi obcemi Višňová a Předlánce

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

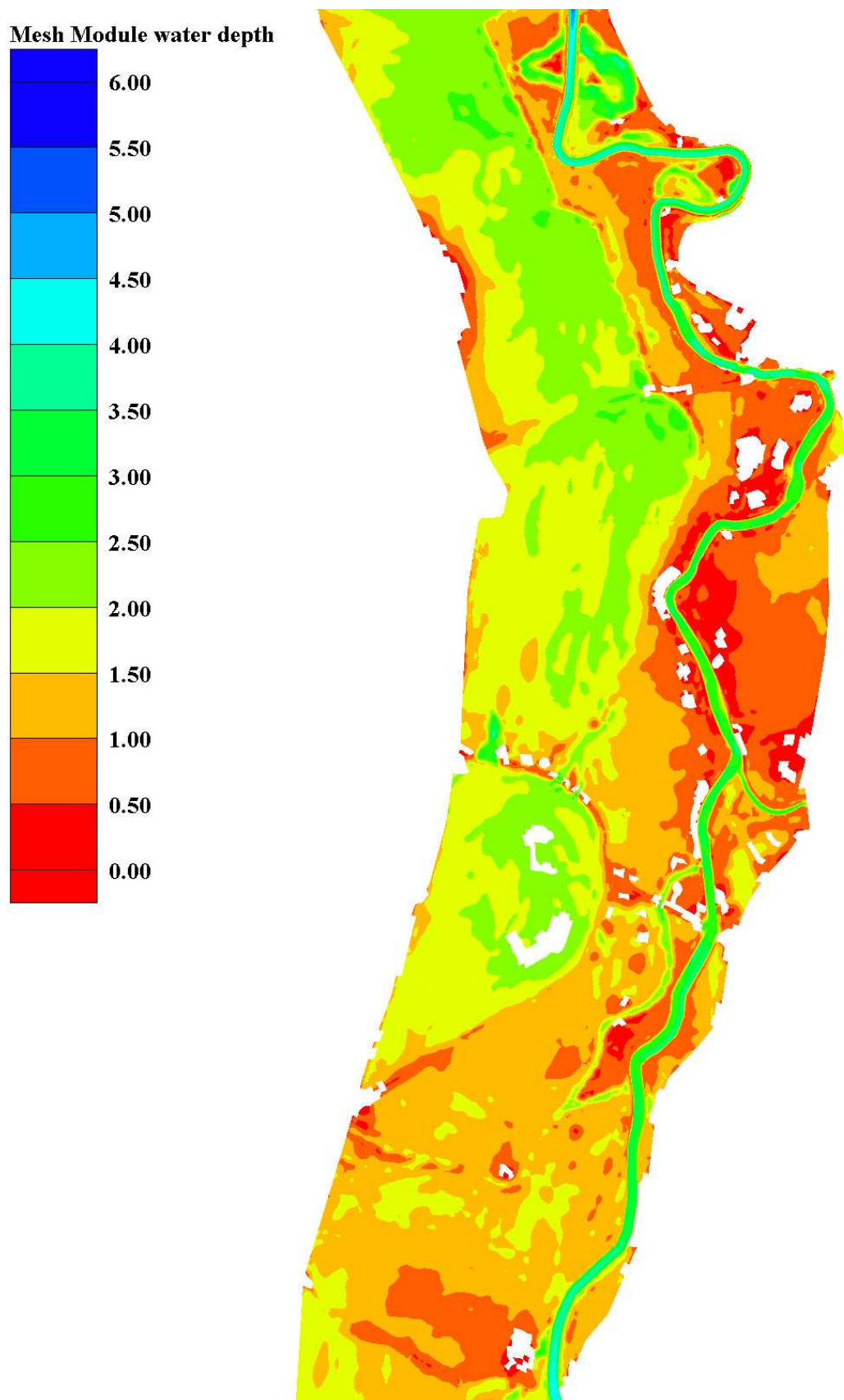


Obr. 11.3 Použité materiálové typy 2D modelu záplavového území na Smědě v úseku mezi obcemi Višňová a Předlánce

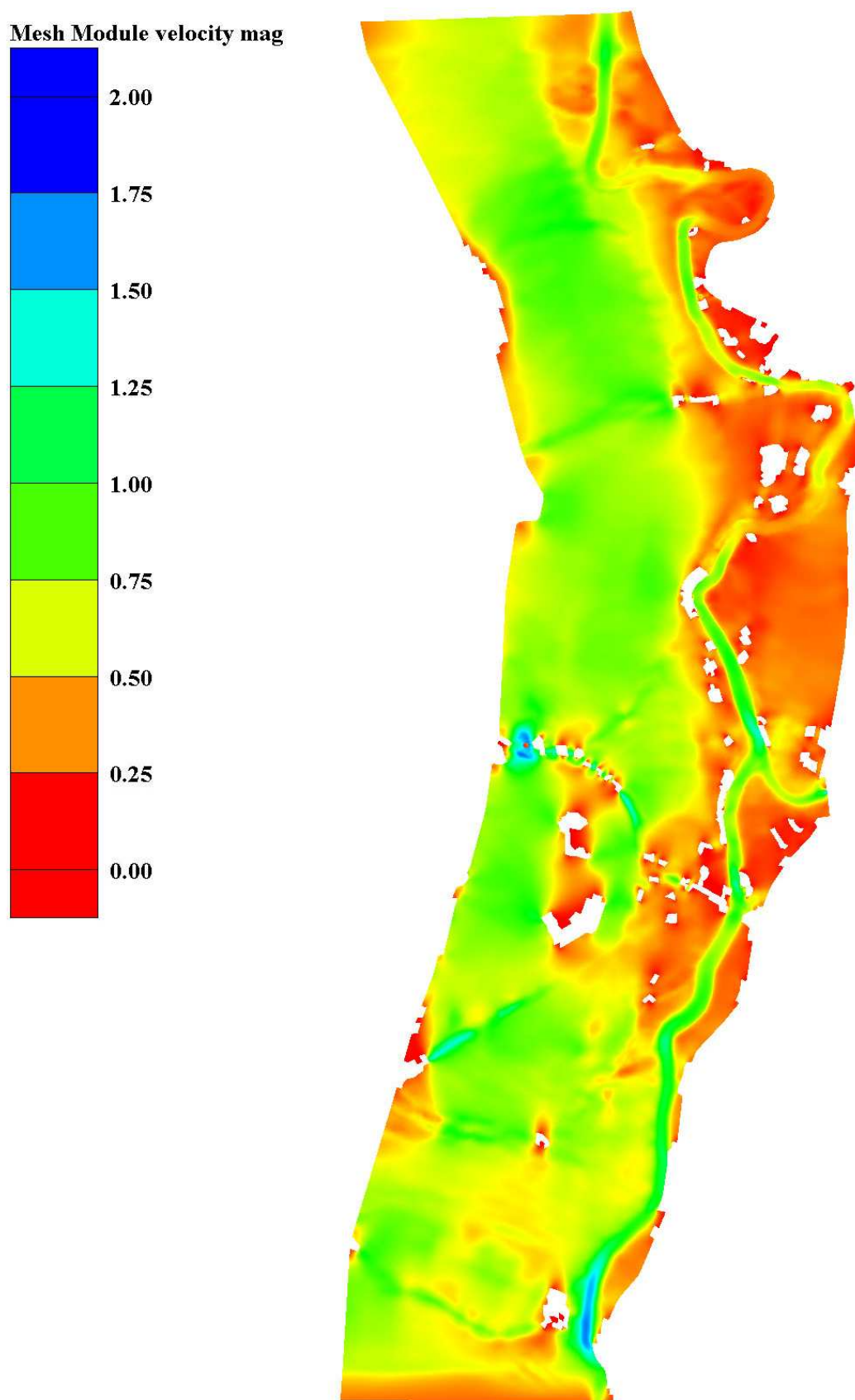
Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Obr. 11.3 Prostorový průběh hladiny v úseku mezi obcemi Višňová a Předlávce dle numerického modelování 2D proudění pro průtok $Q=450 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v profilu LS Předlávce



Obr. 11.4 Mapa hloubek vody v úseku mezi obcemi Višňová a Předlánce dle numerického modelování 2D proudění pro průtok $Q=450 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v profilu LS Předlánce



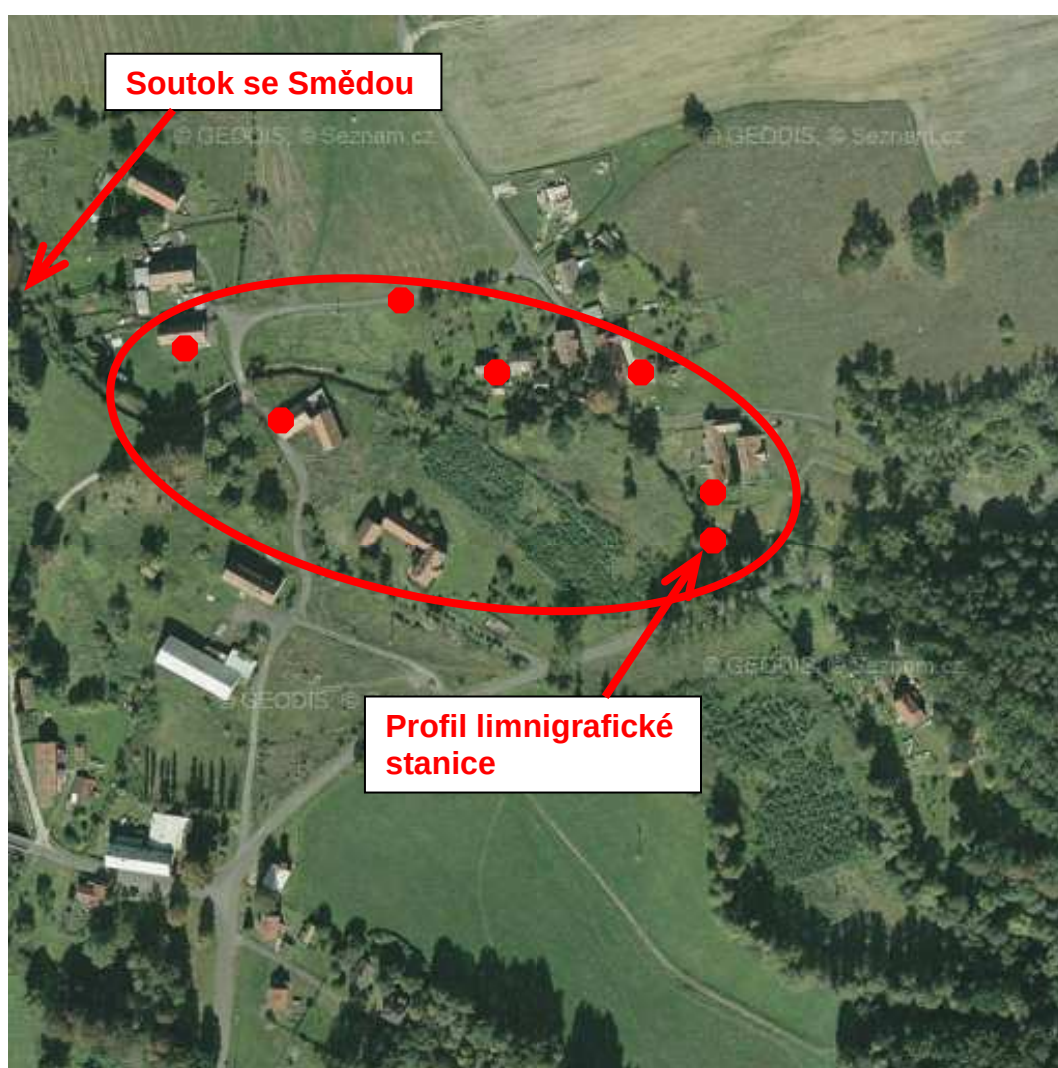
Obr. 11.5 Mapa rozložení svislicových rychlostí v úseku mezi obcemi Višňová a Předlánce dle numerického modelování 2D proudění pro průtok $Q=450 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ v profilu LS Předlánce

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Zjištěným stopám po povodni ze srpna 2010 na **Smědé ve Višňové v úseku ř.km 12.3 až 14.4** nad zaústěním Bulovského potoka nejlépe odpovídal průběh hladiny 2D ustáleného proudění pro průtok $Q_{kul} = 410 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, v úseku kolem **limnigrafické stanice Předlánce** pod zaústěním Bulovského potoka (**ř.km 11.7 až 12.8**) potom $Q_{kul} = 450 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, Chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 40 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

12 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA BULOVSKÉM POTOCE V PŘEDLÁNCE

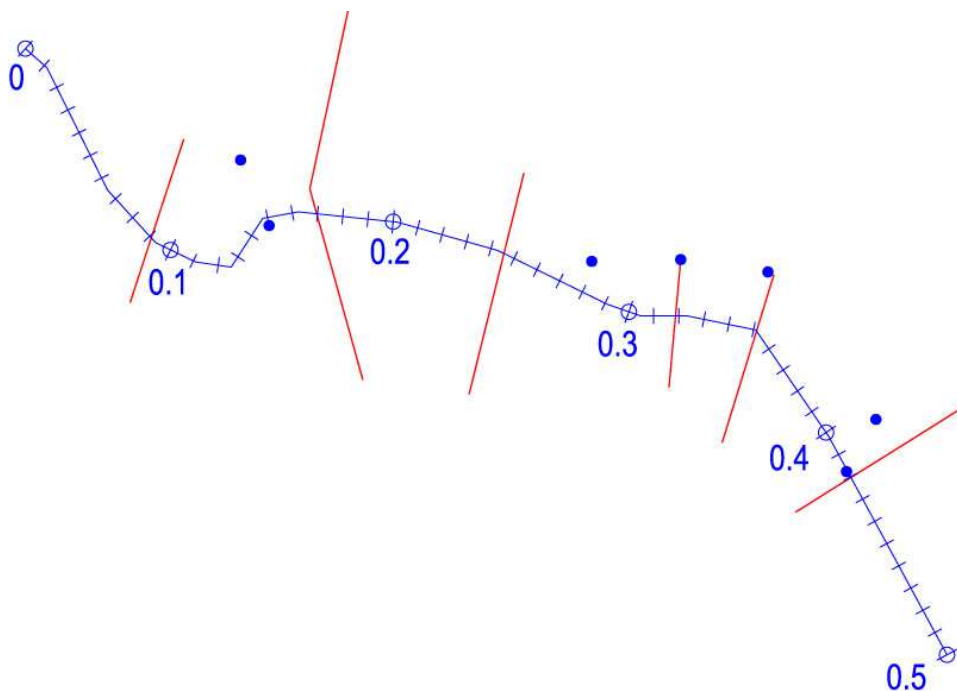
Limnigrafická stanice na Bulovském potoce se nachází v obci Předlance těsně pod soutokem s Pertoltickým potokem. I tento tok se v průběhu povodně značně rozvodnil. Maximální průtok mohl být ovlivněn mimo jiné protržením rybníka na Pertoltickém potoce nad stejnojmennou obcí Pertoltice. Tento potok se do Bulovského vlévá až těsně nad limnigrafickou stanicí Předlance. Na **Obr. 12.1** je vyznačen rozsah úseku, který byl použit pro vyhodnocení průtoků, včetně umístění stop po kulminační hladině. Zatímco na dolním okraji měrné tratě byla úroveň hladiny Bulovského potoka ovlivněna souběžně probíhající povodní na Smědě, horní úsek kolem limnigrafické stanice již vzhledem ke sklonu dna ovlivněn nebyl.



Obr. 12.1 Letecký snímek výústiní trati Bulovského potoka s vyznačením poloh zaměřených stop po kulminační hladině.

Na **Obr. 12.2** jsou potom vykresleny zaměřené příčné profily a polohy zajištěných stop po kulminační hladině.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Obr. 12.2 Zaměřené údolní profily a stopy po kulminační hladině na Bukovském potoce v obci Předlance

Poškozený objekt limnigrafické stanice je zdokumentován na **Foto 12.1**, jedna ze stop po kulminační hladině ve střední části měrného úseku na **Foto 12.2** a upravený úsek Bulovského potoka těsně nad ústím se Smědou na **Foto 12.3**.



Foto 12.1 Poškozený objekt limnigrafické stanice na Bulovském potoce v obci Předlance

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



Foto 12.2 Jedna ze stop po kulminační hladině ve střední části měrného na Bulovském potoce na hospodářské budově v obci Předlánce



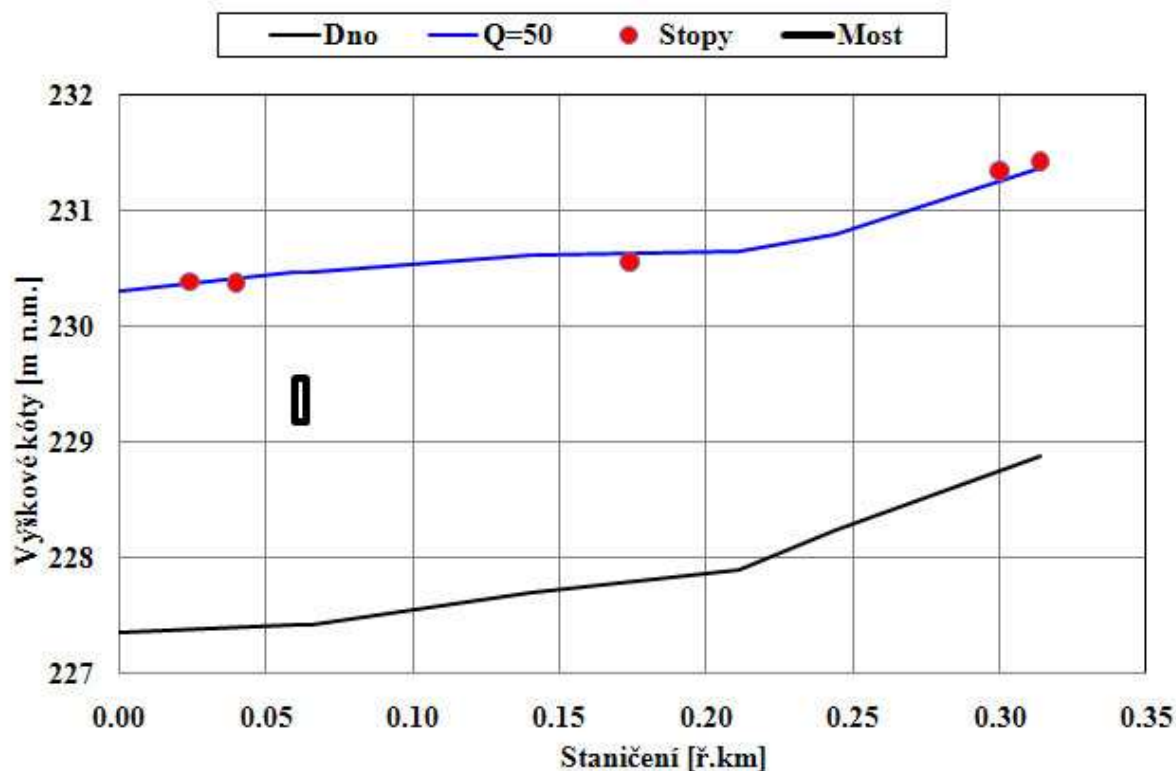
Foto 12.3 Upravené koryto Bulovského potoka v obci Předlánce těsně nad soutokem se Smědou

Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Bulovském potoce v obci Předlánce jsou uvedeny v **Tab 12.1** a graficky na **Obr. 12.3**.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Tab. 12.1 Průběh hladin nerovnoměrného proudění ve výústní trati Bulovského potoka při průtoku $Q = 50 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
0.000	50.00	227.34	230.30		0.0031	1.53	60.4	68.0	0.34
0.024				230.38					
0.400				230.37					
0.059	50.00	227.42	230.46		0.0022	1.65	74.3	150.3	0.35
0.062	Most								
0.065	50.00	227.42	230.46		0.0022	1.65	74.6	150.3	0.34
0.140	50.00	227.70	230.61		0.0009	1.13	108.0	90.1	0.24
0.174				230.55					
0.211	50.00	227.89	230.65		0.0051	2.11	45.6	50.7	0.46
0.244	50.00	228.24	230.79		0.0126	2.85	29.4	69.5	0.68
0.244	50.00	228.24	230.79		0.0126	2.85	29.4	69.5	0.68
0.300				231.34					
0.314	50.00	228.88	231.37	231.42	0.0021	1.33	77.2	80.1	0.29



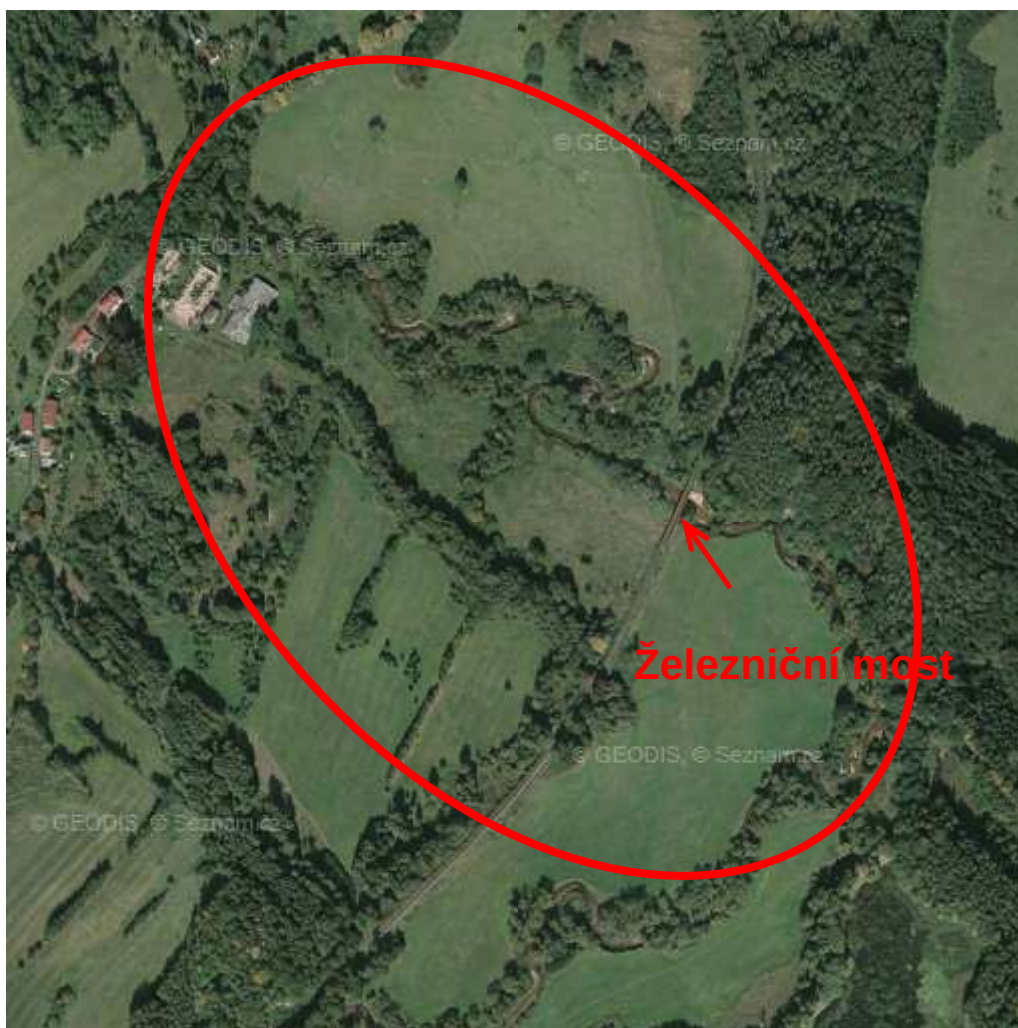
Obr. 12.3 Průběh hladin nerovnoměrného proudění ve výústní trati Bulovského potoka při průtoku $Q = 50 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Zjištěným stopám po povodni ze srpna 2010 na **Bulovském potoce v obci Předlánce v úseku 0 až 0.35** nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q_{kul} = 50 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Vzhledem k tomu, že nebyly k dispozici podklady umožňující provést kalibraci součinitele drsnosti inundace, byla chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 10 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

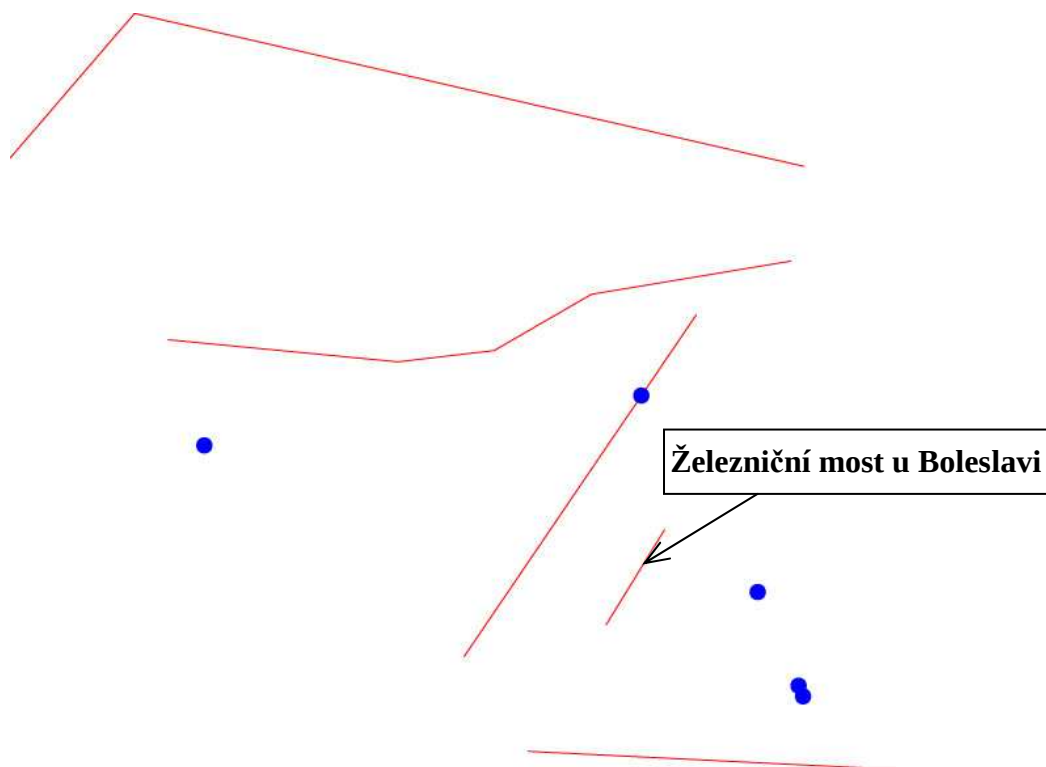
13 VYHODNOCENÍ KULMINAČNÍHO PRŮTOKU NA SMĚDÉ V BOLESLAVI

Poslední místo, kde bylo rozhodnuto vyhodnotit průtok na řece Smědě, byl profil železničního mostu u obce Boleslav. Koryto zde má stále přirozených charakter, trasa volně meandruje v široké inundaci. Profil mostu je však jedním z mála míst na dolním úseku Smědě, kde byl za povodně celý průtok koncentrován do relativně úzkého profilu. Předpoklad snadnějšího a přesnějšího vyhodnocení byl jedním z důvodů volby. Druhým byla potřeba posoudit, do jaké míry se proudění v širokém inundačním území projeví na přirozené transformaci povodňové vlny. Vzhledem k velkým morfologickým změnám na korytě zejména v okolí mostního objektu bylo v rámci vyhodnocení zaměřeno nově několik údolních profilů včetně stop po kulminační hladině. Rozsah použité tratě je znázorněn na **Obr. 13.1**. Nově zaměřené údolní profily včetně poloh stop po kulminační hladině jsou vykresleny **Obr. 13.2**.



Obr. 13.1 Rozsah měrné tratě použitý při hydraulických výpočtech v lokalitě Boleslav na Smědě

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů



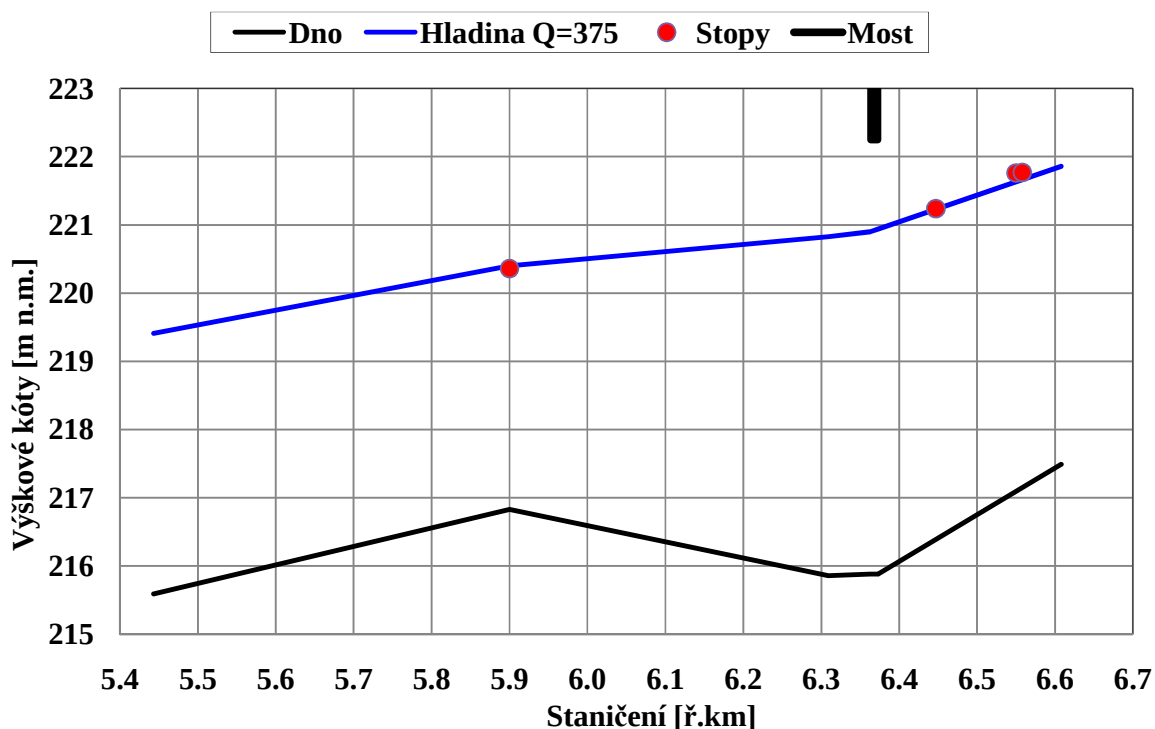
Obr. 13.2 Rozsah nově zaměřených údolních profilů a umístění stop po kulminační hladině v lokalitě Boleslav na Smědě

Výsledky výpočtů průběhu hladiny nerovnoměrného proudění na Smědě u Boleslavi jsou uvedeny v **Tab 13.1** a graficky na **Obr. 13.3**.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Tab. 13.1 Průběh hladin nerovnoměrného proudění na Smědě v okolí železničního mostu u Boleslavi při průtoku $Q = 375 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Staničení	Q	H_d	H_0	H_{2010}	i_e	v_k	S	B	Fr
[ř.km]	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[-]	$[\text{m} \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^2]$	[-]
5.443	375	215.59	219.41		0.0050	2.48	530.4	579.5	0.47
5.900	375	216.83	220.40	220.36	0.0020	1.79	698.3	419.3	0.33
6.309	375	215.86	220.83		0.0010	1.60	335.2	273.4	0.25
6.363	375	215.88	220.90		0.0026	2.51	198.1	71.7	0.37
6.368	Most								
6.373	375	215.88	220.94		0.0025	2.48	201.0	71.8	0.37
6.447				221.24					
6.150				221.76					
6.153				221.77					
6.608	375	217.49	221.86		0.0020	2.07	421.6	244.1	0.33



Tab. 13.3 Průběh hladin nerovnoměrného proudění na Smědě v okolí železničního mostu u Boleslavi při průtoku $Q = 375 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ včetně zaměřených stop po povodni

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

Zjištěným stopám po povodni z června 2010 na **Smědě u obce Boleslav v úseku ř.km 5.5 až 6.6** nejlépe odpovídal průběh hladiny nerovnoměrného proudění pro průtok $Q_{kul} = 375 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Vzhledem k tomu, že nebyly k dispozici podklady umožňující provést kalibraci součinitele drsnosti koryta, byla chyba odhadu stanovena v rozsahu $\pm 60 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Vyhodnocení kulminačních průtoků s využitím hydraulických výpočetních postupů

14 SHRUTÍ

V závěrečné **Tab. 14.1** je zpracován přehled odhadů kulminačních průtoků na základě hydraulických výpočetních postupů ze všech vybraných profilů s jejich přesným umístěním včetně odhadů případných chyb.

Tab. 14.1 – Přehledný souhrn zpracovaných odhadů kulminačních průtoků ve vybraných profilech včetně přesného staničení úseku a odhadu chyby v $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$

Tok	Staničení	Profil	Q_{kul}	Odhad chyby
	[ř.km]		$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$	$[\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}]$
Jeřice	8.5 – 9.2	Mníšek	90	±20
Jeřice	2.2 – 2.8	Chrastava, nad Vítkovským p.	190	±40
Nisa	1.9 – 4.6	LS Hrádek nad Nisou	360	±60
Oleška	3.6 – 4.0	Dětřichov	125	±25
Smědá		Smědava	28	±4
Bílá Smědá		Smědava	27	±4
Smědá	39.0 – 39.3	LS Bílý potok	180	±30
Smědá	26.0 – 26.4	LS Frýdlant	430	±60
Řasnice	2.0 – 2.1	LS Frýdlant	75	±15
Řasnice	0 – 1.2	Frýdlant, ústí do Smědé	85	±15
Smědá	12.8 – 13.9	Višňová	410	±50
Bulovský potok	0 – 0.5	LS Předlánce	50	±10
Smědá	11.7 – 12.8	LS Předlánce	450	±50
Smědá	5.5 – 6.6	Boleslav, železniční most	375	±60