



# VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

## FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

## ÚSTAV VODNÍCH STAVEB

INSTITUTE OF WATER STRUCTURES

# PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ V DŮSLEDKU VNITŘNÍ EROZE

DAM BREACH OF EARTFILL DAMS DUE TO INTERNAL EROSION

## DISERTAČNÍ PRÁCE

DISSERTATION THESIS

### AUTOR PRÁCE

AUTHOR

Ing. STANISLAV KOTAŠKA

### VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

prof. Ing. JAN JANDORA, Ph.D.

BRNO 2023

## ABSTRAKT

Protržení sypaných hrází jsou poměrně vzácná, avšak mohou mít katastrofické následky. V případě protržení hráze dojde k zvláštní povodni, která může způsobit ztráty na životech a majetku. I když je obtížné protržení hráze zabránit, je důležité se soustředit na ochranu obyvatel. Ochrana se provádí různými opatřeními podle typu očekávaného poškození hráze. Po analýze možných poruch hráze a výpočtu důsledků se hodnotí rizika, která se následně snižují přesídlením obyvatel a přemístěním majetku. Přesná analýza možných poruch a predikce průlomové vlny je nezbytná, aby bylo možné předpovědět, jak se bude zvláštní povodeň šířit v inundačním území pod hrází.

Práce přehledně shrnuje mechanismus porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze a prezentuje matematické metody pro jeho modelování. Hlavním výsledkem je úprava softwaru AREBA, který slouží k simulaci porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze a přelití, přímým zásahem do zdrojového kódu psaným v prostředí MATLAB. Do softwaru AREBA bylo zavedeno rozšíření umožňující nastavení různých úrovní srovnávací roviny, konzumpčních křivek a charakteristik nádrže. Dále byl software AREBA doplněn o vodohospodářské řešení nádrže a o další metody řešení úrovní hladiny dolní vody pod hrází. Byly také přidány nové metody pro řešení zřícení nadloží průsakové trubice, ztrátu třením v průsakové trubici a výpočet součinitele drsnosti. Pro generování vstupních parametrů byla zavedena metoda Monte Carlo s LHS vzorkováním. Po aplikaci navržených vylepšení byla provedena citlivostní analýza, která identifikovala nejcitlivější geotechnické parametry modelu. Kromě toho byly představeny další softwary pro simulaci porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze a jejich výsledky byly porovnány s modifikovaným softwarem AREBA na vybraných případových studiích.

## KLÍČOVÁ SLOVA

Porušení sypané hráze, vnitřní eroze, piping, numerický model, zvláštní povodeň, erodibilita, kritické smykové napětí.

## ABSTRACT

Dam breaches are relatively rare but can be catastrophic. In the event of a earthfill dam breach, a special flood will occur that can cause loss of life and property. While it is difficult to prevent a earthfill dam breach, it is important to focus on protecting the population. Depending on the type of damage expected to the earthfill dam, different measures are taken to protect people. After analysing possible dam failures and calculating the consequences, risks are assessed and then reduced by relocating people and property. Accurate analysis of potential failures and prediction of the flood wave is necessary to predict how a given special flood will propagate in the floodplain below the dam.

The thesis clearly summarises the mechanism of earthfill dam breach due to internal erosion and presents mathematical methods for modelling this phenomenon. The main result is an increase in the predictive capability of the AREBA software used to simulate breaches of earthfill dams due to internal erosion and overtopping. An extension to the AREBA software has been introduced to allow the setting of different levels of comparison plane, consumption curves and reservoir characteristics. In addition, the AREBA software has been extended to include water balance equation and additional methods for dealing with water levels below the dam. New methods have also been added to deal with roof collapse of the seepage pipe, friction losses in the seepage pipe and dealing with the roughness coefficient calculations. A Monte Carlo method with LHS sampling was introduced to generate the input parameters. After applying the proposed improvements, a sensitivity analysis was carried out to identify the most sensitive geotechnical model parameters. In addition, other software's for simulating the failure of earthfill dams due to internal erosion was presented (EMBREA, DL Breach, WinDAM C) and its results were compared with the modified AREBA software on selected case studies.

## KEYWORDS

Breach of earthfill dam, internal erosion, piping, numerical models, special flood, erodibility, critical shear stress.

## **BIBLIOGRAFICKÁ CITACE**

KOTAŠKA, Stanislav. Porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze. Brno, 2023. 270 s. včetně příloh. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta Stavební, Ústav vodních staveb. Vedoucí práce: prof. Jan Jandora.

**Prohlášení:**

Prohlašuji, že jsem diplomovou práci zpracoval(a) samostatně a že jsem uvedl(a) všechny použité informační zdroje.

V Brně dne 17. 07. 2023

Ing. Stanislav Kotaška  
podpis autora

## Obsah

<b>ABSTRAKT</b> .....	<b>1</b>
<b>KLÍČOVÁ SLOVA</b> .....	<b>1</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>2</b>
<b>KEYWORDS</b> .....	<b>2</b>
<b>BIBLIOGRAFICKÁ CITACE</b> .....	<b>1</b>
<b>1 ÚVOD</b> .....	<b>5</b>
1.1 Všeobecně .....	5
1.2 Základní pojmy .....	7
<b>2 CÍL PRÁCE A METODA ŘEŠENÍ</b> .....	<b>10</b>
<b>3 SOUČASNÝ STAV POZNÁNÍ</b> .....	<b>11</b>
<b>4 PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ</b> .....	<b>14</b>
4.1 Příčiny poruch sypaných hrází .....	14
4.1.1 Přelití koruny hráze.....	14
4.1.2 Ztráta stability .....	15
4.1.3 Filtrační deformace zemin .....	16
4.1.4 Další příčiny.....	23
4.2 Historické poruchy a havárie na vodních dílech v české republice .....	24
4.2.1 Povodně v České Republice.....	25
4.2.2 Malé vodní nádrže .....	27
4.2.3 Přehrady.....	32
<b>5 MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ V DŮSLEDKU VNITŘNÍ EROZE</b> .....	<b>33</b>
5.1 Předběžná analýza porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze .....	33
5.1.1 Cíle modelového řešení .....	35
5.1.2 Nejčastější místa iniciace porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze .....	36
5.2 Vývoj průlomového otvoru .....	37
5.3 Zjednodušující předpoklady .....	38
5.4 Proměnné veličiny.....	40
5.4.1 Vstupní veličiny.....	40
5.4.2 Výstupní veličiny .....	40
5.5 Matematická formulace.....	41
5.5.1 Hydraulické funkční závislosti .....	42
5.5.2 Erozní funkční závislosti .....	42
5.5.3 Stabilitní závislost.....	43
5.6 Počáteční a okrajové podmínky .....	44
5.6.1 Počáteční podmínky.....	44

5.6.2	Okrajové podmínky .....	44
<b>5.7</b>	<b>Algoritmizace a programování .....</b>	<b>44</b>
<b>5.8</b>	<b>Kontroly a numerické testy .....</b>	<b>47</b>
<b>5.9</b>	<b>Kalibrace a verifikace modelu .....</b>	<b>47</b>
5.9.1	Kalibrace .....	47
5.9.2	Verifikace .....	47
<b>5.10</b>	<b>Metody numerického řešení .....</b>	<b>47</b>
<b>6</b>	<b>METODY ŘEŠENÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ V DŮSLEDKU VNITŘNÍ EROZE.....</b>	<b>49</b>
<b>6.1</b>	<b>Srovnávací analýza .....</b>	<b>50</b>
<b>6.2</b>	<b>Regresní modely .....</b>	<b>50</b>
<b>6.3</b>	<b>Fyzikální experimenty .....</b>	<b>65</b>
<b>6.4</b>	<b>Analytické modely.....</b>	<b>70</b>
6.4.1	Analytické vztahy eroze pro málo soudržné a nesoudržné zeminy.....	71
<b>6.5</b>	<b>Numerické modely .....</b>	<b>75</b>
6.5.1	Vybrané SW pro simulaci porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze.....	83
<b>7</b>	<b>ÚPRAVA VYBRANÉHO SW AREBA .....</b>	<b>98</b>
<b>7.1</b>	<b>Zásadní nedostatky SW AREBA .....</b>	<b>98</b>
7.1.1	Úpravy SW AREBA .....	99
7.1.2	Změna zadání úrovně s libovolnou pozicí srovnávací roviny .....	100
7.1.3	Konzumpční křivky jednotlivých funkčních objektů.....	100
7.1.4	Batygrafické křivky nádrže.....	100
7.1.5	Vodohospodářské řešení nádrže .....	100
7.1.6	Výpočet úrovně hladiny dolní vody.....	101
7.1.7	Metoda Monte-Carlo s LHS vzorkováním pro generování vybraných vstupních parametrů .....	101
7.1.8	Způsoby řešení zřícení nadloží průsakové trubice .....	106
7.1.9	Způsoby řešení ztráty třením v průsakové trubici.....	110
7.1.10	Rozbor výpočtu součinitele drsnosti .....	112
<b>7.2</b>	<b>Analýzy SW AREBA .....</b>	<b>114</b>
7.2.1	Parametrické analýzy .....	114
7.2.2	Citlivostní analýza .....	120
<b>8</b>	<b>POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ SIMULACÍ SW AREBA A JINÝCH SW NA PŘÍPADOVÝCH STUDIÍCH .....</b>	<b>124</b>
<b>8.1</b>	<b>Rešerše dostupných případových studií.....</b>	<b>124</b>
<b>8.2</b>	<b>Metodika porovnání.....</b>	<b>125</b>
<b>8.3</b>	<b>Případová studie 1 – HR Wallingford – IMPACT test Norsko.....</b>	<b>126</b>
8.3.1	Popis lokality .....	126
8.3.2	Charakteristiky hráze a nádrže.....	127

8.3.3	Popis protržení .....	129
8.3.4	Výsledky simulace případové studie 1 – HR Wallingford – IMPACT test Norsko.....	131
<b>8.4</b>	<b>Případová studie 2 – USDA ARS HERU – Stillwater, USA – test P1.....</b>	<b>137</b>
8.4.1	Popis lokality .....	137
8.4.2	Charakteristiky hráze a nádrže.....	137
8.4.3	Popis protržení.....	141
8.4.4	Výsledky simulace případové studie 2 – USDA–ARS – HERU Stillwater – test P1 .....	143
<b>8.5</b>	<b>Případová studie 3 – Mississippi, USA – Big Bay .....</b>	<b>149</b>
8.5.1	Popis lokality .....	149
8.5.2	Charakteristiky hráze a nádrže.....	150
8.5.3	Popis protržení.....	152
8.5.4	Výsledky simulace případové studie 3 – Big Bay .....	153
<b>8.6</b>	<b>Shrnutí .....</b>	<b>164</b>
<b>9</b>	<b>ZÁVĚR.....</b>	<b>167</b>
<b>10</b>	<b>SEZNAMY.....</b>	<b>170</b>
<b>10.1</b>	<b>Seznam literatury .....</b>	<b>170</b>
10.1.1	Autorské publikace .....	170
10.1.2	Normy a zákony.....	188
10.1.3	Právní předpisy a normy .....	191
10.1.4	Elektronické zdroje .....	191
<b>10.2</b>	<b>Seznam vlastních prací vztahujících se k disertační práci.....</b>	<b>192</b>
<b>10.3</b>	<b>Seznam tabulek.....</b>	<b>193</b>
<b>10.4</b>	<b>Seznam obrázků .....</b>	<b>195</b>
<b>10.5</b>	<b>Seznam použitých zkratk veličin .....</b>	<b>201</b>
<b>10.6</b>	<b>Seznam použitých zkratk názvů.....</b>	<b>205</b>
<b>11</b>	<b>PŘÍLOHY .....</b>	<b>207</b>
	<b>PŘÍLOHA 1 – MODIFIKOVANÝ SW AREBA.....</b>	<b>I</b>
	<b>PŘÍLOHA 2 – POPIS A NÁVOD NA POUŽITÍ AREBA V ANGLICKÉM JAZYCE... </b>	<b>II</b>
	<b>PŘÍLOHA 3 – PŘÍRUČKA PRO VOLBU VSTUPNÍCH PARAMETRŮ ZEMIN.....</b>	<b>III</b>
	<b>SOUHRN.....</b>	<b>IV</b>
	<b>SUMMARY.....</b>	<b>V</b>



# 1 ÚVOD

## 1.1 VŠEOBECNĚ

Krizové plány obcí často obsahují výsledky studií porušení hrází, jež určují ohrožení obyvatel, majetku a infrastruktury v daných obcích. Součástí těchto studií jsou mimo jiné simulace protržení hráze a odvození hydrogramu odtoku z nádrže v hrázovém profilu. Při hodnocení způsobu porušení hrází je třeba přihlídnout k jejich typu a konstrukčnímu řešení. U betonových a zděných hrází je patrná značná odolnost tělesa hráze vůči mechanickému poškození při jejich přelití. Typickým příkladem je případ přelití hráze vodního díla (VD) Mlýnice. V případě poruchy betonové hráze dojde obvykle k okamžitému kolapsu hráze a vzniku povodňové vlny vyznačující se strmým čelem a velmi rychlým dosažením kulminačního průtoku. Typickým příkladem je protržení betonové hráze Malpasset ve Francii (Obr. 1.1). Naopak porušení sypaných hrází bývá postupné a může v závislosti na výšce hráze, materiálu tělesa hráze a objemu vody v nádrži trvat od několika minut až po řadu hodin. Typickým příkladem je porušení 93 m vysoké sypané hráze Teton ve Spojených státech amerických (USA), kde nebezpečí bylo identifikováno cca 4,5 h před protržením hráze (Obr. 1.2).



**Obr. 1.1 Protržená betonová hráz přehrady Malpasset, Francie, autor Jaromír Říha**

Zkušenosti v České republice (ČR) ukazují, že největší hrozbu představují extrémní povodňové situace, při nichž dochází pravidelně k poruchám, případně závažným vadám sypaných hrází malých vodních nádrží, tj. vodních děl III. a IV. kategorie (Říha, 2004).

Velikost kulminačního průtoku v případě porušení hráze vnitřní erozí a čas jeho dosažení hrají klíčovou roli při krizovém plánování a přípravě evakuačního plánu v případě vzniku porušení hráze VD. K tomu mohou sloužit aplikační softwary (SW), ať již komerční nebo nekomerční. SW mohou poskytovat různý uživatelský komfort, ale také značně odlišné výsledky. V současné době je k dispozici řada komerčních SW umožňujících simulace porušení sypaných hrází v důsledku přelití a vnitřní eroze.

V ČR se pro stanovení charakteristik průlomové vlny využívají empirické vztahy vycházející z dat reálného protržení hrází anebo modely, které byly odvozeny v 90. letech minulého století jako DAMBRK, BREACH, BRDAM, BEED, FLDWAV, NATRZ doporučené v Metodickém pokynu č. 1/2010 k technickobezpečnostnímu dohledu nad vodními díly (MP č. 3/00 OOV MŽP).



**Obr. 1.2 Porucha sypané zemní hráze Teton vnitřní erozí (IPRCTDF, 1976)**

V pokroku řešení porušení hrází vnitřní erozí jsou v současné době novými SW výstižněji popsány děje vnitřní eroze a vývoje průsakové trubice. Nové SW pro simulaci porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze zemin obsahují hydraulické a transportní moduly. SW jsou založeny na četných předpokladech, využívají často empiricky získané vztahy a předdefinované vstupní parametry. Modelové prostředky zohledňují celou řadu dějů a procesů, které mají co nejdříve predikovat vznik a vývoj průsakové cesty, průlomového otvoru a odvodit hydrogram průlomové vlny v profilu hráze.

## 1.2 ZÁKLADNÍ POJMY

Pro upřesnění významu jednotlivých pojmů a aby nebyl text zatěžován definicemi pojmů, je v této kapitole uvedena související terminologie.

**Batygrafické křivky** jsou křivky charakterizující nádrž. Zobrazují zatopené plochy a objem nádrže v závislosti na hloubce vody v nádrži, resp. na úrovni hladiny (ČSN 75 0120).

**Eroze** je proces, při kterém dochází k rozrušení a následnému transportu částic zeminy vlivem proudění vody v zemině. Spojen je s koncentrovaným průsakem, zpětnou erozí a také povrchovou erozí (Harmonizace, 2019).

- **Vnitřní** – transport částic zeminy probíhá uvnitř zeminy (Harmonizace, 2019).
- **Povrchová** – transport částic zeminy probíhá na povrchu zeminy (Harmonizace, 2019).
- **Kontaktní** – transportu částic zeminy probíhá na kontaktu dvou rozdílných vrstev zeminy, kdy jsou částičky částic transportovány z jedné vrstvy do druhé (Harmonizace, 2019).
- **Zpětná po blocích** – čelo eroze se propaguje zpětně od paty. Vzniká vlivem přepadajícího paprsku vody (Hanson a kol. 2001).

**Iniciace** je stav překročení odolnosti materiálu vůči erozi způsobující počátek odnosu materiálu (Wan a Fell, 2002).

**Erozní charakteristiky zeminy** jsou vlastnosti zeminy popisující inicializaci a průběh eroze (Wan a Fell, 2002).

**Filtrační deformace** je vnitřní narušení zeminy v důsledku proudění vody, tj. sufoze, kontaktní rozmývání, prolomení apod. (Harmonizace, 2019).

**Havárie** je náhlá a úplná porucha, která neumožňuje další provoz díla; vesměs žádný z jeho účelů nelze dále zajišťovat (MP č. 3/00 OOV MŽP).

**Hydrogram povodně** je časový průběh průtoku popisující povodňovou vlnu (Wahl, 1998).

**Hydrostatický tlak** je tlak vznikající účinkem tíhového pole v kapalině (ČSN 75 0102).

**Kontrolní povodňová vlna (KPV)** je vlna se zvolenou dobou opakování  $N$  let, určená kulminací průtoku, objemem a hydrogramem jako podklad pro návrh a ověření bezpečnosti vodohospodářských děl za povodní (MP č. 3/00 OOV MŽP).

**Kritické smykové napětí** je hodnota smykového napětí zeminy po jejímž překročení dochází k erozi materiálu. Ve starší literatuře veličina popisovala počátek výrazné eroze materiálu, později byla přeformulována dle (Wan a Fell, 2002).

**Kulminační průtok** je maximální průtok dosažený za povodně (Jandora a Říha, 2002).

**Malá vodní nádrž** je VD, které má výšku hráze  $h_d \leq 9$  m a objem nádrže po hladinu ovladatelného prostoru  $V_r \leq 2$  mil. m<sup>3</sup> (ČSN 75 0120).

**Nadloží průsakové trubice** je blok materiálu nacházející se nad průlomovým otvorem či průsakovou trubicí (Wan a Fell, 2002).

**Porucha** je jev, ovlivňující negativně funkci objektu v rozsahu od snížení až po ukončení jeho provozuschopnosti (MP č. 3/00 OOV MŽP).

**Průlomový otvor** je otvor v tělese násypu hráze vzniklý při poruše, a to jednak v důsledku vnitřní eroze dále pak v případě přelití (MP č. 1/2010 MZe).

**Průsaková trubice** je vyvinutá a zformovaná průsaková cesta do formy pomyslné trubice (MP č. 1/2010 MZe).

**Přehrada** je vodní dílo, které má výšku hráze  $h_d > 15$  m a objem nádrže  $V_r > 2$  mil. m<sup>3</sup> (ČSN 75 0120).

**Povodňový plán** je souhrn organizačních a technických opatření, potřebných k odvrácení nebo zmírnění škod při povodních na životech, na majetku občanů a společnosti a na životním prostředí (MP č. 1/2010 MZe).

**Privilegovaná průsaková cesta** je cesta v zemi konstrukci nebo v jejím podloží, kterou dochází k větším průsakům. Vznik cesty bývá v důsledku špatného návrhu či provedení konstrukce nebo v důsledku filtračních deformací (Wan a Fell, 2002).

**Sufoze** je postupné vyplavování nestabilních součástí horniny prosakující vodou. Tento proces může mít příčinu mechanickou, popřípadě může probíhat za současného působení těchto příčin. Nejčastěji vzniká u nestejnozrnného materiálu (Harmonizace, 2019).

- **Vnitřní** – jedná se o redistribuci částic v rámci jedné vrstvy zeminy (Harmonizace, 2019).
- **Vnější** – jedná se o výnos částic na rozhraní zeminy a vody, kdy dochází ke zvyšování pórovitosti materiálu zeminy. Může dojít k jejímu zastavení (Harmonizace, 2019).
- **Kontaktní** – jedná se o přemístění částic na rozhraní dvou materiálů do míst s větší pórovitostí. Následně tato událost pokračuje stejně jako vnitřní sufoze (Harmonizace, 2019).

**Stupně povodňové aktivity (SPA)** z pohledu zvláštní povodňové vlny (ZPV) na VD (§ 70 odst. 2 zákona č. 254/2001 Sb.) se rozlišují:

- **první stupeň** (I. SPA – stav bdělosti) na VD nastává při dosažení mezních hodnot sledovaných dějů a skutečností z hlediska bezpečnosti VD nebo při zjištění mimořádných okolností, jež by mohly vést ke vzniku zvláštní povodně. Nebezpečí vzniku ZPV typu 3 souvisí s provozní situací, při které může dojít k mimořádnému vypouštění nebo k neřízenému odtoku, při kterém je dosažen I. SPA na vybraném vodočtu (MP č. 3/00 OOV MŽP).
- **druhý stupeň** (II. SPA – stav pohotovosti) se vyhláší při překročení mezních hodnot sledovaných dějů a skutečností na VD z hlediska jeho bezpečnosti; aktivizují se povodňové orgány a další účastníci ochrany před povodněmi, uvádějí se do

pohotovosti prostředky na zabezpečovací práce, provádějí se opatření ke zmírnění průběhu povodně podle povodňového plánu (MP č. 3/00 OOV MŽP).

- **třetí stupeň** (III. SPA – stav ohrožení) se vyhláší při dosažení kritických hodnot sledovaných dějů a skutečností na VD z hlediska jeho bezpečnosti současně se zahájením nouzových opatření; provádějí se povodňové zabezpečovací práce podle povodňových plánů a podle potřeby záchranné práce nebo evakuace (MP č. 3/00 OOV MŽP).

**Území ohrožené zvláštní povodní** je území, jehož hranice určuje kulminační hladina při ZPV typu 1, 2 nebo 3. Poproudě končí v profilu, kde kulminační průtok ZPV poklesne pod kulminační hodnotu přirozené stoleté průtokové vlny  $Q_{100}$  (MP č. 3/00 OOV MŽP).

**Vření či „Boiling“** je výnos materiálu z podloží na vzdušné straně hráze, vyznačuje se vřením průsaku vody a vynášeného materiálu. Často se vyskytuje v případě porušení prolomením (ČSN 75 0120).

**Zvláštní povodeň** je průtoková vlna způsobená umělými vlivy (§ 64 odst. 1 zákona č. 254/2001 Sb.). Rozeznávají se tři základní typy ZPV podle charakteru situace, která může nastat při stavbě nebo provozu VD:

- ZPV – typ 1: narušením vzdouvacího tělesa VD (protržením hráze),
- ZPV – typ 2: poruchou hradicí konstrukce bezpečnostních a vypustných zařízení VD (při neřízeném odtoku vody z nádrže),
- ZPV – typ 3: nouzovým řešením kritických situací z hlediska bezpečnosti VD (mimořádné řízené vypouštění vody z nádrže).

## 2 CÍL PRÁCE A METODA ŘEŠENÍ

Disertační práce je zaměřena na porušení sypaných hrází vnitřní erozí se zaměřením na vývoj průsakové trubice a následný vznik průlomového otvoru. Práce má přispět k použitelnosti SW v běžné inženýrské praxi a k rozvinutí poznatků při určování souboru klíčových parametrů při řešení jak modelových, tak reálných studiích porušení sypaných hrází vnitřní erozí, aby se omezila nejistota, která vychází z osobního úsudku (volby vstupních parametrů) uživatele SW. Cílem je:

- shrnout současný stav poznání,
- analyzovat vypovídací schopnosti současných SW,
- navrhnout úpravy pro zlepšení vypovídací schopnosti vybraného SW,
- zpracovat návrhy úprav modifikací vybraného SW,
- provést analýzy vybraného SW,
- provést porovnávací simulace,
- a uvést doporučení pro použití modifikovaného SW.

Metoda řešení se opírá o systematický postup kroků vedoucích ke splnění cíle, ve kterých jsou postupně shrnuty současné poznatky včetně příčin porušení sypaných hrází a historického soupisu poruch a havárií, popsána je formulace úlohy porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze, představeny jsou metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze včetně uvedení SW umožňujících provádění simulací zkoumaného děje, navrženy a začleněny jsou úpravy pro zvýšení vypovídací schopnosti vybraného SW a ověřeny jsou na vybraných případových studiích. Výsledkem, který je uvedený v příloze disertační práce, je zdrojový kód modifikované verze vybraného SW zahrnující úpravy pro zvýšení jeho vypovídací schopnosti. Pro praktické použití je uvedena příručka pro volbu vstupních parametrů, která vychází z kritického zhodnocení provedených simulací v rámci případových studií.

Výběr SW je proveden na základě jejich detailní rešerše. Porovnání SW a jejich vyhodnocení využívá data z experimentálního výzkumu a z reálných porušení hrází vnitřní erozí.

### 3 SOUČASNÝ STAV POZNÁNÍ

Modelováním porušení hrází se zabývala řada autorů. V 70. letech 20. století shromáždil Cristofano (1973) data z historických poruch sypaných hrází do roku 1965, na základě, nichž provedl simulaci počátku eroze zemní hráze. V roce 1967 představili Harris a Wagner (1967) jednoduchý model simulující porušení hráze erozí při přelití koruny a pro případ vývoje průsakové cesty. Pro simulaci eroze autoři začali v 70. letech 20. století využívat upravené transportní rovnice. Pokračováním práce (Harris a Wagner, 1967) byl model BRDAM (Brown a Rogers, 1981) sloužící pro simulaci postupné eroze zemní hráze při porušení přelitím či vnitřní erozí. Ponce a Tsivoglou (1981) zlepšili model vývoje průlomového otvoru zemní hráze při jejím přelití, kdy je počátek eroze simulován v nejnižším místě koruny a na vzdušné straně tělesa hráze. Lou (1981) navázal svojí prací na práci Ponce a Tsivoglou (1981) vylepšením o predikci hydrogramu ZPV vycházející z porušení hráze. Model využívá rovnice kontinuity, pohybové rovnice, rovnice transportu sedimentů a vztahy pro postupné formování průlomového otvoru. Nogueira (1984) následně představil jednorozměrný (1D) model využívající Saint-Venantových rovnic pro popis neustáleného proudění a Exnerova a Meyer-Peter a Mülleroва vztahu pro transport sedimentů. Fread (1977) publikoval numerický model DAMBRK, který umožňoval numerickou simulaci porušení hráze jak přelitím, tak vývojem průsakové cesty s možností zahrnout do řešení vliv bočních sesuvů svahů průlomového otvoru. Tento model postihuje časový vývoj a tvar průlomového otvoru a průtok průlomovým otvorem při porušení sypané hráze. Zjednodušený model NWS (Wetmore a Fread, 1984) vycházející z modelu DAMBRK umožňoval rychlou predikci porušení a odhad parametrů ZPV. Výhodou byla rychlost a nízké nároky na výpočetní techniku. V roce 1988 představil Fread (1988) numerický model BREACH založený na komplexní hydrodynamice a erozních procesech, kdy do modelu zahrnul pevnostní charakteristiky zeminy. V roce 1989 byl představen vylepšený model BEED (Singh a Scarlatos, 1989) rovněž simulující erozní procesy při porušení hráze. Všechny uvedené modely vyvinuté do roku 1996 jsou podrobněji popsány v monografii (Singh, 1996). Do roku 1998 představené empirické a numerické postupy souhrnně zpracoval Wahl (1998), který navrhl program pro vývoj dalšího zlepšení numerických modelů. Následovaly práce autorů Fread a Lewis (1998), Říha a Daněček (2000), Tingsanchali a Chinnarasri (2001) a další využívající různé schematizace proudění a eroze na vzdušném svahu sypané hráze. V roce 2002 Mohamed (2002) publikoval numerický model HR BREACH umožňující zadání intervalů parametrů charakterizujících materiálové vlastnosti zemin, následné simulace Monte-Carlo jsou použity k nalezení nejnepríznivějšího výsledku simulace. Ve stejném roce publikovali Wang a Kahawita (2002) model FIREBIRD, který byl skupinou Dam Safety Intrested Group (DSIG, 2017) testován a prohlášen za těžko použitelný pro běžného uživatele. V roce 2005 Hanson a kol. (2005) vyvinul model WinDAM A/SIMBA, který simuluje proces porušení homogenních hrází přelitím s možností volby eroze od paty hráze. SW byl ověřen na fyzikálních modelech menších zemních hrází od výšky 1 m do několika desítek metrů. V návaznosti na WinDAM A byl vytvořen v roce 2009 program WinDAM B (Visser a kol., 2010) simulující proces porušení homogenních hrází přelitím s ochrannou vzdušného svahu

vegetací. Poslední SW vytvořený v roce 2013 na pracovišti ARS – USDA – HERU ve spolupráci s Kansas State University je WinDAM C (Visser a kol., 2013) simulující proces porušení homogenních hrází přelitím a vnitřní erozí s ochrannou vzdušného svahu vegetací. V roce 2013 byl vyvinut Morrisem (Morris, 2013) SW EMBREA vycházející ze SW HR BREACH (Mohammed, 2002), doplněný o další možnosti simulací vnitřního jádra, zpětné eroze po blocích od paty hráze a možností velké variability volby metod výpočtu. Součástí projektu IMPACT v roce 2012 bylo vytvoření SW AREBA – A Rapid Embankment Breach Analysis sloužící pro rychlou simulaci porušení sypaných hrází přelitím a vnitřní erozí se značnými zjednodušeními a použitelností pouze pro velké nádrže. V roce 2014 se vývoj AREBA rozdělil, vyvíjeli ho odděleně společnosti HRW a TUD. AREBA – HRW již nebyla dále vyvíjena a kód výpočtu byl pouze převeden do uživatelského prostředí JAVA. Model AREBA – TUD je napsán v SW MATLAB (van Damme a kol., 2012). V roce 2017 byla Dammem (van Damme a Riteco, 2017 a van Damme, 2020) odvozena nová teorie porušení a odnosu materiálu, která je v současné době verifikována. Nezávisle byl v roce 2013 vytvořen SW DL Breach (Wu, 2013), který simuluje 1D porušení sypaných hrází přelitím a vnitřní erozí, homogenních i s jádrovým těsněním, a umožňuje započítání vlivu vln. V návaznosti na předchozí práce byly odvozeny modely dvojdimenzionální (2D) (Wu a kol., 2012) a trojdimenzionální (3D) (Marsooli a Wu, 2014a). Rotunno a kol. (2017) odvodili 3D numerický model simulující porušení sypaných hrází zpětnou erozí verifikovanou na reálném fyzikálním modelu porušení velkého měřítka. Ve stejném roce vyvinul Zhong a kol. (2017) komplexní numerický model porušení sypaných soudržných hrází, podobným způsobem jako HR BREACH, ale s jiným uvažováním sesunutí svahu. V návaznosti na to v roce 2018 Zhong a kol. (2018) odvodili fyzikálně-parametrický model porušení sypaných hrází s jádrovým těsněním. Ve stejném roce Peter a kol. (2018) odvodili pravděpodobnostní model porušení hrází pomocí Bayesovské interference. V roce 2019 Chen a kol. (2019) odvodili pro stávající model Wu (2013) jiné zjednodušující předpoklady pro diskretizaci průsakové trubice. Zjednodušené SW moduly porušení sypaných hrází byly začleněny do SW jako HEC-RAS 1D/2D (Brunner, 2022), MIKE11/21/FLOOD (DHI, 2003) a 2D modely CASTOR a Rubar 20TS (Paquier, 1997; Paquier, 2002; IRSTE, 2019); Telemac2D (2014), FLO-2D (2009), WOLF2D (Dewals a kol. 2006; Dewals a kol., 2007), RIVER2D (Steffler a Blackburn, 2002); Infoworks ICM (Innovyze, 2023) pro modelování proudění vody ve vodních tocích a inundačním území a také CFD modely jako FLOW-3D. V současné době se klade důraz u SW na jejich testování při porušení sypaných hrází vnitřní erozí, jelikož do současné doby nebyla většina modelů pro případy porušení sypaných hrází vnitřní erozí validována vyjma DL Breach (Wu, 2016a) a porovnány mezi sebou, aby byla patrná jejich vypovídající hodnota. Modelové prostředky WinDam/SITES (Sites, 2005), AREBA (van Damme a kol., 2012), HR BREACH (Mohammed, 2002) a FIREBIRD (Wang a Kahawita, 2002) byly již dříve testovány a validovány pro případy porušení sypaných homogenních hrází přelitím na reálných zaznamenaných datech a na experimentálních datech z polních pokusů malých homogenních hrází, u kterých jsou dobře zaznamenaný všechny parametry protržení (DSIG, 2017). V případě



ochranných hrází kolem vodních toků se nejčastěji využívá implementovaných SW. V rámci výzkumu provedli Peeters a kol. (2016) testování porušení ochranných hrází za využití SW Infoworks RS/HR BREACH, Mike 11, Verheij van der Knaap, BRES-Visser a AREBA. Nejlépe simuloval reálnou situaci protržení ochranné hráze na řece Lillo v Nizozemsku model Verheij-van der Knaap. Je nutné podotknout že HR BREACH je implementovaný v Infoworks RS v zastaralé verzi, která nebyla nikdy aktualizována a v současné době už není podporována. SW BRES-Visser vykazoval nepřesné výsledky, jelikož je určený na výpočet porušení ochranných hrází z písčitého materiálu. V roce 2016 Risher a Gibson (2016) testovali SW DL Breach, HR Breach a WinDam C se zaměřením na ochranné hráze. Všechny tři modely dobře simulovaly výsledné parametry protržení, pokud byl každý model individuálně kalibrován. Dále konstatují, že všechny testované modely jsou extrémně citlivé při volbě parametru erodibility, který je velmi často jiný než reálný. Výsledky této studie pomohli kolektivu autorů (Brunner a kol., 2022) vybrat jeden model, který se nově implementoval do SW HEC-RAS. Nejnověji lze využít pro simulace protržení přehradních a ochranných hrází kolem toku SW HEC-RAS 6.3.1, do kterého byl implementován model DL Breach (Wu, 2013; Brunner a kol., 2022).

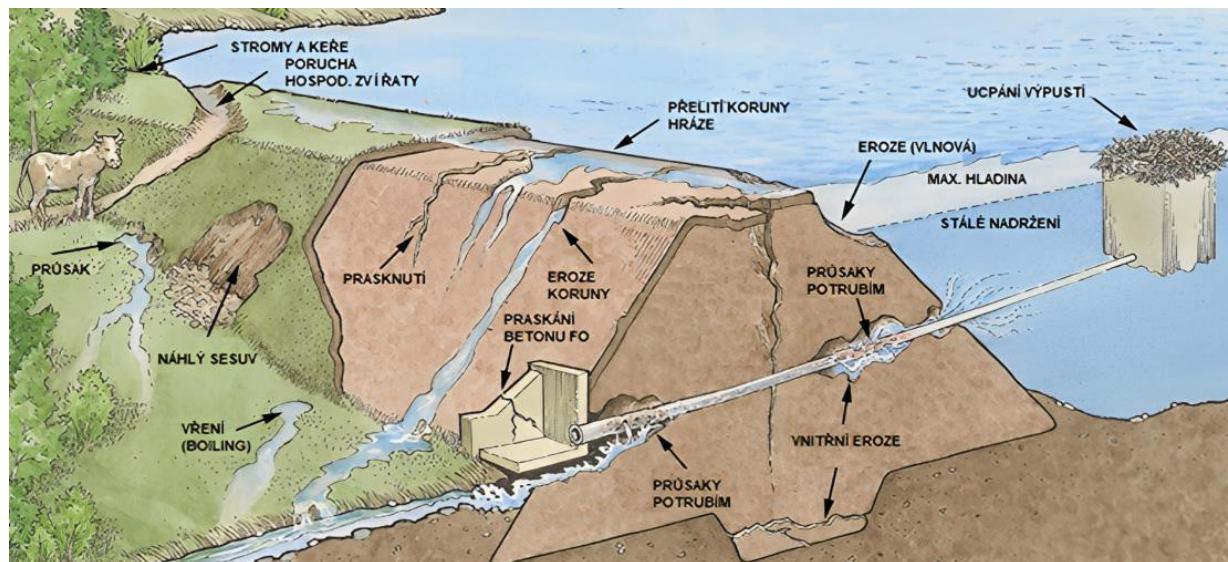
Statistického modelování porušení sypané hráze v důsledku přelítí u nás využil Jandora a Říha (2002), kdy metodou Monte-Carlo s LHS vzorkováním simulovali porušení sypaných hrází v důsledku přelítí. Následně na jejich práci navázali Hodák a Jandora (2004), kteří prováděli statistické vyhodnocení porušení přelítím, kdy variovali počáteční hladinu v nádrži. Další prací zabývající se statistickým vyhodnocením porušení sypaných hrází je práce Hodáka (2010), který využil regresních rovnic pro odvození kulminačního průtoku. Poslední prací publikovanou v ČR využívající stochastického modelování pro jednotlivé veličiny je práce Alhasana (2017) zabývající se porušením ochranných hrází v důsledku přelítí.

Z výše uvedeného soupisu vývoje poznání vyplývá, že popis vývoje vnitřní eroze je dlouhodobý a v poslední době je relativně intenzivní. Zaměřen je nejenom na základní výzkum spojený s důrazem na co nejpřesnější popis vývoje průsakové trubice a následného vývoje průlomového otvoru, ale i na vývoj vhodného SW pro simulace porušení sypané hráze.

## 4 PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ

### 4.1 PŘÍČINY PORUCH SYPANÝCH HRÁZÍ

Příčiny porušení sypaných hrází a jejich četnost je odvozována ze statistik porušení hrází sestavovaných jednotlivými autory. Costa (1985) odvodil z poruch zemních hrází evidovaných do roku 1985 následující příčiny: 35 % přelitím, 21 % poruchy zavázání, 38 % vnitřní eroze, 6 % ostatní vlivy. Schaefer (1992) uvádí, že v letech 1850–1950 bylo porušení hrází procentuálně zastoupeno následovně: 30 % přelitím, 43 % vnitřní eroze, 15 % ztráta stability usmýknutím části tělesa hráze, 12 % ostatní vlivy. Foster a Fell (2000) uvádí statistické údaje porušení hrází do roku 1986 a to: 48 % přelitím, 46 % vnitřní eroze, 5 % vady v zavázání, 1 % ostatní vlivy. Bulletin 188 (ICOLD, 2019) uvádí: 40 % přelitím, 39 % vnitřní eroze a 21 % poruchy funkčních objektů. Závažné vady zemních hrází jsou nejčastěji způsobeny geotechnickými problémy 66 % a dále nekapacitními funkčními objekty 28 %. U kamenitých hrází jsou příčiny poruch stejné, ale v jiném poměru. Geotechnické problémy jsou zastoupeny pouze u 32 % případů a nekapacitní funkční objekty 64 % případů (ICOLD, 2019). Vyhodnocením uvedených údajů lze identifikovat dvě nejčastější příčiny porušení sypaných hrází, kterými jsou přelití a vnitřní eroze v tělese hráze, popř. podloží. Přehledně jsou jednotlivé způsoby porušení patrné z Obr. 4.1. Pro hodnocení v práci byly příčiny poruch rozčleněny na: přelití koruny hráze, ztrátu stability, filtrační deformace a další příčiny.



Obr. 4.1 Příčiny poruch sypaných hrází (převzato a upraveno z Causes of Failure of Earthfill Dams, 2023).

#### 4.1.1 Přelití koruny hráze

K přelití koruny hráze může dojít v případech nedostatečné kapacity funkčních objektů, popř. jejich ucpaní, při nesprávné manipulaci nebo při sesuvu svahů nádrže.

Porušení začíná erozí vzdušního svahu hráze, kdy dojde k překročení odolnosti materiálu povrchu. Progresivní vývoj porušení probíhá zpravidla zpětnou povrchovou erozí materiálu

koruny a vzdušního svahu hráze a postupným odnosem materiálu hráze (Obr. 4.2). Typické bývá i vymílání paty vzdušního svahu hráze, kde se vytváří výmol s vodním skokem. K porušení hráze obvykle dojde v místě s největším specifickým průtokem, což bývá v nejnižším místě koruny hráze. Největší specifický průtok při přelítí koruny hráze často bývá v profilu největší výšky hráze (v křížení s údolnicí) vlivem sedání hráze, v místě křížení koruny hráze s funkčními objekty, které proud koncentrují, nebo v bočním zavázání hráze, kde proud koncentrují svahy údolí.



**Obr. 4.2 Tvar průlomového otvoru v hrázi VD Hvozdná (VD – TBD, 2021)**

#### **4.1.2 Ztráta stability**

Ke ztrátě stability dochází obvykle usmýknutím části hráze podél smykové plochy, v níž se materiál plasticky přetváří. Počátek porušení vznikne obvykle v místě tělesa hráze, kde smykové napětí překročí hodnotu odpovídající meznímu napětí pro vznik plastického tečení. Typickým scénářem je ztráta stability části návodního svahu hráze v důsledku rychlého poklesu hladiny vody v nádrži. Sesuvy části vzdušního svahu hráze jsou často důsledkem vsakování povrchové vody nebo přitékáním podzemní vody o tělesa hráze v kombinaci s příliš strmým sklonem svahu hráze (Obr. 4.3).



**Obr. 4.3 Ztráta stability na vzdušní straně hráze (ASDSO, 2021)**

Do skupiny příčin poruch patří také prolomení málo propustných vrstev vztlakem způsobeným např. rychlou změnou proudění podzemní vody.

### 4.1.3 Filtrační deformace zemin

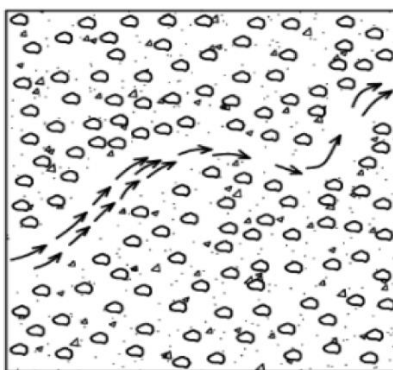
Ke vzniku průsakové cesty, způsobené nestabilitou materiálu zeminy prouděním podpovrchové vody, může dojít vlivem koncentrovaného průsaku vody v tělese, popř. podloží hráze, a vlivem velkých hodnot hydraulického gradientu při významných změnách proudění podpovrchové vody. Porucha se obvykle projevuje koncentrovaným výronem vody z tělesa hráze nebo z podloží s výnosem materiálu zeminy (Obr. 4.4). Iniciační okolností může být také vnitřní nestabilita na kontaktu vrstev zeminy s rozdílnou zrnitostí (kontaktní sufoze, popř. eroze). Častým případem je vývoj průsakové cesty podél funkčních objektů jako důsledek nedostatečného zhutnění, případně vznik trhlin vlivem nerovnoměrného sedání tělesa či podloží hráze nebo vysycháním případně zmrznutím těsnicího jádra ze soudržného materiálu. Porucha v podloží bývá spojena s jeho nedostatečným utěsněním nebo výskytem materiálu náchylným na filtrační deformace. V neposlední řadě může být privilegovaná průsaková cesta iniciována činností živočichů, vzrostlou vegetací, případně činností lidí (Foster a Fell, 2000). Dle světových statistik lze jako další příčinu uvažovat vznik tahových zón v těsnicím prvku hráze vzniklých v důsledku konsolidace hráze, zavěšování tenkého těsnicího jádra na stabilizační část, popř. nevhodný způsob zavázání hráze na nedolámaný skalní podklad s ostrými lomy či převisy. Podmínky mezního stavu vzniku filtrační deformace zemin jsou založeny na hodnocení geometrických a hydraulických kritérií. Geometrická kritéria jsou založena na možnostech popisu vlastností zemin (zrnitost, pórovitost, soudržnost, úhel vnitřního tření atd.). Například při kontaktní sufozi se porovnává velikosti částic stabilizační části zeminy tělesa hráze s velikostmi částic filtru, případně se započítáním míry zhutnění. U hydraulických kritérií se nejčastěji posuzuje odolnost materiálu vůči gradientu pórového tlaku. Postup při posouzení hráze a podloží na vznik filtračních deformací popisují Hala a Říha (2016). Doporučují nejdříve posoudit geometrická kritéria a v případě nevyhovění provést posouzení na hydraulické kritérium. Centrum pro řízení rizik US Army Corps of Engineers (USACE) vyvinulo sadu nástrojů (RMC Internal Erosion Suite (2021)), které pomáhají vyhodnotit pravděpodobnost výskytu různých typů filtračních deformací (vnitřní eroze, zpětné eroze, koncentrovaný průsak, vnitřní nestability, kontaktní eroze atd.).



Obr. 4.4 Porucha zemní hráze VD Tunderbridge filtrační deformací (Farrar, 2008)

#### 4.1.3.1 Vnitřní eroze

Vnitřní eroze značí odstraňování částic zeminy a je způsobena prouděním vody podél již existujících trhlin v soudržných zeminách a dutin v nesoudržných zeminách (Richards a Reddy, 2007). Základním předpokladem pro to, aby se částice mohla dát do pohybu, je, aby síly vyvolávající pohyb částice byly souhrnně větší než síly zabraňující pohybu ve stejném směru působení. Síly vyvolávající pohyb částice jsou závislé na charakteristikách proudění vody při obtékání částice. Síly zabraňující pohybu částice jsou závislé na úhlu vnitřního tření, soudržnosti, pórovitosti, tvaru a hmotnosti částic.



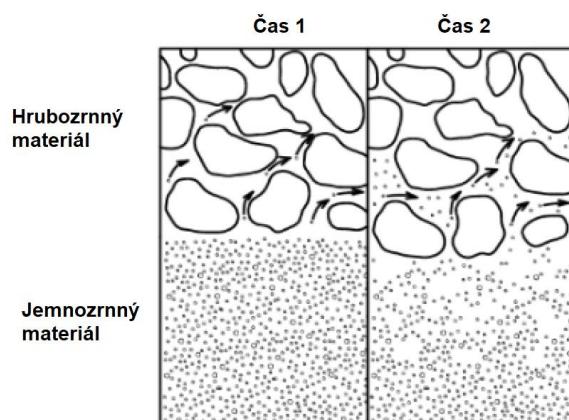
**Obr. 4.5 Schéma vnitřní eroze (převzato a upraveno z Bush and Luckner, 1973)**

Pokud jsou síly zabraňující pohybu částice překonány, tak se částice pohybují po dráze, která je předurčena prouděním vody a tvarem dutiny nebo trhliny. Zpočátku se pohybují málo odolné částice. Částice se mohou po určité vzdálenosti usadit (ve směru tíhového zrychlení) nebo zachytit (vlivem tvaru trhliny nebo dutiny), anebo jsou vyplaveny. Pokud jsou částice ve vrstvě zeminy usazeny nebo zachyceny, pak nedojde ke změně v celkovém objemu vrstvy zeminy, ale dojde pouze k přerozdělení částic v její vrstvě. V zóně akumulace částic, kde se částice usazují nebo zachycují, dochází ke zmenšení hodnoty pórovitosti a propustnosti (kolmatace), zatímco v zóně eroze dojde ke zvětšení hodnoty pórovitosti a propustnosti. V důsledku strukturální změny se průsak vody koncentruje v zónách se zvětšenou hodnotou propustnosti, čímž se zvětšují síly vyvolávající pohyb částice, což může vést ke zrychlení vnitřní eroze. V případě vyplavení částic se zmenší celkový objem pevné látky (částic), zatímco pórovitost a propustnost se zvětší (Kovacs, 1981) (Obr. 4.5).

#### 4.1.3.2 Kontaktní eroze

Kontaktní eroze značí odstraňování částic na rozhraní dvou vrstev materiálů s významně odlišnou zrnitostí křivkou (např. těsnicí a stabilizační část tělesa hráze nebo těleso hráze a podloží). Kontaktní eroze je do značné míry závislá na rychlosti průsaku vody v tělese hráze, která musí být dostatečná k erozi částic na rozhraní. Následkem kontaktní eroze je obvykle vytvoření kaverny v materiálu s menšími částicemi. V kaverně často dochází k lokálním sesuvům, což vede ke zvětšování kaverny. Kaverny také mohou iniciovat vznik zpětné eroze. Při

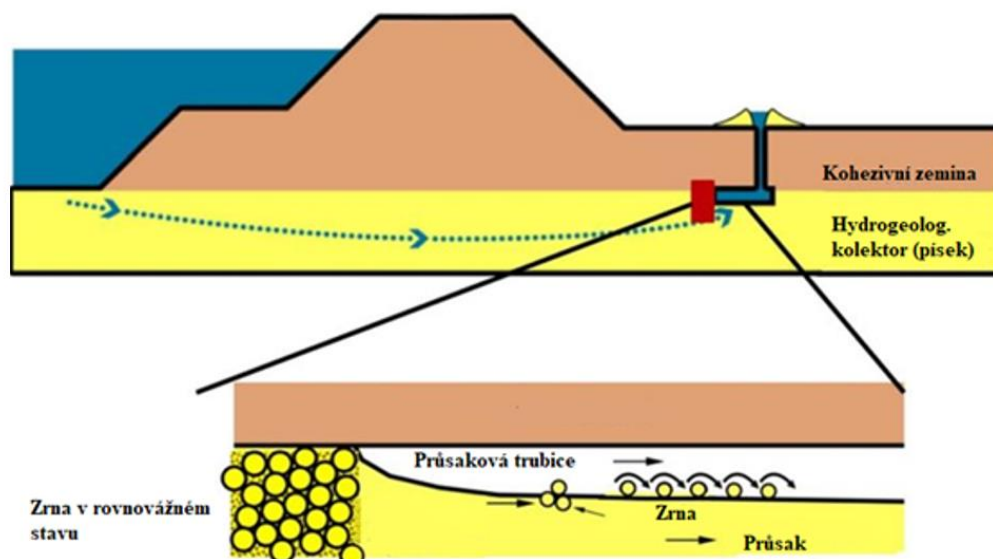
nedostasmykové pórovitosti hrubozrného materiálu může dojít k zakolmatování volných pórů jemnozrným materiálem a zastavení kontaktní eroze (Kovacs, 1981).



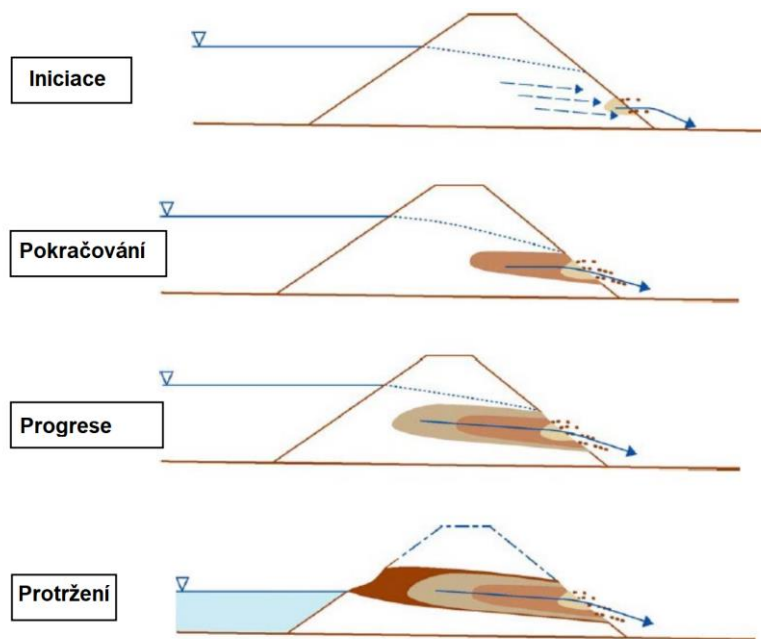
Obr. 4.6 Schéma kontaktní eroze (převzato a upraveno z Bush and Luckner, 1973)

#### 4.1.3.3 Zpětná eroze průsakové trubice

Pojem zpětná eroze byl zvolen kvůli zpětnému vývoji průsakové trubice. Materiál zeminy je odnášen do míst s největší koncentrací průsaku a je vynášen z tělesa hráže (Obr. 4.8) nebo z podloží hráže (Obr. 4.7). Jak jsou částice odstraňovány, velikost erozních sil se zvětšuje spolu s průsakem. Průsaková trubice se formuje od paty vzdušného svahu hráže směrem k nádrži, dokud není vytvořena souvislá průsaková trubice (Foster a kol. 2008).



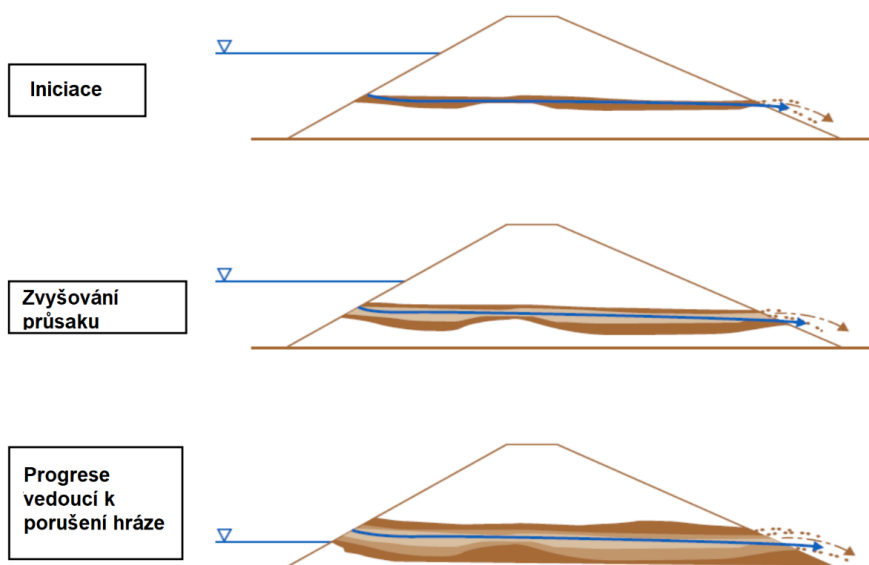
Obr. 4.7 Zpětná eroze průsakové trubice v podloží hráže (převzato a upraveno z Akrami a kol., 2021)



**Obr. 4.8 Zpětná eroze průsakové trubice v tělese hráze (převzato a upraveno z McCook, 2004)**

#### 4.1.3.4 Koncentrovaný průsak

V tělese hráze se mohou vytvářet trhliny v důsledku sedání tělesa hráze, cyklického vysychání a zamrzání, hydraulickým působením a působením živočichů a rostlin. Při výskytu trhliny se může průsak zvětšit natolik, že způsobí erozi stěn trhliny. Koncentrované průsaky se mohou vyskytnout také v propustných zónách, které obsahují hrubé nebo špatně zhutněné materiály tvořící vzájemně propojené systémy (Fell a kol. 2005).



**Obr. 4.9 Koncentrovaný průsak v tělese hráze (převzato a upraveno z McCook, 2004)**

#### 4.1.3.5 Sufoze

Sufoze je postupný přesun malých částic ve skeletu velkých částic nesoudržné zeminy vlivem velkých průsaků vedoucích ke zmenšení celkového objemu materiálu a zvětšení pórovitosti zeminy a případně i k selhání stability skeletu velkých částic (Kovacs, 1981). Sufoze obvykle vzniká při překročení kritického hydraulického gradientu při průsaku vody tělesem hráze nebo jeho podloží.

##### a) Vnitřní sufoze

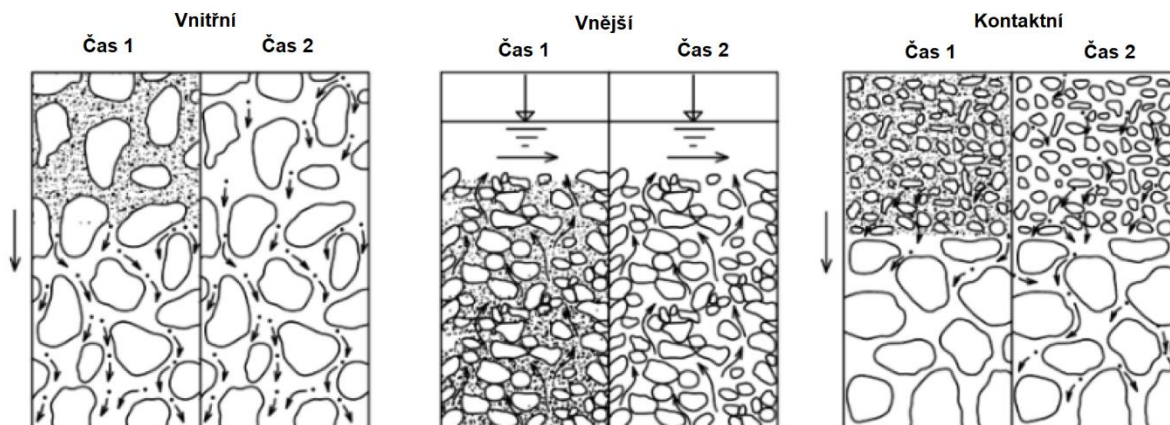
Vnitřní sufoze, která je v zahraniční literatuře někdy označována jako sufuze, je popsána Kovacsem (1981) jako redistribuce malých částic ve vrstvě zeminy tak, aby pevnost vrstvy nebyla změněna, jen její lokální propustnost. Moffat a kol. (2011) tento děj popsal tak, že se malé částice vnitřně nestabilní zeminy pohybují v pórech vytvořených velkými částicemi bez ztráty stability nebo změny objemu zeminy. (Obr. 4.10)

##### b) Vnější sufoze

Harmonizace (2019) popisuje termín vnější sufoze jako odnos malých částic z vrstvy zeminy v kontaktu s proudící vodou doprovázený zmenšováním objemu vrstvy zeminy a zvýšenou propustností, zatímco stabilita kostry vrstvy zeminy složené z velkých částic je nepozměněná (Obr. 4.10).

##### c) Kontaktní sufoze

Harmonizace (2019) popisuje kontaktní sufozi jako proces odnosu malých částic z vrstvy zeminy s malými částicemi a póry do vrstvy s většími částicemi a většími póry, kde proces obvykle pokračuje jako vnitřní sufoze (Obr. 4.10).



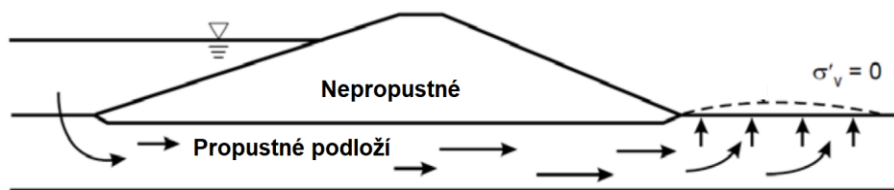
**Obr. 4.10** Schéma sufoze – vnitřní, vnější, kontaktní (převzato a upraveno z Bush a Luckner, 1973)

#### 4.1.3.6 Ztekucení (boiling)

Ztekucení je ztráta vzájemné stability částic zeminy vyvolaná průsakem, vznikne tak suspenze. Ztekucení se nejčastěji objevuje u nesoudržného stejnozrnného materiálu jako jsou



písky. V případě soudržné zeminy dojde k překročení soudržnosti některých částic případně shluků částic zeminy vyvolané průsakem (Obr. 4.11 a Obr. 4.12) (Hala, 2016; Hala, 2021).



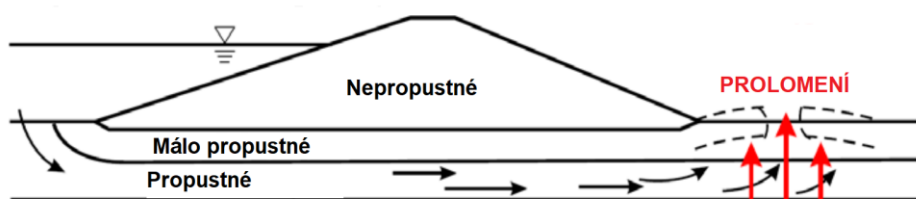
Obr. 4.11 Schéma ztekucení (převzato a upraveno z Pabst a kol., 2013)



Obr. 4.12 Sandboiling – 2011 Herwinjnen, Holandsko (van Beek, 2015)

#### 4.1.3.7 Prolomení

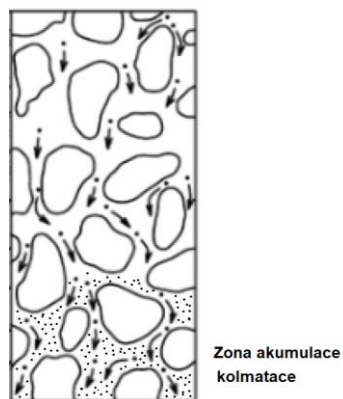
Prolomení je porucha vrstvy zeminy způsobená proudovým tlakem. Při prolomení vznikne ve vrstvě soudržné zeminy trhлина a v nesoudržné dutina (průsaková trubice). Prolomení se obvykle vyskytuje u paty hráze nebo v relativně krátké vzdálenosti po proudu od hráze) Obr. 4.13. Se zvětšujícím se proudovým tlakem se zvětšují síly působící na vrstvu zeminy podloží. Pokud je síla od proudového tlaku větší než tíha nepropustné vrstvy, může dojít k jejímu nadzvednutí a následně k prolomení. Po vzniku prolomení často dochází k nadměrným průsakům a výnosu materiálu propustné vrstvy z podloží skrze prolomenou část těsnicí vrstvy, což je vření (Vaniček, 1996).



Obr. 4.13 Schéma prolomení vrstvy podloží (převzato a upraveno z Pabst a kol., 2013)

#### 4.1.3.8 Kolmatace

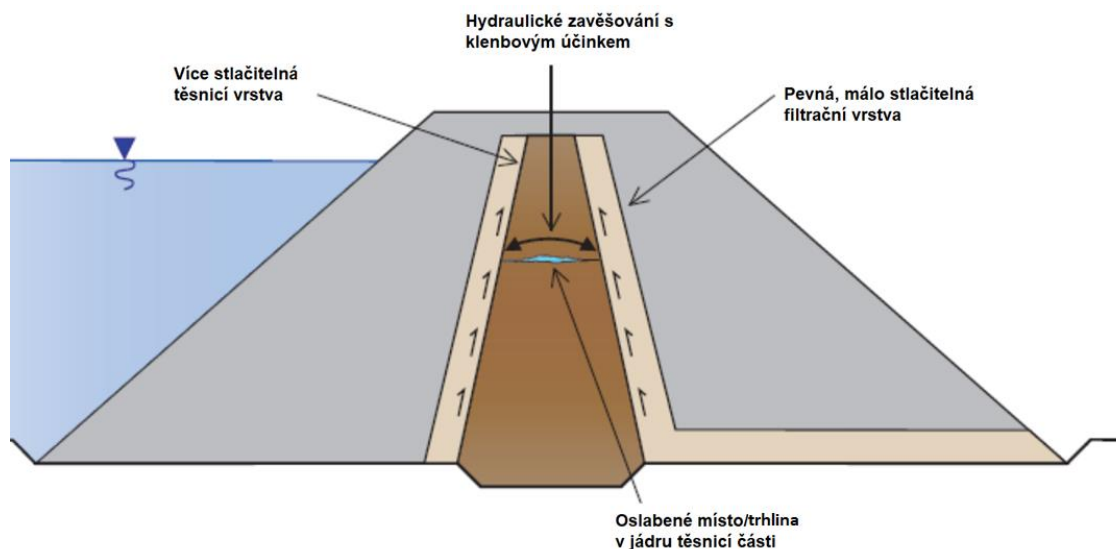
Kolmatace je zanášení pórů zeminy malými částicemi. Ke kolmataci může dojít v kontaktu dvou vrstev např. těsnicí a stabilizační části. Kolmatace zmenšuje propustnost zeminy (Obr. 4.14). Zmenšená propustnost vrstvy tělesa hráže může zvětšit proudové tlaky (Harmonizace, 2019).



Obr. 4.14 Schéma vzniku kolmatace (převzato a upraveno z Bush and Luckner, 1973)

#### 4.1.3.9 Hydraulické trhání a zavěšování

Hydraulické trhání je lokální ztráta vnitřní pevnosti zeminy způsobená prouděním podzemní vody. Hydraulické trhání a zavěšování vzniká typicky na rozhraní dvou materiálů, ale může vzniknout i v jednotné matici (USACE, 1983). Mechanismus hydraulického trhání, známý také jako zavěšování, lze nejlépe popsat analýzou pevnosti rozhraní stabilní a poddajné části zeminy. V situaci zavěšování je půda vyklenuta nad poddajnou částí zeminy, přičemž oblouk či klenba je udržována stříhovým napětím v půdě a uvolňující částice zeminy za klenbou vytvářejí zónu volného materiálu, u které neexistuje vnitřní napětí (Obr. 4.15).



Obr. 4.15 Schéma hydraulického trhání a zavěšování (převzato a upraveno z USBR, 2019)

#### 4.1.4 Další příčiny

Dalšími příčinami poruch sypaných hrází, v našich podmínkách spíše výjimečnými příčinami, jsou zemětřesení nebo sesuv svahu do nádrže s následným přelitím koruny hráze. Dále mohou hráze poškodit např. zvěř, lidská činnost (u ochranné hráze došlo k poškození, jelikož lidé si chodily kopat křen (VD – TBD, 2021)), rostliny (kořenové systémy, vývraty) apod. (Obr. 4.16 a Obr. 4.17). Ve světovém kontextu nejsou výjimkou teroristické útoky či sabotáže. Například v posledním Rusko – Ukrajinském konfliktu byla zničena betonová přehrada postavená v Chersonské oblasti.



**Obr. 4.16 Poškození ochranné hráze na Třebůvce – poškození hráze divokými prasaty (VD – TBD, 2021)**



**Obr. 4.17 Poškození návodní strany hráze domestikovanou zvěří (ASDSO, 2021)**

## 4.2 HISTORICKÉ PORUCHY A HAVÁRIE NA VODNÍCH DÍLECH V ČESKÉ REPUBLICE

Kapitola představuje přehled historických poruch, havárií a protržení hrází, které postihly přehrady od roku 1985 v ČR. Jsou zde také uvedeny nejvýznamnější události týkající se významných přehrad.

Údaje o historických událostech a poruchách přehrad poskytují důležité poučení a vědomí, že žádná přehrada není absolutně bezpečná a že existence a provoz přehrad s sebou nese určitý stupeň rizika, i když velmi malý, který je třeba udržovat na přijatelné úrovni (MP č. 1/2010 MZe, 2010). Obecně se data ze stavby v případě údržby, provozu a monitoringu přehrad nezveřejňují. Historická data však mohou být užitečná pro analýzu příčin a míst protržení a poskytnout zdroj pro statistickou analýzu, vyhodnocení potenciálních rizik a kalibraci a ověření matematických modelů sloužících pro výpočet porušení hrází.

V ČR jsou VD klasifikovány do 4 kategorií podle následků v případě jejich úplného zřízení (MP č. 1/2010 MZe, 2010). V I. kategorii jsou nejvýznamnější přehrady, ve IV. kategorii jsou převážně malé přehrady a rybníky. V ČR je 462 přehrad v kategorii I. až III. (MZ, 2021 a) a cca 20 000 přehrad ve IV. kategorii. Z posledně jmenovaných je 937 významnějších (MZ, 2021 b). Některé z těchto přehrad jsou historické, které sloužily jako rybníky a byly vybudovány mezi 9. a 12. stoletím (David, 2020). Uvedené starší přehrady byly postaveny bez důkladných znalostí hydrologie, mechaniky zemin a hydrauliky. Praxe ukazuje, že při typické extrémní povodni, počítající regionální i přívalové povodně, se v důsledku přelítí protrhne 2 až 10 malých hrází o výšce hráze menší než 9 m podle (ČSN 75 2410, 2011; MP 1/2010, 2010).

Historické údaje o haváriích a poruchách přehrad z celého světa lze získat z mnoha zdrojů, jmenovitě z publikací Bulletin (ICOLD, 1995; ICOLD, 1998; ICOLD, 2019) nebo jiných technických dokumentů (Dam safety guidelines, 1992; Singh, 1996; Wahl, 1998; Foster a kol., 2000; Coleman a kol., 2002; Xu, 2010; Zhang a kol., 2016). Bernard-Garcia a Mahdi (2020) sestavili databázi poruch přehrad, která v současnosti obsahuje více než 3500 případů protržení přehrad. Jednotlivé případové studie jsou podrobněji popsány a diskutovány ve forenzních zprávách a v technických a vědeckých pracích souvisejících s konkrétními poruchami přehrad, jako je např. Teton (IPRCTDF, 1976), Vaiont (Quarantelli, 1979), Big Bay (Ferguson a kol., 2004), Malpasset (Goodman, 2013) a další. Na webových stránkách, jako je <https://www.damsafety.org> (ASDSO, 2021), jsou také dostupné zprávy o významných haváriích přehrad a případové studie.

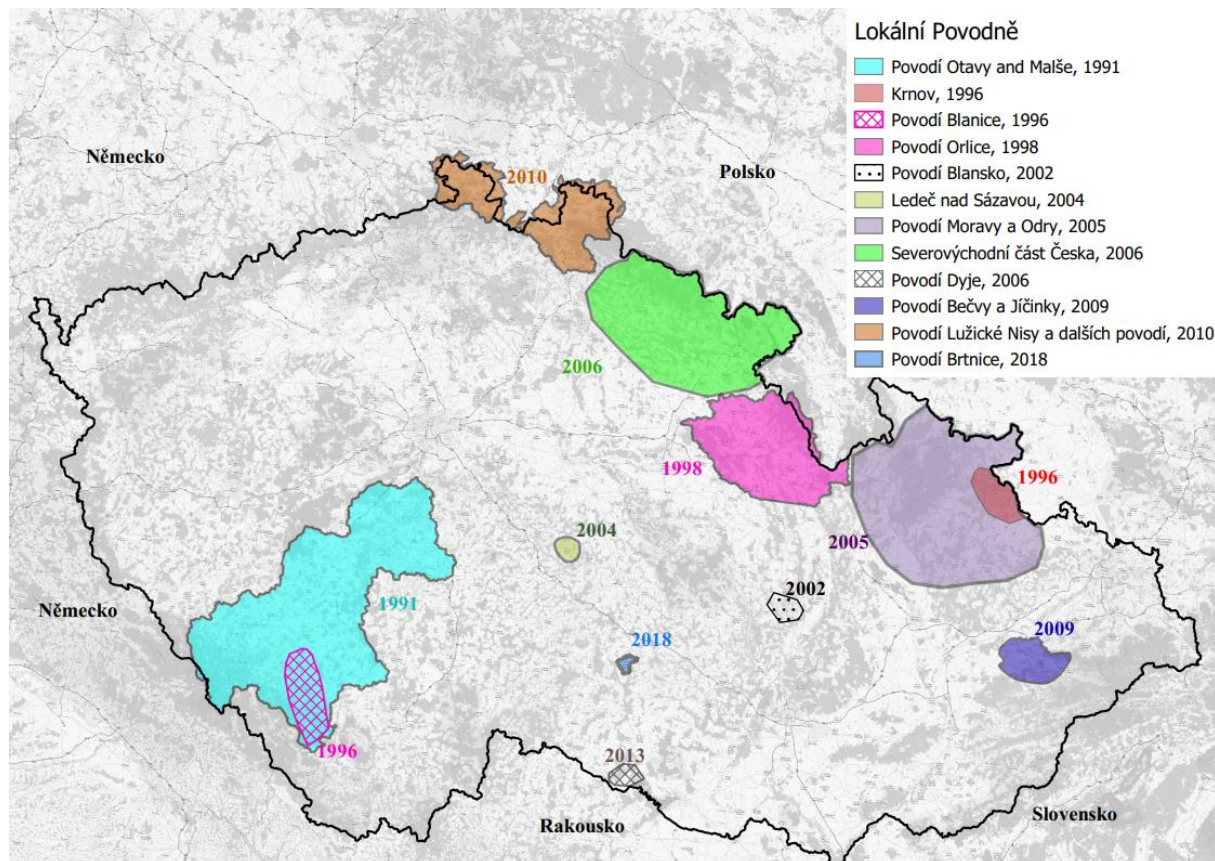
V ČR nejsou dosud systematicky shrnuty informace o haváriích a poruchách přehrad. Primárně se jedná o malé hráze. Publikovaná data o haváriích a poruchách jsou omezená a roztroušená po jednotlivých dokumentech (Poláček, 1997; Šimek, 1997; Říha, 2004; Říha a Švancara, 2006; Říha a Jandora, 2007). Podrobnější popis průběhu protržených přehrad je pouze u malého počtu případů (Šobr a kol., 2008; Jandora a Říha, 2002; Raška a Emmer, 2014). Některé údaje o povodních, haváriích a poruchách přehrad lze získat ze zpráv Ministerstva životního prostředí

(MŽP, 1991; MŽP, 1998; MŽP, 2002; MŽP, 2006; MŽP, 2009; MŽP, 2010; MŽP, 2013) a technických monitorovacích protokolů (VD – TBD, 2021). Výsledky forenzních posudků jsou zřídka publikovány v odborných publikacích (Hodák, 2015).

#### 4.2.1 Povodně v České Republice

K haváriím a poruchám přehrad dochází především při extrémních povodních. V ČR byly rozsáhlé regionální povodně zaznamenány v různých krajích v letech 1985, 1987, 1997, 2002, 2006, 2010 a 2013. Lokální povodně se vyskytly zejména v letech 1991, 1996, 1997, 1998, 2004, 2009 a 2010. Následky povodní a souvisejících havárií a poruch přehrad prakticky vždy znamenají značné materiální ztráty a v mnoha případech i ztráty na životech. Během těchto událostí byly zaznamenány poruchy, havárie a protržení malých hrází, zároveň bylo kriticky ohroženo i několik velkých přehrad, avšak žádná z velkých přehrad nebyla nikdy zcela protržena. Od roku 1985 do roku 2020 byly zaznamenány a zdokumentovány následující lokální povodně (Obr. 4.18):

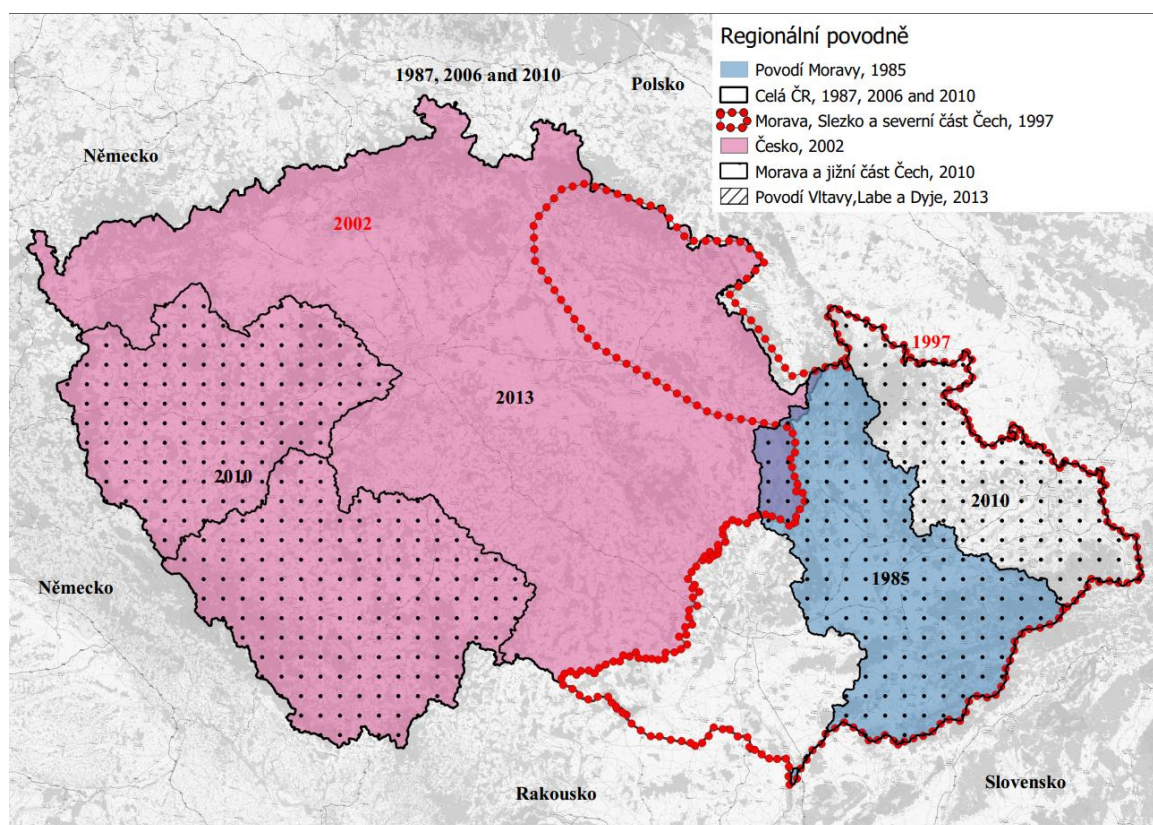
- 1991 – lokální srpnová povodeň v horní části povodí Otavy a povodí Malše,
- 1996 – lokální květnová povodeň na Krnovsku,
- 1996 – lokální červnová povodeň v povodí Blanice,
- 1997 – lokální povodeň v povodí Olešnicko a Crkov,
- 1998 – lokální červencová povodeň v povodí Orlice,
- 2002 – lokální červencová povodeň na Blanensku,
- 2004 – lokální červencová povodeň na Ledčsku nad Sázavou,
- 2005 – lokální březnová povodeň v povodí Odry a horní části Moravy,
- 2006 – lokální srpnová povodeň v severovýchodní části Čech,
- 2006 – lokální červnová povodeň v povodí Dyje,
- 2009 – lokální červencová a srpnová povodeň v povodí Jičínky,
- 2010 – lokální srpnová povodeň v povodí Lužické Nisy, Smědě, Ploučnice, Kamenice a Mandavy.
- 2018 – lokální červnová povodeň v povodí Brtnice.



**Obr. 4.18 Lokální povodně v ČR od roku 1985–2020**

Zaznamenané regionální povodně od roku 1985 do roku 2020 byly následující (Obr. 4.19):

- 1985 – krajská povodeň, která nejvíce zasáhla povodí Moravy,
- 1987 – krajská lednová povodeň, která zasáhla všechna povodí v ČR,
- 1997 – krajská červencová povodeň, která nejvíce zasáhla Moravskoslezský kraj,
- 2002 – krajská srpnová povodeň v české části ČR,
- 2006 – březnová krajská povodeň, která zasáhla všechna povodí v ČR,
- 2010 – regionální květnová a začátkem června povodeň. První zasáhl Moravu, zejména Beskydy a jejich severní předhůří, druhý zasáhl jižní a východní Čechy.
- 2010 – regionální srpnová povodeň, která zasáhla všechna povodí v ČR,
- 2013 – krajská červnová povodeň, která zasáhla povodí Vltavy, významnou část povodí Labe a okrajově



Obr. 4.19 Regionální povodně v ČR od roku 1985–2020

#### 4.2.2 Malé vodní nádrže

Malé vodní nádrže jsou v ČR definovány hloubkou při hladině ovladatelného prostoru do 9 m a celkovým objemem nádrže nepřesahujícím 2 miliony m<sup>3</sup>. V ČR je asi 20 000 malých vodních nádrží sloužících různým účelům, především produkci ryb a ekologické udržitelnosti. Většina z nich má relativně malý význam a patří do IV. kategorie.

Malé vodní nádrže se obvykle nacházejí v horních částech povodí, která jsou vystavena relativně krátkodobým srážkám s vysokou intenzitou. Mnoho hrází malých vodních nádrží je však také vystaveno dlouhodobým regionálním povodním spojeným s velkými denními úhrny.

Rozsáhlý rozvoj rybníčních hrází (jedná se o malou vodní nádrž určenou k chovu ryb) v České republice má kořeny ve 12. století. Nejstarší doložená malá rybníční nádrž Žár byla postavena v roce 1221 (David, 2020). Hlavní rozvoj byl koncem 15. století a v první polovině 16. století. V následujících 3 stoletích došlo ke stagnaci ve vývoji projektování a výstavby rybníků. Obnova výstavby rybníků se datuje koncem 19. století, kdy byly nově vybudovány a obnoveny velké počty rybníků pro rekreaci a chov ryb.

V posledních desetiletích se zřizují hlavně hráze suchých nádrží sloužící jako protipovodňová ochrana.

Kvůli svému stáří trpí četné hráze rozsáhlými průsaky a místními sesuvy půdy. Vážným faktem je, že kapacita přelivů je mnohdy nedostatečná. Vzhledem k velkému počtu zařízení a velkému počtu vlastníků jsou hráze často špatně udržované a potřebné rekonstrukce a sanační práce nejsou

pro nedostatek financí prováděny včas. Navíc řada majitelů nádrží není dostatečně znalá a stav svých zařízení dostatečně neposoudí. Výše uvedené okolnosti vedou k mnoha drobným nehodám, ale také mohou vést k úplnému protržení hrází. K protržení dochází především při extrémních povodňových situacích, které způsobují zvláštní povodně, které mají často větší kulminační průtok než návrhové povodně. Například při extrémních povodních v letech 2002, 2009 a 2013 došlo k protržení desítek hrází v důsledku přelití nebo vnitřní eroze. Jednalo se většinou o hráze nádrží situované v horních částech povodí zasažených vydatnými srážkami, kde kulminační průtoky přesáhly průtoky s obou opakovaní 100 let, místy až 500 let (MŽP, 1991; MŽP, 1998; MŽP, 2002; MŽP, 2006; MŽP, 2009; MŽP, 2010; MŽP, 2013; VD-TBD, 2021).

Od roku 1985 bylo provedeno rozsáhlé pátrání po událostech a poruchách hrází malých vodních nádrží a výsledný přehled je uveden v Tab. 4.1, sestavený je na základě dostupných zdrojů (MŽP, 1991; MŽP, 1998; MŽP, 2002; MŽP, 2006; MŽP, 2009; MŽP, 2010; MŽP, 2013; VD – TBD, 2021; Poláček, 1997; Řiha, 2004; Šobr a kol., 2008). Selhání a incidenty, které se staly před rokem 1985, nebyly systémově sledovány a registrovány. První spolehlivější záznamy o protržených hrázích IV. kategorie pocházejí z roku 1985, kdy sami majitelé začali provádět inventarizaci poruch (VD – TBD, 2021). Jejich záznamy jsou však často neúplné, chybí např. základní parametry rybníků nebo příčiny porušení. K roku 1985 bylo dle evidence poškozeno 41 malých hrází a 5 jich bylo protrženo. Nejzávažnější zaznamenanou událostí byla regionální povodeň v roce 2002, kdy zcela selhalo 23 hrází, z toho 9 v systému dvou paralelních kaskád. Při lokální povodni v roce 2009 byly protrženy pouze 3 hráze, ale více než 30 jich bylo poškozeno přelitím, velmi často v místě, kde byl pokles koruny hráze. Při poslední regionální povodni v roce 2013 bylo protrženo 5 malých hrází a 7 bylo výrazně poškozeno (VD – TBD, 2021). Ze seznamu v Tab. 4.1 je vidět, že většina hrází selhala při regionální povodni v roce 2002 a k rozsáhlým škodám došlo i při lokální přívalové povodni v roce 2009, kdy kvůli relativně krátké době trvání nedocházelo k tolika celkovým poruchám.

**Tab. 4.1 Seznam porušených hrází malých vodních nádrží v ČR od roku 1985 (data převzata z VD-TBD, 2021)**

rok	název / kategorie VD	tok	výška [m]	objem [tis. m <sup>3</sup> ]	poznámka
1985	Pastvinštní / IV	Stařečský	3,2	93	přelití
	Černičský / IV	Moravská Dyje	2	70	přelití
	Jára Dolní / IV	Balinka	2,5	3	přelití
	Černý u Dolní Bělé / IV	Bělá	3,5	50	přelití
	Kotvice / IV	Odra	-	540	přelití
1986	Bečický / IV	Židova strouha	4,5	120	přelití
1987	Veský / IV	Lomnice	3	126	přelití
	Podhájský / IV	Lomnice	2,9	225	přelití
1991	Bušek / IV	Čejetický	5	-	přelití
1996	Pocheň / III	Čížina	9,5	817	přelití
1997	Pocheň / III	Čížina	9,5	817	přelití
2002	Nový Vdovec / IV	Nová	5	420	přelití
	Naděje / IV	Lužnice	2	570	přelití



rok	název / kategorie VD	tok	výška [m]	objem [tis. m <sup>3</sup> ]	poznámka
	Víra / IV	Lužnice	2	100	přelití
	Žimutický / IV	Židlova Strouha	2,5	110	přelití
	Zlatá Ktiš / IV	Černá	5	120	přelití
	Soběnov / IV	Černá	4	150	přelití
	Zmrhal / IV	Černovický	2,7	40	přelití
	Tovaryš / IV	Milevský	4,5	120	přelití
	Chobot / IV	Smutná	6	200	přelití
	Borovanský / IV	Borovanský	4	150	přelití
	Melín / IV	Metelský	6,2	250	přelití
	Metelský / III	Metelský	8,5	1037	vnitřní eroze / přelití
	Podhajský / IV	Lomnice	2,9	225	přelití
	Hořejší / IV	Lomnice	4	232	přelití
	Dolejší / IV	Lomnice	2,6	334	přelití
	Luh / IV	Závišínský	3,8	48,2	přelití
	Pustý / IV	Závišínský	3,5	65	přelití
	Velký Bělčický / III	Závišínský	6,7	788	přelití
	Buzický / IV	Lomnice	2,7	900	přelití
	Mlýnský / IV	Radomilický	2,6	160	přelití
	Kacerna / IV	Merklinka	3	480	přelití
	Konratický / IV	Konratický	3,5	110	přelití
	Kočínský / IV	Dříteňský	4	148	vnitřní eroze
Lámanický / IV	Bezejmenný	4	130	přelití	
2006	Blažnov / IV	Bílenický	5	10,37	stabilita svahu
	Ověčín / IV	Bílý	3	180	kaverna – vnitřní eroze
	Jedovnice / IV	Jedovnický	–	–	přelití
2009	Ostrov / IV	Zhůrecký	5	19	zřícení funkčního objektu
	Kovárna / IV	Bezejmenný	2,5	1,8	přelití
	Pilař / IV	Petrákovický	7	33,0	vnitřní eroze podél spodních výpustí
	Loudal / IV	Barborka	4,8	30	přelití
	Nový / IV	přítok Fryšávka	3	10,5	přelití
	Hustopeče nad Bečvou / IV	Loučský	5	26,68	přelití
2010	Kněžický / IV	Kněžický	5	5	přelití
	Markvartický / IV	Panenský	3	120	přelití
	Cvikovský / IV	přítok Boberský potok	4	136,6	vnitřní eroze podél spodních výpustí
	Mlýnský / IV	Bobří	4	112	přelití
	Malý Jedlovský / IV	Chříbská Kamenice	5	8,6	přelití

rok	název / kategorie VD	tok	výška [m]	objem [tis. m <sup>3</sup> ]	poznámka
	Panenský / IV	přítok Peroltický potok	3,8	36,4	zřícení bezpečnostního přelivu
	Albrechtice / IV	přítok Albrechtický potok	6	–	přelití
	Kristina / IV	Lužická Nisa	3	–	přelití
2012	Zíchův / IV	Cihelský	3,5	14	vnitřní eroze
2013	Na Drázkách / IV	Smutná	3	9	přelití
	Zájezdek / IV	Dírenský	3	–	přelití
	Komárovský / IV	Kněžmostka	4	320	přelití
	Mlékovický / IV	Miletínský	6	100,5	přelití
	Strašík / IV	Výrovka	3,5	118	přelití
	Komňa / IV	Koméňka	3,5	2,4	přelití
	Velký Liběšický / IV	Liběšický	4	12	přelití
2014	Štěpánov – Čepro II / IV	Květnovský	4,5	7	přelití
	Linhart / IV	Bezejmenný	4	4	vnitřní eroze
2016	Návesní / IV	Rakovec	4,6	27,14	přelití
	Smyslov / IV	Pálenecký	5	150	vnitřní eroze
2020	Návsi / IV	Černý, Jasení	7	26,5	přelití, zřícení bezpečnostního přelivu

**Tab. 4.2 Seznam značně poškozených hrází malých vodních nádrží v ČR od roku 1985 (data převzata z VD-TBD, 2020)**

rok	počet poruch malých hrází	poznámka	povodeň
1985	41	přelití	ano
1987	4	přelití	ano
2002	93	přelití, vnitřní eroze	ano
2005	2	vnitřní eroze	ne
2006	15	přelití, vnitřní eroze podél spodních výpustí	ano
2007	3	vnitřní eroze	ne
2008	2	vnitřní eroze	ne
2009	120	přelití, vnitřní eroze podél spodních výpustí	ano
2010	13	přelití, vnitřní eroze podél spodních výpustí	ano
2011	3	2 přelití, 1 vnitřní eroze	ne
2012	2	přelití, vnitřní eroze	ne
2013	23	nejčastěji přelití	ano
2014	13	nejčastěji vnitřní eroze podél spodních výpustí	ne
2016	1	vnitřní eroze	ne
2017	3	vnitřní eroze	ne
2019	7	nejčastěji vnitřní eroze	ne
2020	5	nejčastěji vnitřní eroze	ne

Ze seznamu porušených a vážně poškozených hrází vyplývá, že 62 z nich bylo zcela protrženo a 350 bylo vážně poškozeno za 35 let v období 1985–2020 (Tab. 4.1, 4.2). Roční frekvence činí 1,85 protržených a 10 poškozených hrází. Nejčastějšími příčinami úplného protržení hrází bylo přelití (85 %) a vnitřní eroze (15 %), přičemž v 5 případech byla vnitřní eroze kombinována s přelitím. Od roku 1985 do roku 2020 bylo 47 hrází poškozeno v důsledku vnitřní eroze a 8 jich bylo protrženo v důsledku vnitřní eroze (Obr. 4.20 a Obr. 4.21). To činí průměrně 3 poškozené hráze ročně v důsledku vnitřní eroze.



**Obr. 4.20 Počet poruch a protržení hrází v důsledku vnitřní eroze od roku 2002 do roku 2020 (v předešlých letech nebyly registrovány poruchy či protržení v důsledku vnitřní eroze)**

V případě havárií, ke kterým dojde při běžném provozu mimo období povodní, jsou nejčastějšími příčinami poškození vnitřní eroze podél spodní výpusti (60 %), porucha uzávěru výpusti (35 %) a hlodavci (5 %). Nestabilita svahů se vyskytla výjimečně.



**Obr. 4.21 Protržení Kočínského rybníka v roce 2002 – typický příklad vnitřní eroze podél poškozené spodní výpusti, ve stejném místě došlo na vzdušné straně také k vývratu dubu (VD-TBD, 2021)**

### 4.2.3 Přehrady

Obecně platí, že VD v I. – III. kategorii jsou pečlivěji, robustněji a profesionálněji navrženy a jsou udržovány kvalifikovanými zaměstnanci. Například jedinou hrází, která byla v ČR zcela protržena, byla hráz Bílá Desná, která se v roce 1916 protrhla v důsledku vzniku vnitřní eroze kolem spodní výpusti. Jednalo se o nejhorší neštěstí v české historii. Tento incident byl popsán v mnoha publikacích (Šimek, 1997; Saxena a Sharma, 2004; Raška a Emmer, 2014). V posledních letech došlo k řadě mimořádných událostí na VD, z nichž většina souvisela jak s povodňovými situacemi, tak s vnitřní erozí. Souhrn nejvýznamnějších událostí je uveden v Tab. 4.3.

**Tab. 4.3 Seznam ohrožených/poškozených VD v ČR od roku 1985 do roku 2020**

rok	název / typ / kategorie	tok	výška [m]	objem [tis. m <sup>3</sup> ]	poznámka
1996	Morávka / Z / II.	Morávka	39	12 100	zřícení asfaltobetonového těsnění v důsledku vnitřní eroze
1997	Šance / R / I.	Ostravice	65	61 800	nekapacitní funkční objekty, sesuv svahu
2002	Orlík / B / I.	Vltava	91	720 000	vniknutí vody do tělesa hráze
	Znojmo / K / I.	Dyje	17	4 290	ucpání bezpečnostního přelivu plaveninami
2004	Mostiště / R / I.	Oslava	28,7	11 937	zřícení jádra v důsledku vnitřní eroze
2010	Mlýnice / ZD / III.	Albrechtický	22	271	přelití, eroze podloží hráze

Typ přehrad: K – kombinovaná, Z – zemní, B – betonová tížní, ZD – zděná, R – kamenitá (rockfill)

Od havárie přehrady Bílá Desná v roce 1916 se žádná hráz zcela neprotrhla a všechny nebezpečné situace se podařilo úspěšně zvládnout. Nápravná opatření byla zpravidla započata ihned po incidentu. V některých případech bylo nutné před zahájením konečných oprav provést provizorní nápravná opatření, aby se zabránilo dalšímu rozvoji poškození.

## 5 MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ V DŮSLEDKU VNITŘNÍ EROZE

Prvním krokem při modelovém řešení porušení sypané hráze je předběžná analýza současného stavu, při níž se stanoví možná místa a způsoby porušení hráze. Pro sestavení numerického modelu je potřeba provést koncepční model a vhodně zvolit metodu řešení úlohy.

Koncepční model je soubor zjednodušujících předpokladů, na kterých je založeno praktické modelové řešení. Jedná se o subjektivní představu reálné poruchy sypané hráze v důsledku vnitřní eroze. Existuje celá řada koncepčních modelů a lze říci, že ani jeden koncepční model není obecně použitelný. Koncepční modely se vytváří tak komplexní, aby odpovídaly cílům řešení úlohy. Koncepční model obsahuje formulace zjednodušujících předpokladů a vymezení stavových veličin, které jsou předmětem výpočtu. K nejčastějším zjednodušením patří snížení dimenzionality, schematizace tvaru průlomového otvoru, zjednodušení výpočtového schématu pro proudění vody průlomovým otvorem, úprava tvaru erozních a transportních rovnic apod. Podle složitosti koncepčního modelu se určí struktura modelu. Struktura modelu je závislá na složitosti koncepčního modelu a může obsahovat jak numerické, tak graficko-početní metody. Avšak kvůli omezením graficko-početních metod jsou častěji využívány numerické metody, které jsou přibližné. Je třeba zdůraznit, že struktura modelu není sama o sobě metodou, nýbrž spíše organizací a využitím metod pro konkrétní účel (Wahl, 1998).

Pro předběžný odhad parametrů porušení sypané hráze lze použít jejich porovnání s konkrétními skutečně porušenými sypanými hrázemi uvedenými v různých databázích. Také lze využít regresní vztahy odvozené z výsledků historických pozorování poruch hrází. Pro odvození průběhu porušení a průběhu jednotlivých veličin v čase je třeba použít některý ze sofistikovanějších modelů založených buď na analytickém řešení, nebo numerických metodách.

Pro přibližnou (numerickou) metodu se vyberou matematické vztahy popisující chování modelovaného systému. Následně se provede jejich algoritmizace ve vhodném programovém prostředí, kalibrace, verifikace a následně může probíhat samotná simulace (Říha, 1997).

### 5.1 PŘEDBĚŽNÁ ANALÝZA PORUŠENÍ SYPANÉ HRÁZE V DŮSLEDKU VNITŘNÍ EROZE

Vznik a vývoj vnitřní eroze v tělese sypané hráze až po samotnou poruchu hráze (Obr. 5.1), lze rozdělit do 5 fází (Fell a Fry, 2007):

- **Iniciace eroze**

Iniciace eroze se nejčastěji vyznačuje zvýšeným průsakem tělesem hráze (koncentrovaný průsak) popřípadě sufozí.

- **Pokračování erozních procesů**

Dochází ke zvyšování koncentrovaného průsaku, popřípadě ke vzniku zpětné eroze průsakové trubice skrze těleso hráze a postupné formaci průsakové trubice. Jedná se nejčastěji o zóny bez

### Modelování porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

filtru (vynechaný filtr) popřípadě místa v tělese hráze, kde se nachází špatná zrnitost filtru (vznik a progresse sufoze) atp.

#### • Progresivní vývoj průsakové trubice

Jedná se o fázi, kdy dochází k zformování průsakové trubice v celé šířce tělesa hráze. Tato fáze se člení na dvě situace, které mohou nastat. Buď je průsaková trubice nestabilní a dojde k jejímu zřícení, čímž vznikne kaverna a hrozí pokles koruny tělesa hráze a následné přelití koruny hráze, anebo je průsaková trubice dostatečně stabilní, čímž vznikne otevřená průsaková trubice (trubice v celé šířce tělesa hráze).

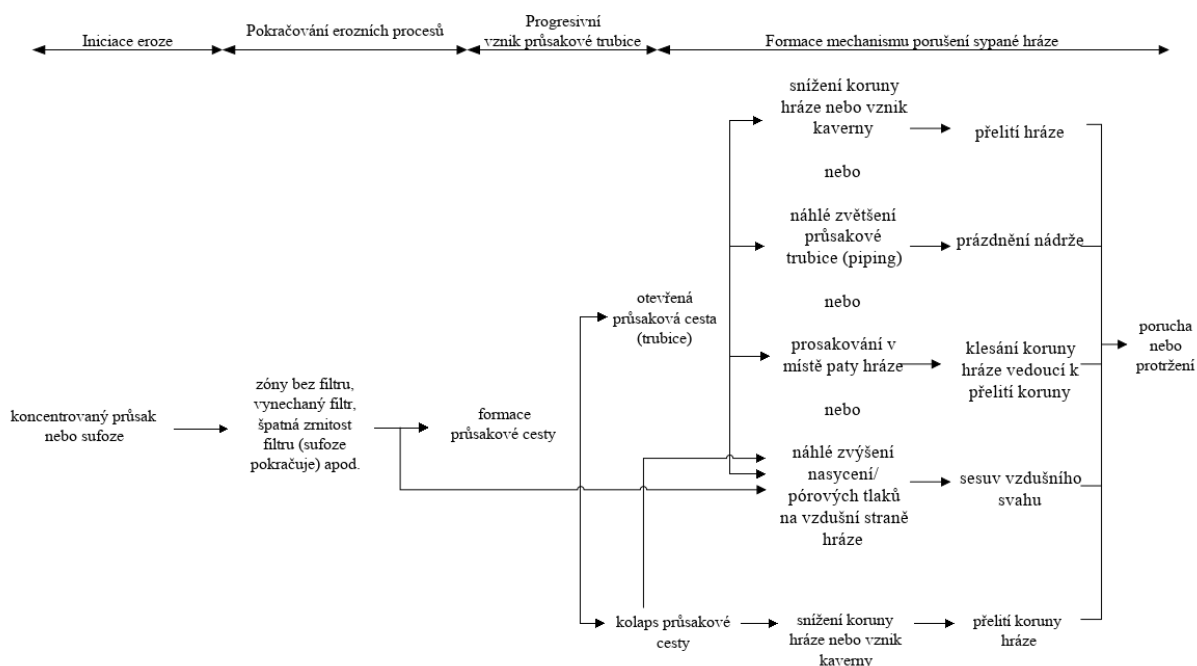
#### • Vývoj porušení sypané hráze

Po vzniku otevřené průsakové trubice může nastat celá řada mechanismů vedoucích k porušení sypané hráze. Mechanismy mohou být:

- vznik kaverny a pokles koruny hráze,
- náhlé zvýšení průsaku tělesem hráze, čímž hrozí porušení hráze vnitřní erozí,
- prosakování v patě hráze, pokles koruny hráze čímž hrozí přelití hráze,
- sesuv vzdušního svahu hráze.

#### • Porucha nebo protržení

Po formaci mechanismu dochází k poruše hráze a to přelitím, vnitřní erozí nebo usmýknutím vzdušního svahu hráze.



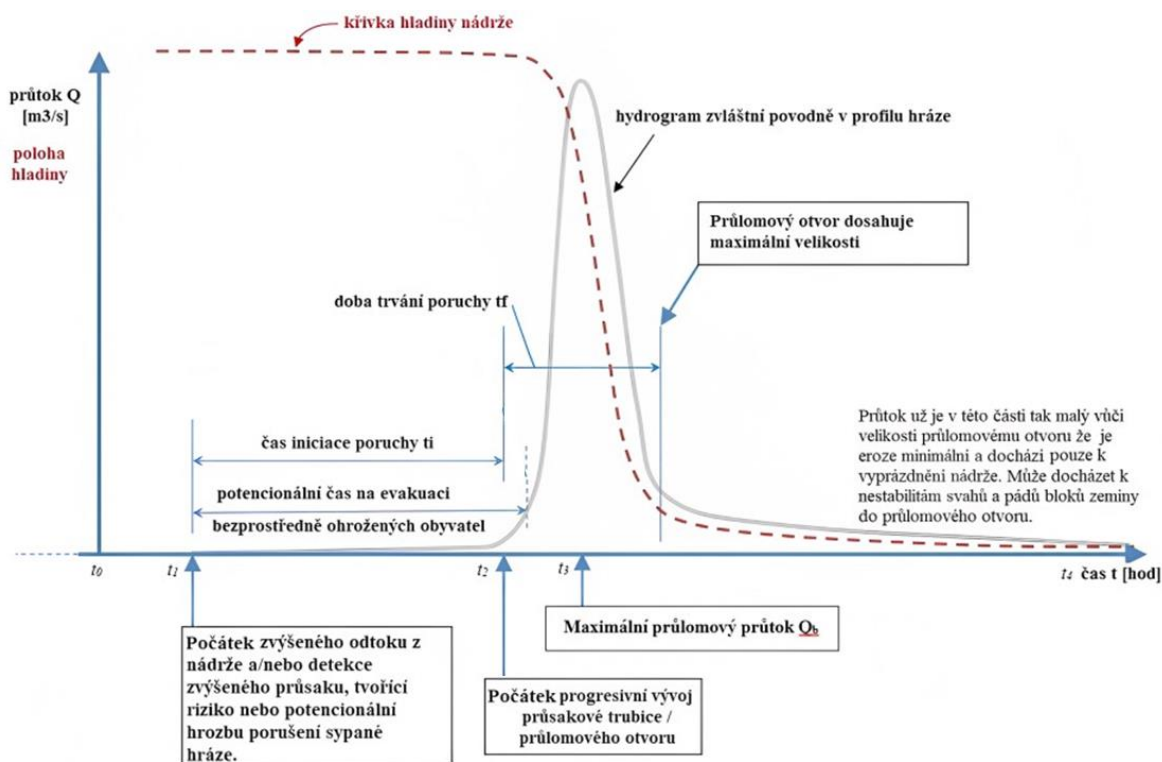
**Obr. 5.1** Fáze vývoje porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze (převzato a upraveno z Fell a Fry, 2007)

### 5.1.1 Cíle modelového řešení

Cílem modelového řešení je stanovení základních parametrů charakterizujících průběh porušení sypané hráze (Obr. 5.2), kterými jsou:

- časové charakteristiky poruchy,
- tvar a rozměry hydrogramu zvláštní povodně v profilu hráze,
- kulminační (průlomový) průtok,
- tvar a rozměry průlomového otvoru.

Uvedené charakteristiky závisí na hydraulickém zatížení v průběhu porušení (průtok, rychlost vody, smykové napětí) a na typu a parametrech hráze, vlastnostech příslušných materiálů tělesa hráze, popř. podloží (smyková pevnost, erodibilita).



**Obr. 5.2** Typický tvar hydrogramu zvláštní povodně v profilu hráze (převzato a upraveno z DSIG, 2017)

Hydrogram průlomového průtoku při porušení sypané hráze lze rozdělit do 4 základních časových intervalů (Obr. 5.2) (DSIG, 2017):

- Část hydrogramu v čase od  $t_0$  do  $t_1$  – jedná se o část hydrogramu, kdy je hráz bezpečná. Odtok z nádrže je řízen pomocí manipulačního řádu příslušného díla.
- Část hydrogramu v čase od  $t_1$  do  $t_2$  – jedná se o viditelný počátek poruchy (zvýšený průsak). Počátek eroze (povrchové, vnitřní) a odtok z nádrže je poměrně konstantní. Doba v čase od  $t_1$  do  $t_2$  je kritická pro evakuaci občanů pod VD = mezní hodnota času pro

nejbezpečnější přesun lidí, zvířat a důležitých předmětů z takových míst či staveb, které jsou bezprostředně ohrožovány zvláštní povodní vyvolanou porušením sypané hráze.

- Část hydrogramu v čase od  $t_2$  do  $t_3$  – vzestupná větev hydrogramu. Jak porucha postupuje, dochází k rychlému zvýšení průlomového průtoku. V případě průsakové trubice dochází k rychlému vývoji průměru a zřícení nadloží průsakové trubice, po kterém nastává maximální průlomový průtok.
- Část hydrogramu v čase od  $t_3$  do  $t_4$  – sestupná větev hydrogramu. Profil průlomového otvoru je již zformovaný a dochází k prohlubování a rozšiřování průlomového otvoru.

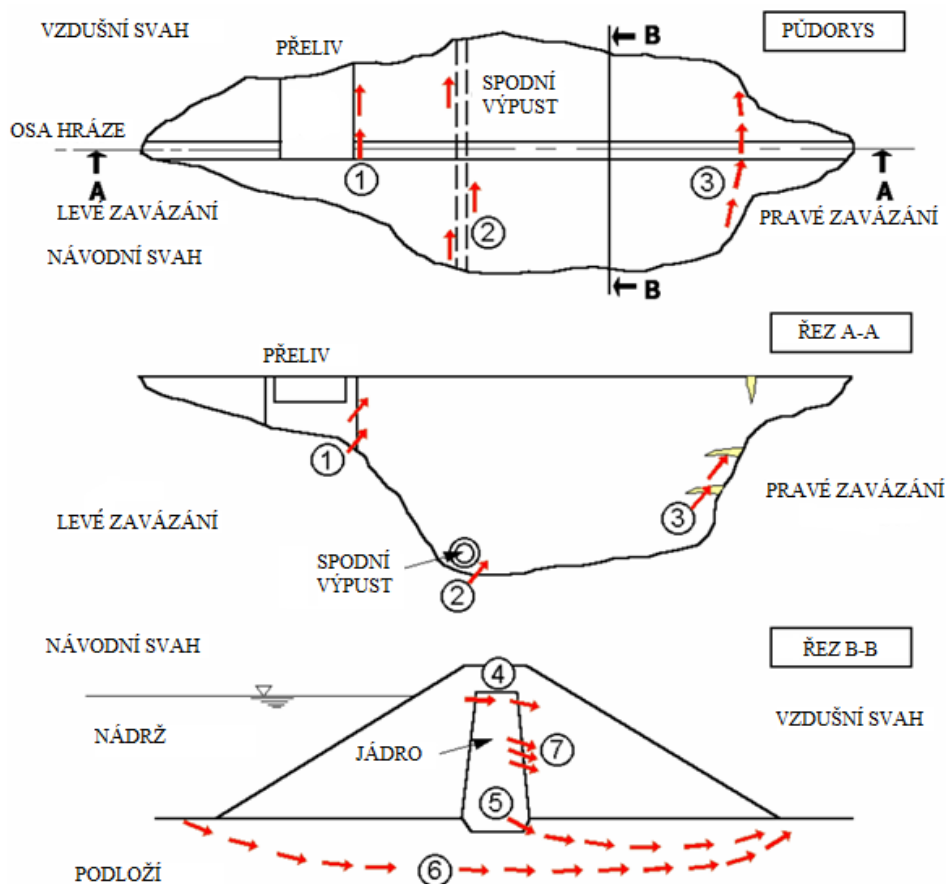
### 5.1.2 Nejčastější místa iniciace porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze

Vývoj průsakové trubice nejčastěji iniciuje koncentrovaný průsak nehomogenními, popř. oslabenými vrstvami tělesa hráze. Zapříčinit to však může i vnitřní nestabilita na kontaktu vrstev s rozdílnou zrnitostí (kontaktní sufoze, popř. eroze). Nerovnoměrné sedání tělesa soudržných zemin hráze zapříčiňuje vznik trhlin s následným průsakem (nejčastěji nad funkčními objekty a v zavázání tělesa hráze). Často vzniká průsaková trubice také podél funkčních objektů jako důsledek nedostatečného zhutnění. Porucha v podloží bývá spojena s jeho nedostatečným utěsněním zejména v soustavě prasklin. Průsaková trubice může být také iniciována činností živočichů, vzrostlou vegetací, případně činností lidí.

Nejčastější místa iniciace vzniku průsakové trubice (Obr. 5.3) jsou:

- 1) napojení přelivu na těleso hráze,
- 2) podél spodní výpusti,
- 3) zavázání tělesa hráze,
- 4) hydraulické trhání v horní části těsnicího jádra,
- 5) skrz těleso hráze do podloží,
- 6) podloží tělesa hráze,
- 7) skrz těleso hráze (špatně zhutněné vrstvy těsnění, praskliny, nehomogenní vrstvy).





Obr. 5.3 Nejčastější místa iniciace vzniku průsakové trubice (převzato a upraveno z Fell a Fry, 2007)

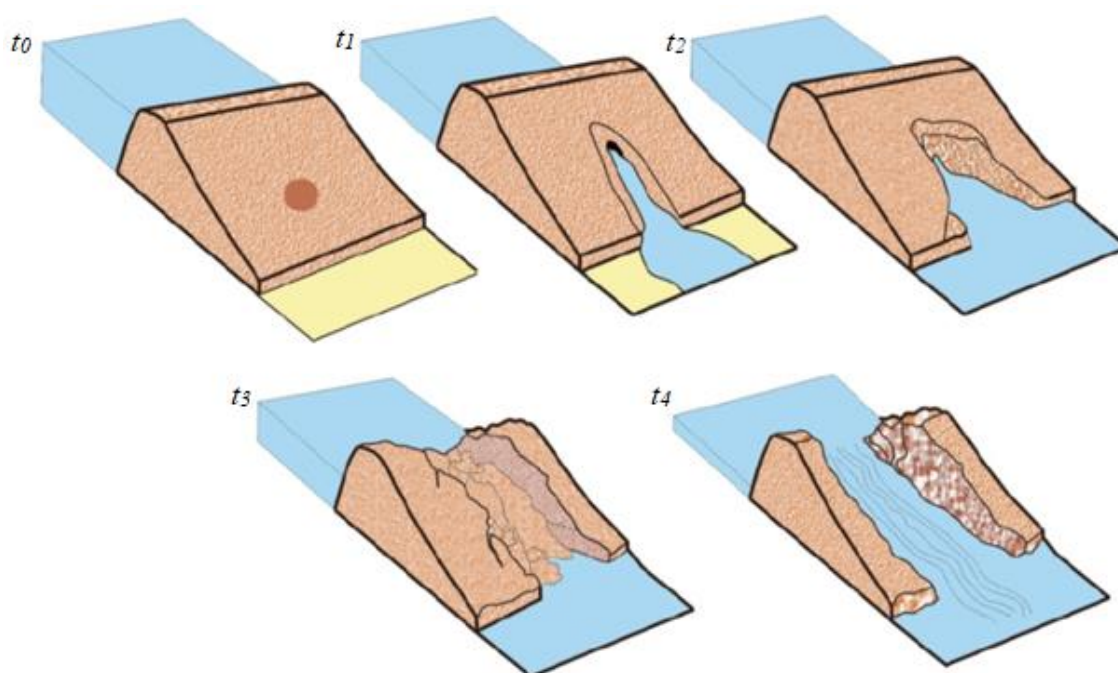
## 5.2 VÝVOJ PRŮLOMOVÉHO OTVORU

Okeke a Wang (2016) testovali a následně popsali průběh poruchy sypané hráze v důsledku vnitřní eroze. Okeke a Wang uvažují s počáteční průsakovou cestou s kruhovým příčným profilem a průběh poruchy vnitřní erozí (piping) rozdělují do 5 fází (Obr. 5.4):

- 1) V čase od  $t_0$  do  $t_1$  se jedná o fázi poruchy, kdy dochází k nárůstu hydraulického gradientu podél průsakové cesty. Progrese vnitřní eroze skrz těleso hráze se projevuje vznikem výronové plochy na vzdušném svahu hráze doprovázené průsakem prozatím bez výnosu materiálu.
- 2) V čase od  $t_1$  do  $t_2$  se jedná o fázi poruchy, kdy již začíná výnos materiálu z průsakové cesty. Na vzdušní straně je šířka průlomového otvoru rovna šířce průsakové trubice. Obecně se tvoří dvě primární příčné trhliny poblíž levé a pravé strany průlomového otvoru na vzdušné straně hráze. Časem se tyto příčné trhliny zvětšují a dochází k lokálnímu zřícení stropu a sesuvům svahů průsakové trubice v důsledku překročení smykové pevnosti materiálu hráze.
- 3) V čase od  $t_2$  do  $t_3$  se jedná o fázi poruchy, kdy dochází k progresivnímu procesu vývoje průsakové trubice, dochází k lokálním nestabilitám svahů a nadloží průlomového otvoru a ke

zpětné erozi od paty hráze. Tento stav byl detekován i při pokusech málo soudržných zemín Templem a kol. (2005) v laboratoři USDA – ARS.

- 4) V čase od  $t_3$  do  $t_4$  se jedná o fázi poruchy, kdy dochází k rychlému vývoji průlomového otvoru a s tím spojenému rychlému prázdnění nádrže. Při uvedené fázi dojde ke zřícení stropu průsakové trubice, jakmile je tlak vody v pórech zeminy větší nebo roven efektivnímu napětí materiálu hráze.
- 5) V čase od  $t_4$  se jedná o fázi poruchy, kdy porucha přejde v plné přelítí. Do průlomového otvoru zřícený materiál nadloží průsakové trubice je rychle odnesen proudem. Dochází k rozšiřování průlomového otvoru do stran a dochází k sesunům svahů. Fáze končí vyrovnáním úrovně hladiny v nádrži a pod hrází nebo vytvořením odolné vrstvy materiálu v průlomovém otvoru.



**Obr. 5.4** Jednotlivé fáze vývoje průlomového otvoru při porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze (převzato a upraveno Okeke a Wang, 2016)

V rámci modelového řešení porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze se postupně simulují jednotlivé fyzikální procesy, které na sebe postupně navazují. Vybere se limitované množství relevantních procesů a parametrů takovým způsobem, aby bylo modelové řešení dostatečně přesné pro popis skutečného stavu. Neznamená to ale, že model, který je více komplexnější a obsahuje více fyzikálních procesů, je přesnější než model zjednodušený.

### 5.3 ZJEDNODUŠUJÍCÍ PŘEDPOKLADY

Při sestavování modelu je rozhodující jeho účel použití. Účel použití modelu rozhoduje o tom, které děje se pokládají za významné, proto se zahrnou do modelu, a které se označí za bezvýznamné, proto se do modelu nezahrnou. Vzhledem k obtížnosti modelování všech

vlastností materiálů a dílčích dějů uvnitř i vně trubice se zavádí zjednodušující předpoklady. Hlavním přijímaným zjednodušujícím předpokladem je prostorové zjednodušení – dimenzionalita a rozsah oblasti. V současné době je doporučeno řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze pomocí 1D modelů, které provedou simulaci v řádech sekund (Wu, 2013, Davison a kol., 2013; Visser a kol., 2013). Důvodem přijetí tohoto zjednodušení jsou extrémně náročné požadavky pro výpočet prostorového proudění (turbulentní proudění směsi vody, vzduchu a sedimentu o proměnné hustotě). Nicméně v publikacích lze nalézt aplikace 2D a 3D úloh porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze a v důsledku přelití, avšak pro stanovení hydrogramu v praxi se zmíněné modely nedoporučují, jelikož jedna simulace trvá v řádech hodin či dnů.

Obecně přijímané zjednodušující předpoklady jsou:

- izotermický děj,
- působení tíhového zrychlení s mezinárodně smluvenou hodnotou  $g = 9,80665 \text{ m/s}^2$ ,
- dvojsložkový systém (voda, zemina).
- Jedna fáze  $\text{H}_2\text{O}$  – kapalná.

Zjednodušujícími předpoklady pro popis chování vody často jsou:

- nestlačitelnost,
- neměnná hodnota hustoty,
- neměnná hodnota viskozity,
- bez povrchového napětí,
- bez provzdušnění.

Zjednodušující předpoklady pro popis chování zeminy hráze a podloží jsou:

- materiál je izotropní a homogenní,
- beze změny zrnitostního složení,
- beze změny hustoty částic,
- bez stlačitelnosti,
- beze změny soudržnosti,
- beze změny úhlu vnitřního tření.

Zjednodušující předpoklady pro vzájemné působení mezi vodou a zeminou jsou:

- neměnná hodnota erodibility a kritického smykového napětí,
- koncentrace částic ve vodě neovlivní její hustotu ani viskozitu,

Další zjednodušující předpoklady týkající se počátečních a okrajových podmínek a dílčích dějů jsou:

- zformovaná průsaková cesta v celé své délce na začátku řešení,
- zanedbatelně malá hodnota přítokové rychlosti do trubice,
- bez zdrojů a propadů vody,
- bez oscilačních (větrových) vln,
- bez vlivu dolní vody,
- do průlomového otvoru zřícené nadloží průsakové trubice je po zřícení kompletně oderodováno v jednom časovém kroku.

## 5.4 PROMĚNNÉ VELIČINY

Po stanovení zjednodušujících předpokladů je potřeba určit vstupní (exogenní) a výstupní (endogenní) proměnné modelu (Hřebíček a Škrdla, 2006).

### 5.4.1 Vstupní veličiny

Podle Hřebíčka a Škrdly (2006) se jedná se o proměnné modelu a stavové veličiny. Nejčastěji jsou určeny deterministicky, lze je však variovat stochasticky jako náhodně proměnné. V případě řešení porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze se jedná o:

• hydrogram přítoku do nádrže	$Q_{in}(t)$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],
• čára zatopených objemů nádrže	$V_r(H)$ [ $\text{m}^3$ ],
• čára zatopených objemů území pod hrází	$V_d(H_d)$ [ $\text{m}^3$ ],
• měrná křivka funkčních objektů (SV, BP, NP)	$Q_{FO}(H)$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],
• počáteční úroveň hladiny v nádrži	$H_0$ [m n. m.],
• počáteční úroveň hladiny dolní vody	$H_{d,0}$ [m n. m.],
• úroveň koruny hráze	$H_{koruna}$ [m n. m.],
• výška hráze	$h_d$ [m],
• šířka koruny hráze	$C_w$ [m],
• úroveň skalního podloží	$H_{podloží}$ [m n. m.],
• sklon návodního svahu hráze	$\alpha_n$ [ $^\circ$ ],
• sklon vzdušního svahu hráze	$\alpha_v$ [ $^\circ$ ],
• počáteční úroveň osy průsakové trubice	$H_{osa}$ [m n. m.],
• počáteční průměr průsakové trubice	$D_0$ [m],
• součinitel průtoku (přepadu)	$\varphi_p$ [-],
• charakteristická hodnota 50 % částice vzorku zeminy	$d_{50}$ [m],
• objemová hmotnost vody	$\rho$ [ $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ],
• objemová hmotnost zeminy (suchá)	$\rho_s$ [ $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ],
• soudržnost zeminy	$c$ [ $\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-2}$ ],
• úhel vnitřního tření zeminy	$\varphi$ [ $^\circ$ ],
• kritické smykové napětí	$\tau_c$ [ $\text{kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-2}$ ],
• hydraulická vodivost	$k$ [ $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$ ],
• pórovitost	$n$ [-],
• součinitel tření v průsakové trubici	$\lambda$ [-]
• kinematická viskozita vody	$\nu$ [ $\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ ].

### 5.4.2 Výstupní veličiny

Výstupní veličiny jsou určeny řešením modelu. Jedná se o časově závislé veličiny:

• hydrogram průtoku průlomovým otvorem	$Q_b(t)$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],
• hydrogram průtoku spodními výpustěmi (nemusí být součástí)	$Q_{sv}(t)$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],
• hydrogram průtoku bezpečnostním přelivem (nemusí být součástí)	$Q_{BP}(t)$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],

• hydrogram průtoku nouzovým přelivem (nemusí být součástí)	$Q_{NP}(t)$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],
• hydrogram celkového odtoku z nádrže	$Q_{out}(t)$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],
• hmotnostní odtok zeminy	$Q_{ms,out}$ [ $\text{kg} \cdot \text{s}^{-1}$ ]
• časový průběh objemu vody v nádrži	$V_r(t)$ [ $\text{m}^3$ ],
• časový průběh úrovně hladiny v nádrži	$H(t)$ [m n. m.],
• časový průběh úrovně hladiny dolní vody	$H_d(t)$ [m n. m.],
• časový průběh průměru průsakové trubice	$D(t)$ [m],
• stupeň bezpečnosti	$SF$ [-]
• čas zřícení nadloží průsakové trubice	$t_p$ [s],
• časový průběh šířky průlomového otvoru v koruně a ve dně	$B(t), b(t)$ [m],
• časový průběh úrovně dna průlomového otvoru	$H_b(t)$ [m n. m.].

## 5.5 MATEMATICKÁ FORMULACE

Pro popis poruchy sypané hráze se využívají bilanční vztahy (pro stavové veličiny nebo proměnné veličiny) známé jako zákony zachování. Zákony zachování bývají doplněny materiálovými neboli konstitutivními vztahy (Hřebíček a Škrdla, 2006). Pro průlomový otvor se místo průměru trubice  $D$  použije hydraulický poloměr  $R$ .

Práce je zaměřena na 1D řešení porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze. Vícerozměrné řešení by vyžadovalo složitější popis fyzikálních dějů a vyšší nároky na zpracování a prezentaci výsledků, aniž by zaručilo výrazně vyšší přesnost než 1D řešení (Morris, 2013). Níže uvedená matematická formulace je tedy uvažovaná pro případ 1D proudění vyjádřeného bilančně na jednom prvku.

Hlavní fyzikální procesy při porušení sypané hráze vnitřní erozí jsou:

- vytvoření průsakové trubice,
- zvětšování průsakové trubice v důsledku eroze materiálu jejího povrchu,
- zřícení stropu průsakové trubice,
- zvětšování průlomového otvoru v důsledku eroze jeho povrchu.

Výše popsané procesy mohou být popsány systémem tří obyčejných diferenciálních rovnic (ODR) popisujících bilanci objemového průtoku vody nádrži (Boor a kol., 1968)

$$\frac{dV_r}{dt} = Q_{in}(t) - Q_{out}(t), \quad (5.1)$$

úbytek zeminy (Morgan, 2005) jako

$$\frac{dm_s}{dt} = -Q_{ms,out}(t), \quad (5.2)$$

a změnu stability nadloží průsakové trubice (Říha a kol., 2017) jako

$$\frac{dSF}{dt} = -\frac{F_p(t)}{F_a(t)}, \quad (5.3)$$

kde  $m_s$  je hmotnost zeminy,  $Q_{ms,out}$  je hmotnostní odtok zeminy,  $SF$  je stupeň bezpečnosti,  $F_p$  je pasivní síla a  $F_a$  je aktivní síla působící na nadloží průsakové trubice. Pokud nastane stav, že stabilita nadloží průsakové trubice  $SF < 1$ , poté dochází ke zřícení nadloží a model přechází ve výpočet přelítí. Každý člen ve výše uvedených rovnicích lze vyjádřit funkčními závislostmi, které lze pro přijaté zjednodušení a praktické použití zapsat příslušným způsobem. Jelikož se

jedná o tři samostatné vztahy popisující dva děje a jeden stav, tak jsou pro názornost níže rozčleněny do podkapitol.

### 5.5.1 Hydraulické funkční závislosti

Hydraulické funkční závislosti veličin v rovnici (5.1) jsou vyjádřeny v případě stanovení **objemu vody v nádrži** pomocí hloubky a plochy nádrže při dané hloubce jako

$$V_r(t) = f\{A_s(H(t)); H(t)\}, \quad (5.4)$$

**odtok z nádrže** se vyjádří jako

$$Q_{out} = \sum_{i=1}^n Q_i \approx Q_{SV}(t) + Q_{BP}(t) + Q_{NP}(t) + Q_p(t) + Q_b(t), \quad (5.5)$$

kde **průtok funkčními objekty** je závislý na skladbě jednotlivých objektů. Obecně se jedná o spodní výpusti:

$$Q_{SV}(t) = f\{H(t); H_d(t)\}, \quad (5.6)$$

bezpečnostní přeliv:

$$Q_{BP}(t) = f\{H(t); H_d(t)\}, \quad (5.7)$$

nouzový přeliv:

$$Q_{NP}(t) = f\{H(t); H_d(t)\}, \quad (5.8)$$

**Průsak tělesem hráze a podložím vně průsakové trubice** je závislý na

$$Q_p(t) = f\{H(t); H_d(t); k\}, \quad (5.9)$$

a **průtok průsakovou trubicí**

$$Q_b(t) = f\{D(t); H(t); H_d(t); L_1(t); \lambda(t)\}, \quad (5.10)$$

kde  $v$  je průřezová rychlost,  $D$  je průměr průsakové trubice,  $L_1$  je **délka průsakové trubice v ose**, která je závislá na:

$$L_1(t) = f\{D(t); H_{koruna}; H_{osa}; C_w; \alpha_n; \alpha_v\}, \quad (5.11)$$

a  $\lambda$  je **součinitel tření v průsakové trubicí**, který je závislý na

$$\lambda(t) = f\{d_{50}; Re(t); D(t)\}, \quad (5.12)$$

kde  $Re$  je **Reynoldsovo číslo (kritérium)**, které je závislé na

$$Re(t) = f\{D(t); v(t); \nu\}, \quad (5.13)$$

kde  $\nu$  je kinematická viskozita vody a  $v$  je **průřezová rychlost**, která je závislá na

$$v(t) = f\{D(t); Q_p(t)\}, \quad (5.14)$$

**Průtok v případě přelití** je závislý na

$$Q_b(t) = f\{\bar{B}(t); H_b(t); H(t); H_d(t); \varphi_p\}, \quad (5.15)$$

kde  $\bar{B}$  je průměrná šířka průlomového otvoru a  $\varphi_p$  je součinitel průtoku (přepadu).

**Úroveň hladiny dolní vody** je závislá na

$$H_d(t) = f\{V_a(H_d(t)); Q_{out}(t)\}. \quad (5.16)$$

### 5.5.2 Erozní funkční závislosti

Erozní funkční závislosti veličin v rovnici (5.2) jsou:

**Odtok částic zeminy** je závislý na

$$Q_{ms,out}(t) = f\{O(t); q_{ms}(t)\}, \quad (5.17)$$

kde  $O$  je **omočený obvod průsakové trubice**, který je závislý na

$$O(t) = f\{D(t)\}, \quad (5.18)$$

a omočený obvod průlomového otvoru v případě přelití je závislý na

$$O(t) = f\{\bar{B}(t); h_w(t)\}, \quad (5.19)$$

$q_{ms}$  je **jednotkový hmotnostní průtok částic zeminy**, který je v případě průsakové trubice závislý na

$$q_{ms}(t) = f\{u_*(t); D(t); d_{50}; v; \varepsilon(t)\}, \quad (5.20)$$

a v případě přelití je závislý na

$$q_{ms}(t) = f\{u_*(t); \bar{B}(t); h_w(t); d_{50}; v; \varepsilon(t)\}, \quad (5.21)$$

kde  $u_*$  je **třecí rychlost**, která je závislá na

$$u_*(t) = f\{v_p(t); R(t); n_M\}, \quad (5.22)$$

kde  $R$  je **hydraulický poloměr**, který je závislý na

$$R(t) = f\{A(t); O(t)\}, \quad (5.23)$$

a  $\varepsilon$  je **míra eroze**, která je závislá na

$$\varepsilon(t) = f\{\tau(t); \tau_c(t)\}, \quad (5.24)$$

kde **smykové napětí** je závislé na

$$\tau(t) = f\{u_*(t); \rho\}, \quad (5.25)$$

a **kritická hodnota smykového napětí** je závislá na

$$\tau_c(t) = f\{Re_s(t); c; d_{50}; \rho_s; \rho\}, \quad (5.26)$$

kde  $Re_s$  je **Reynoldsovo číslo pro částici**, které je funkcí

$$Re_s(t) = f\{u_*(t); d_{50}; v\}, \quad (5.27)$$

### 5.5.3 Stabilitní závislost

Stabilitní funkční závislost veličin v rovnici (5.3) se vyjádří jako:

**Aktivní síly** se vyjádří jako

$$F_a(t) = \sum_{i=1}^n F_{a,i} \approx F_g + F_w + F_z, \quad (5.28)$$

kde  $F_g$  je tíha suché zeminy nadloží,  $F_w$  je tíha vody v pórech zeminy nadloží a  $F_z$  je tíha od přetížení zeminy nadloží.

**Pasivní síly** se vyjádří jako

$$F_p(t) = \sum_{i=1}^n F_{p,i} \approx F_b + F_t, \quad (5.29)$$

kde  $F_b$  je vztlková síla působící na povrch stropu průsakové trubice a  $F_t$  je smyková odporová síla bočních stěn nadloží.

**Tíha suché zeminy** je závislá na

$$F_g(t) = f\{\rho_s; D(t); H_{koruna}; H_{osa}; C_w; a_n; a_v; g; n\}, \quad (5.30)$$

**Tíha vody v zemině** je závislá na

$$F_w(t) = f\{\rho; D(t); H(t); H_{osa}; C_w; \alpha_n; \alpha_v; g; n\}, \quad (5.31)$$

Vztlaková síla je závislá na

$$F_b(t) = f\{\rho; D(t); H(t); H_{osa}\}, \quad (5.32)$$

Smyková síla je závislá na

$$F_t(t) = f\{D(t); H_{koruna}; H_{osa}; C_w; \alpha_n; \alpha_v; c, \varphi\}. \quad (5.33)$$

## 5.6 POČÁTEČNÍ A OKRAJOVÉ PODMÍNKY

### 5.6.1 Počáteční podmínky

Počáteční podmínky (PP) udávají stav hodnoty všech neznámých veličin v každém bodě náhradní oblasti v počátečním čase  $t = 0$ . Počáteční podmínky nutné pro výpočet průsakové trubice, resp. průlomového otvoru nebo počáteční úroveň hladiny

$$H(x, t = 0) = H_0(x), \quad (5.34)$$

a počáteční průměr průsakové trubice

$$D(x, t = 0) = D_0(x), \quad (5.35)$$

Na základě těchto veličin pak je možné dopočítat i všechny ostatní veličiny v čase  $t = 0$  s.

### 5.6.2 Okrajové podmínky

Okrajové podmínky (OP) udávají hodnotu všech neznámých veličin na hranicích náhradní oblasti v čase, zde v bodech (nádrž, podhrází) v čase. Při proudění průsakovou trubicí (průlomovým otvorem) je třeba definovat úroveň hladiny před a za konstrukcí v čase. Horní okrajovou podmínkou je

$$H(x = 0, t) = H(t), \quad (5.36)$$

a dolní okrajovou podmínkou v případě ovlivnění dolní vodou je

$$H(x = L, t) = H_d(t), \quad (5.37)$$

V případě bystrinného odtoku vody není třeba definovat dolní okrajovou podmínku, jedná se o volný odtok.

Uvedené úroveň hladiny je možné získat buď externím výpočtem proudění se zavedením vhodných předpokladů (například pro případ proudění v toku nebo prázdnění nádrže) nebo sdružit řešení vnitřní eroze s řešením proudění nad nebo pod hrází (iterační výpočet).

V případě zahrnutí nádrže do řešení, což je uvažováno v práci, je třeba přidat horní okrajovou podmínku popisující přítok do nádrže

$$Q(x = 0, t) = Q_{in}(t), \quad (5.38)$$

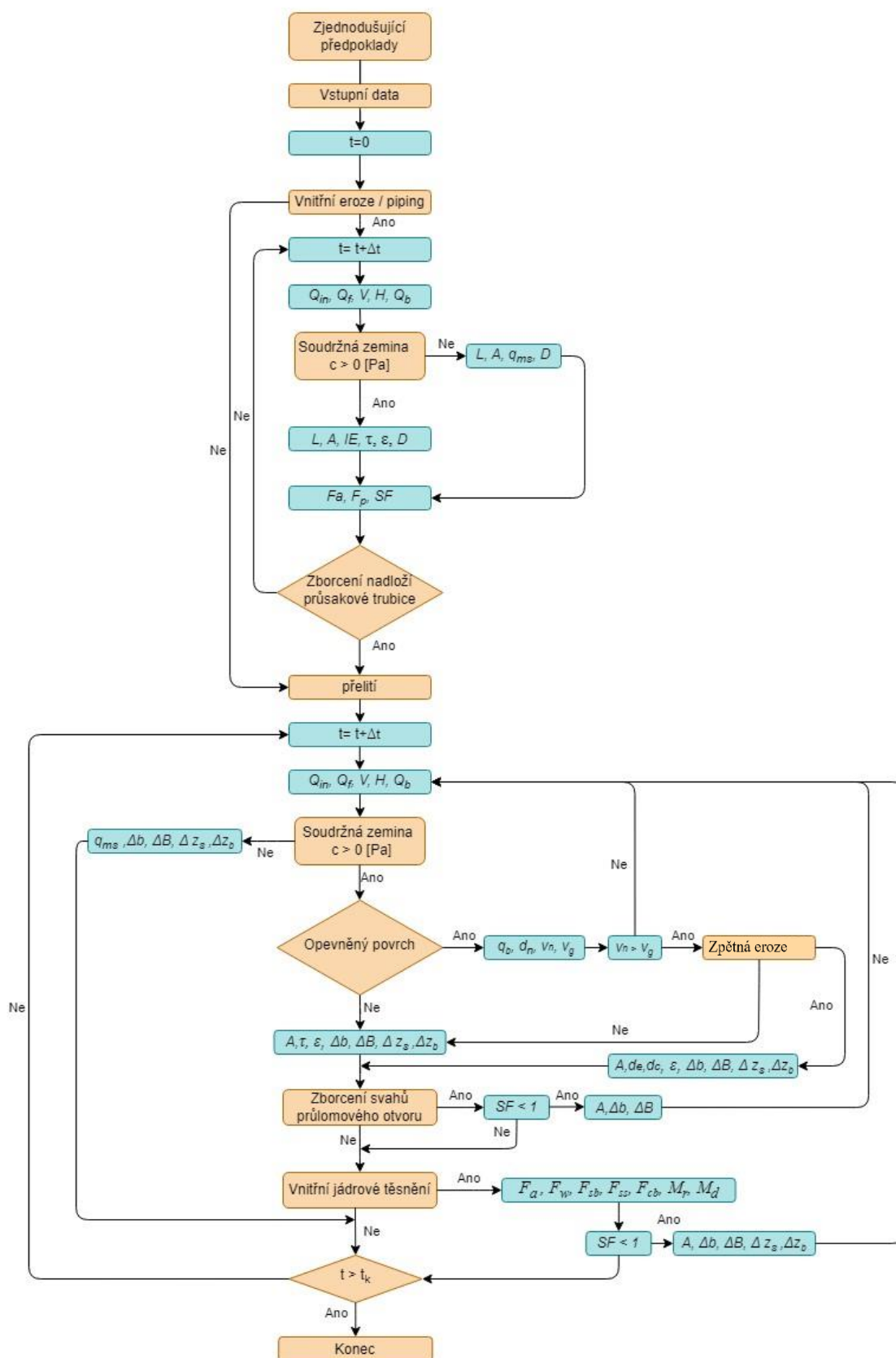
## 5.7 ALGORITMIZACE A PROGRAMOVÁNÍ

Pro zvolenou metodu řešení se sestaví algoritmus a vytvoří se program, pomocí kterého se úloha vyřeší. Algoritmus je posloupnost operací, která vede k vyřešení úlohy. Posloupnost operací lze shrnout do vývojových diagramů. Vývojové diagramy obsahují matematické operace, rozhodovací logické funkce a provádění cyklických operací (Hřebíček a Škrdla, 2006).



Obr. 5.5 zobrazuje příklad vývojového diagramu porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze a následně přelití. V rámci řešení se musí na začátku zavést zjednodušující předpoklady. Například v případě vnitřní eroze se zavádí předpoklad homogenní hráze, nelze simulovat vnitřní jádrové těsnění. V případě přelití může být hráz modelována s ochrannými vrstvami vzdušního svahu, může obsahovat vnitřní jádrové těsnění apod. U přelití lze soudržné zeminy dále rozdělit podle druhu odnosu materiálu, a to na povrchovou erozi, popřípadě zpětnou erozi po blocích (Obr. 5.5).

Po vytvoření algoritmu je pak třeba provést jeho programování. Pro programování se používají různé programovací jazyky, jako jsou např. FORTRAN, PASCAL, C, C++, BASIC, Python, R, MATLAB apod. Pro úlohu vývoje privilegované průsakové cesty je možné s výhodou použít programovací jazyk R nebo MATLAB, který nabízí práci s vektory i maticemi a poskytuje i možnost grafických výstupů. Další možností je použít tabulkové programy jako je např. MS EXCEL. V poslední době vývojáři začlenili zjednodušené moduly porušení sypaných hrází do různých SW (Paquier, 1997; Paquier, 2002; Steffler a Blackburn, 2002; DHI, 2003; Dewals a kol. 2006; Dewals a kol., 2007; FLO-2D, 2009; Telemac2D, 2014; IRSTEA, 2019; Brunner, 2022; Innovize, 2023) pro modelování proudění vody ve vodních tocích, umožňující zjednodušenou predikci porušení sypané hráze, nejčastěji však pomocí parametrických (regresních) a velmi zjednodušených modelů.



Obr. 5.5 Příklad vývojového diagramu porušení sypané hráze (soudržné, nesoudržné, s jádrovým těsněním) v důsledku vnitřní eroze a přelití

## 5.8 KONTROLY A NUMERICKÉ TESTY

Po sestavení algoritmu a naprogramování je dalším krokem provedení kontroly a optimalizace výpočtu. Kontroly se provádí za účelem ověření chování programu a odhalení možných cyklických odkazů apod. Doporučuje se je proto provádět pro jednoduchá zadání. Některá programovací rozhraní mají nástroje pro analýzu kódu, které umožňují jeho optimalizaci a kontrolu.

Dále je třeba provést numerické testy. Ty se provádí na úlohách, jejichž konečné řešení je známé, případně ho lze jednoduše získat, např. analyticky. Výsledky získané novým programem pak musí souhlasit se známými výsledky úlohy. Testů je třeba provést více a v takových obtížnostech, které by se v reálné úloze mohly vyskytnout (Říha, 1997).

## 5.9 KALIBRACE A VERIFIKACE MODELU

Věrohodnost modelu je úzce spjata s dalšími kroky modelování, kterými jsou kalibrace a verifikace. Pro sestavení relativně věrohodného modelu jsou potřeba minimálně 2 sady dat: kalibrační a verifikační (Říha, 1997).

### 5.9.1 Kalibrace

Proces kalibrace je velice důležitý z hlediska vhodného nastavení parametrů modelu. Prakticky se postupuje tak, že je již předem znám výsledek úlohy (např. výsledná zvláštní povodeň vzniklá protržením hráze) a příslušné OP a PP. V modelu se pak stanoví, které parametry výpočtu mohou mít vliv na výsledné řešení. Pro zvolené parametry se provede výpočet a výsledek se porovná se známými hodnotami veličin. Následně se určí odchylka výsledků. Poté se parametry modelu mění za účelem snížení odchylky až pod stanovený limit (Hřebíček a Škrdla, 2006).

### 5.9.2 Verifikace

Po provedení kalibrace je nutné provést verifikaci modelu. Verifikace spočívá v provedení výpočtu pro známé OP a PP (příslušejících k verifikačním datům) a následném porovnání s verifikačními daty. Pokud je odchylka výpočtu od verifikačních dat přiměřená, je považován model za verifikovaný (Hřebíček a Škrdla, 2006).

## 5.10 METODY NUMERICKÉHO ŘEŠENÍ

Pro numerické řešení porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze lze využít celé řady postupů pro řešení diferenciálních rovnic. Vzhledem k tomu, že průsaková trubice i průlomový otvor se vyvíjejí v čase relativně pomalu, je pro popis 1D proudění a vývoje průsakové trubice i průlomového otvoru používána Eulerova metoda.

Pro řešení se využívají stavové proměnné, které se mění v závislosti na okamžitém stavu systému a lze je popsat pomocí soustav ODR prvního řádu. Pro zajištění jednoznačnosti řešení je nutné zadat počáteční a okrajové podmínky. Jelikož je porušení sypané hráze časově závislý děj, tak se používá diskretizace času na jednotlivé časové kroky  $\Delta t$ . Následně se hledá řešení každé diferenciální rovnice postupně v každém časovém kroku. Pro průměr průsakové trubice je to

$$D = D(t), \quad (5.37)$$

kteřá v určeném intervalu vyhovuje funkci

$$\frac{dD}{dt} = f\{Q_{ms,out}(t)\}, \quad (5.38)$$

kde funkce  $f\{\varepsilon(t)\}$  představuje pravou stranu ODR prvního řádu splňující podmínku

$$D(t = 0) = D_0. \quad (5.39)$$

Při řešení úlohy pomocí Eulerovy metody se ODR v rovnicích převedou na odpovídající difference o konečné velikosti. Derivace průměru průsakové trubice v čase  $dD/dt$  se nahradí diferencí

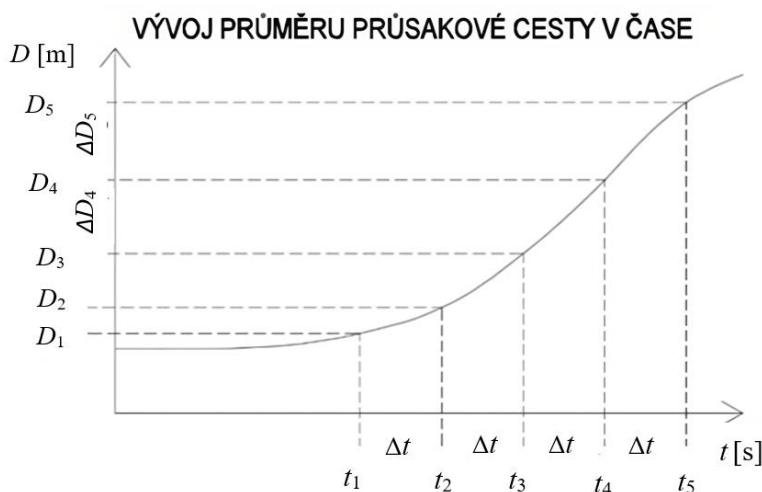
$$\frac{D_{i+1} - D_i}{\Delta t} = f\{Q_{ms,out}(t)\}, \quad (5.40)$$

pak

$$D_{i+1} = D_i + \Delta t \cdot f\{Q_{ms,out}(t)\}. \quad (5.41)$$

Od tohoto kroku se odvíjí následné velikosti průměrů průsakové trubice v dalších časových krocích (Obr. 5.5).

Z hlediska časového kroku lze pro řešení hodnoty proměnné veličiny použít metodu explicitní nebo implicitní. U metody explicitní jsou hledané veličiny uvažovány na začátku časového kroku. Tato metoda je z hlediska nároku na řešení málo náročná, ale je vhodná pouze pro relativně krátké časové kroky. U metody implicitní je předpokládáno, že jsou stavové veličiny vypočítány pro konec časového kroku, vhodná je tedy pro delší časové kroky, ale její řešení je náročnější (Hřebíček a Škrdla, 2006).



**Obr. 5.6 Změna průměru průsakové cesty na základě MKD**

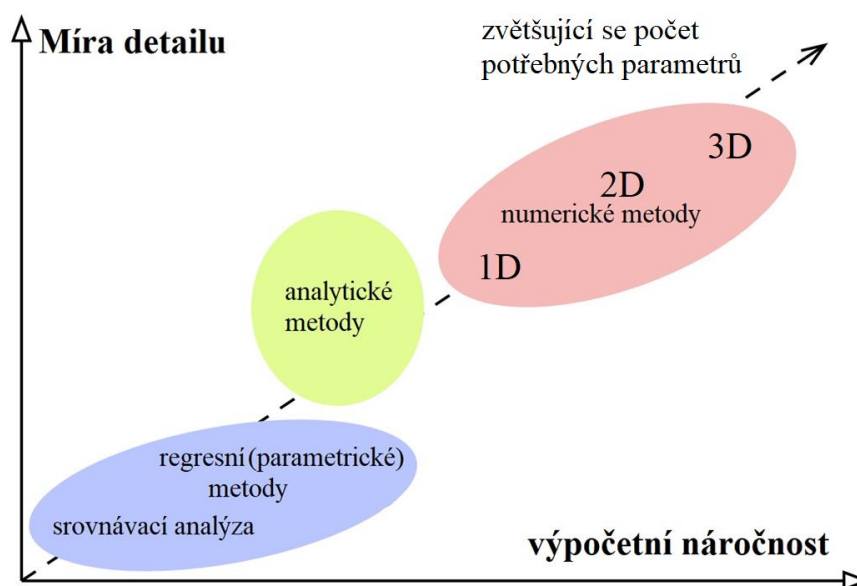
## 6 METODY ŘEŠENÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ V DŮSLEDKU VNITŘNÍ EROZE

Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze se člení na srovnávací analýzu, regresní (parametrické) metody, analytické metody a pokročilé matematické metody založené na numerickém řešení úlohy proudění a transportu splavenin (numerické metody). Obecně je možné definovat dvě skupiny metod řešení, a to matematické a experimentální. Matematické metody se pak dále člení na analytické a přibližné. Metody experimentální lze rozdělit na přímé a nepřímé.

Vhledem k omezenosti metod srovnávací analýzy a analytických metod se nejčastěji využívají pro simulace porušení metody regresní, využívající empiricky nebo polo-empiricky stanovených vztahů pro přibližný odhad parametrů a pokročilé numerické metody. Při odvození charakteristik porušení zemní hráze se doporučuje použít více nezávislých postupů a výsledné hodnoty stanovit porovnáním výsledků získaných jednotlivými metodami.

Na Obr. 6.1 je vyobrazen graf se skupinami metod, který kvalitativně hodnotí míru podrobnosti metod (míra detailu) a jejich výpočetní náročnost. Z grafu je zřejmé, že srovnávací analýza a regresní (parametrické) a analytické metody jsou významně zjednodušené a potřebují pouze několik parametrů. Naopak numerické modely zahrnují celou řadu fyzikálních dějů a je pro ně potřeba definovat celou řadu vstupních parametrů.

Pro ověření jednotlivých metod byly na četných pracovištích provedeny fyzikální experimentální výzkumy protržení sypaných hrází. Experimenty byly prováděny jak v laboratorních podmínkách na zmenšených modelech, tak v polních podmínkách na hrázích s měřítkem blízkým prototypu.



Obr. 6.1 Klasifikace metod porušení hrází (převzato a upraveno z Peter, 2017)

## 6.1 SROVNÁVACÍ ANALÝZA

Srovnávací analýza je založena na analogii, tedy na analogickém chování do jisté míry podobné hráze. Používá se pro hrubý odhad nejdůležitějších charakteristik děje, kterými jsou kulminační průlomový průtok, šířka průlomového otvoru, doba dosažení kulminačního průlomového průtoku a další.

Klíčové pro použití srovnávací analýzy je použití podobné hráze podle typu a složení hráze, výšky hráze a celkového objemu nádrže. K jejímu nalezení se používají publikované databáze protržených hrází (Macdonald and Langridge-Monopolis (1984), Costa (1985), Singh (1996), Wahl (1998), Foster a Fell (2000), Xu and Zhang (2009), Froehlich (2008), Yao (2010), Zhang a kol. (2016); Bernard – Garcia a Mahdi (2020)) nebo online databáze ICOLDu ([www.icold-cigb.org](http://www.icold-cigb.org)) nebo EDF ([www.dfdb.eu](http://www.dfdb.eu)). Nově lze také využít SW RMC Embankment Dam Failures Toolbox version 1.0. (2021), kde se zadají parametry hráze a ty naleznou analogické protržené hráze (MacDonald and Langridge-Monopolis (1984), Wahl (1998), Xu and Zhang (2008), Froehlich (2008)).

## 6.2 REGRESNÍ MODELY

Regresní (parametrické) modely jsou založeny na statistickém vyhodnocení (obvykle regresní analýzou) historických poruch hrází. Typickými parametry vstupujícími do rovnic jsou objem nádrže, výška hráze, výška průlomového otvoru, šířka průlomového otvoru, sklony svahů průlomového otvoru apod. Nevýhodou je, že tyto modely většinou nezahrnují materiálovou skladbu a erodibilitu tělesa hráze (Briaud, 2008; Hanson a kol., 2010; Wan a Fell, 2004). Modely zahrnující erodibilitu materiálů hráze jsou méně časté (Walder a O'Connor, 1997; Xu a Zhang, 2009; Peng a Zhang, 2011; Saberi, 2016). Výsledkem řešení jsou kulminační průlomový průtok  $Q_b$ , popř. průměrná šířka průlomového otvoru  $\bar{B}$  anebo doba porušení hráze  $t_f$ . Výhodou regresních modelů je jejich jednoduchost a rychlost, nevýhodou je malá korelace mezi vypočítanými a skutečnými hodnotami. Potíží je také absence a malá přesnost dat získaných na skutečně porušených dílech. Tak například Froehlich (2016a) a Xu a Zhang (2009) zdokumentovali 111 a 182 poruch hrází z období sahajícího až do 18. století, u kterých je dokumentace parametrů protržení historických hrází nejistá, často jsou vstupní parametry pouze odhadnuty (např. objem vody v nádrži při protržení, velikost a tvar průlomového otvoru). Podle Froehliche (2008) byla většina informací o protržení zaznamenána u hrází nižších než 15 m. Proto při použití odvozených regresních rovnic pro hráze vyšší než 15 m může docházet k velkým nepřesnostem ve stanovení parametrů protržení.

Do současné doby cca 60 autorů publikovalo více jak 181 regresních vztahů pro řešení kulminačního průlomového průtoku, času porušení a šířky průlomového otvoru při porušení homogenních a zonálních sypaných hrází (uměle vytvořených – zemních a kamenitých, přírodně vytvořených – sesuvem, ledovcových jezer (glaciální) a morénové). Kompletní, pokud

je autorovi práce známo, souhrn všech dostupných regresních modelů pro odhad kulminačního průtoku a doby trvání do porušení s odkazem na autory a jejich práce jsou uvedeny v Tab. 6.1.

**Tab. 6.1 Regresní (parametrické) modely porušení sypaných hrází**

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
Thomas (1972)	$Q_b = \frac{8}{27} \cdot B_R \cdot (g \cdot V_w^3)^{0,5}$	(6.01)
Kirkpatrick (1977)	$Q_b = 1,268 \cdot (h_w + 0.3)^{1,85}$	(6.02)
Price a kol. (1977)	$Q_b = \frac{8}{27} \cdot (g \cdot H_k^3)^{0,5} (0,4 \cdot b + 0,6 \cdot B_0)$	(6.03)
Soil Conservation Service (1981)	$Q_b = 16,6 \cdot h_w^{1,85}$	(6.04)
	$Q_b = 1,776 \cdot V_r^{0,47}$	(6.05)
Hagen (1982)	$Q_b = 0,54 \cdot (V_r \cdot h_d)^{0,5}$	(6.06)
	$Q_b = 13,4 \cdot h_d^{1,89}$	(6.07)
Singh a Snorrason (1984)	$Q_b = 1,776 \cdot V_r^{0,47}$	(6.08)
	$Q_b = 13,4 \cdot h_b^{1,89}$	(6.09)
Macdonald a Langridge-Monopolis (1984)	$Q_b = 1,154 \cdot (V_w \cdot h_w)^{0,412}$	(6.10)
	$t_f = 0,0179 \cdot V_{er}^{0,364}$	(6.11)
Costa (1985)	$Q_b = 10,5 \cdot h_d^{1,87}$	zemní a kamenité hráze (6.12)
	$Q_b = 961 \cdot V_r^{0,48}$	zemní a kamenité hráze (6.13)
	$Q_b = 325 \cdot (h_d \cdot V_r)^{0,42}$	zemní a kamenité hráze (6.14)
	$Q_b = 6,3 \cdot h_d^{1,59}$	hráze vytvořené přírodním sesuvem (6.15)
	$Q_b = 672 \cdot V_r^{0,56}$	hráze vytvořené přírodním sesuvem (6.16)
	$Q_b = 181 \cdot (h_d \cdot V_r)^{0,43}$	hráze vytvořené přírodním sesuvem (6.17)
	$Q_b = 21,6 \cdot h_d^{0,73}$	hráze ledovcových jezer (glacialní) (6.18)
	$Q_b = 113 \cdot V_r^{0,64}$	hráze ledovcových jezer (glacialní) (6.19)
	$Q_b = 3,8 \cdot (h_d \cdot V_r)^{0,61}$	hráze ledovcových jezer (glacialní) (6.20)
Evans (1986)	$Q_b = 0,72 \cdot V_w^{0,53}$	(6.21)
Costa a Schuster (1987)	$Q_b = 0,0184 \cdot PE^{0,42}$	zemní a kamenité hráze (6.22)
	$Q_b = 0,0158 \cdot PE^{0,41}$	hráze vytvořené přírodním sesuvem (6.23)
	$Q_b = 0,0000069 \cdot PE^{0,73}$	morénové hráze (6.24)
	$Q_b = 0,0000055 \cdot PE^{0,59}$	hráze ledovcových jezer (glacialní) (6.25)
	$PE = V_{max} \cdot H_k \cdot \rho \cdot g$	(6.26)
U.S. Bureau of Reclamation (1988)	$Q_b = 19,1 \cdot h_w^{1,85}$	(6.27)
	$t_f = 0,011 \cdot \bar{B}$	(6.28)
	$\bar{B} = 3 \cdot h_w$	(6.29)

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
Von Thun a Gillete (1990)	$\bar{B} = 2,5 \cdot h_w + C_b$ $C_b = \begin{cases} 6,1 & (V_r \cdot 10^{-6}) < 1,23 \\ 18,3 & 1,23 \leq (V_r \cdot 10^{-6}) < 6,17 \\ 42,7 & 6,17 \leq (V_r \cdot 10^{-6}) < 12,3 \\ 54,9 & 12,3 \leq (V_r \cdot 10^{-6}) \end{cases}$ $t_f = 0,015 \cdot h_w$ $t_f = \bar{B} / (4 \cdot h_w) \quad \text{odolné}$ $t_f = 0,020 \cdot h_w + 0,25$ $t_f = \bar{B} / (4 \cdot h_w + 61) \quad \text{erodibilní}$	(6.30) (6.31) (6.32) (6.33) (6.34)
Molinaro a Fenaroli (1990)	$Q_b = 19,1 \cdot (g \cdot h_d)^{0,5} \cdot h_d^3 \cdot \left( \frac{V_{max}}{h_d^{0,5}} \right)^{0,22}$	(6.35)
Molinaro a Maione (1991)	$Q_b = 0,116 \cdot (V_w / h_w^3)^{0,221} \cdot g^{0,5} \cdot h_w^{2,5}$	(6.36)
Loukola a kol. (1993)	$Q_b = 0,27 \cdot g^{0,5} \cdot \left( \frac{L'}{B_R} \right)^{0,1} \cdot \left( \frac{B_R}{\bar{B}} \right)^{1/3} \cdot \bar{B} \cdot (H_k - C_{b2} \cdot h_w)^{0,5}$ $L' = \frac{V_{max}}{H_k \cdot B_R}; \quad C_{b2} = \begin{cases} \left( \frac{h_d \cdot \bar{B}}{H_k \cdot B_R} \right)^{1/3} & \frac{h_d \cdot \bar{B}}{H_k \cdot B_R} \leq 0,3 \\ 0,092 & \frac{h_d \cdot \bar{B}}{H_k \cdot B_R} > 0,3 \end{cases}$ $\bar{B} = \begin{cases} C_{b1} \cdot V_{max}^{0,25} \cdot B_R^{1/7} \cdot H_k^{0,5} & V_{max} > 1 \text{ mil. m}^3 \\ C_{b1} \cdot V_{max}^{0,25} \cdot H_k^{0,25} & V_{max} < 1 \text{ mil. m}^3 \end{cases}$ $C_{b1} = \begin{cases} 1,19 \text{ (kamenité, jílovité)} \\ 1,98 \text{ (písečné, hlinitopísečné)} \end{cases}$	(6.37) (6.38) (6.39)
Dai Rongrao a Wang Qun (Shuibo a kol., 1993)	$\bar{B} = C_{b3B} \cdot (V_{max} \cdot H_k)^{1/4}, \text{ pokud } V_{max} < 1 \text{ mil. m}^3$ <p>kde <math>C_{b3B} = 6,6</math> hráze dobré kvality, <math>C_{b3B} = 9,1</math> hráze špatné kvality</p> $\bar{B} = C_{b3B} \cdot (V_{max}^{1/4} \cdot B_r^{1/7} \cdot H_k^{1/2}), \text{ pokud } V_{max} > 1 \text{ mil. m}^3$ <p>kde <math>C_{b3B} = 1,19</math> hráze kamenité, homogenní a s vnitřním těsněním, <math>C_{b3B} = 1,98</math> hráze z prachových a písečtoprachových zemin</p> $Q_b = 0,27 \cdot g^{0,5} \cdot \left( \frac{V_{max}}{H_k} \right)^{0,1} \cdot \left( \frac{B_r}{\bar{B}} \right)^{1/3} \cdot \bar{B} \cdot (H_k - k_{mQ} \cdot h_d)^{3/2}$ $k_{mQ} = 1,4 \left( \frac{\bar{B} \cdot h_d}{B_r \cdot H_k} \right)^{1/3}; \text{ pokud } \frac{\bar{B} \cdot h_d}{B_r \cdot H_k} > 0,3 \text{ potom } k_{mQ} = 0,92$	(6.40) (6.41) (6.42) (6.43)
Mishra (1995)	$Q_b = -2933,53 + 24,68 \cdot V_w + 95,02 \cdot \bar{B} + 426,66 \cdot h_d$ $Q_b = 3,5 \cdot V_w^{0,23} \cdot h_d^{1,34}$ $Q_b = 3,65 \cdot V_w^{0,24} \cdot h_d^{1,39} \cdot \bar{B}^{-0,08}$	(6.44) (6.45) (6.46)



Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
Froehlich (1995)	$Q_b = 0,607 \cdot V_w^{0,295} \cdot h_w^{1,24}$ $t_f = 0,00254 \cdot V_w^{0,53} \cdot h_b^{-0,9}$ $\bar{B} = 0,1803 \cdot k_{m\bar{B}} \cdot V_w^{0,32} \cdot h_b^{0,19}$ $k_{m\bar{B}} = \begin{cases} 1,3 \text{ přelití} \\ 1,0 \text{ piping} \end{cases}$	(6.47) (6.48) (6.49)
Webby (1996)	$Q_b = 0,0443 \cdot g^{0,5} \cdot V_w^{0,367} \cdot h_w^{1,40}$	(6.50)
Walder a O'Connor (1997)	$Q_b = 1,60 \cdot V_w^{0,46}$ přírodní hráze $Q_b = 1,16 \cdot V_w^{0,46}$ uměle vytvořené hráze $Q_b = 0,045 \cdot V_w^{0,66}$ morénové hráze $Q_b = 0,99 \cdot (V_w \cdot h_w)^{0,40}$ přírodní hráze $Q_b = 0,61 \cdot (V_w \cdot h_w)^{0,43}$ uměle vytvořené hráze $Q_b = 0,19 \cdot (V_w \cdot h_w)^{0,47}$ morénové hráze $Q_b = 6,7 \cdot (H - H_b)^{1,73}$ přírodní hráze $Q_b = 2,5 \cdot (H - H_b)^{2,34}$ uměle vytvořené hráze $Q_b = 60,3 \cdot (H - H_b)^{0,84}$ morénové hráze $Q_b = \begin{cases} 1,51 \cdot (g \cdot h_w^5)^{0,5} \cdot \vartheta^{0,94} & \text{pokud } \vartheta < 0,6 \\ 1,94 \cdot (g \cdot h_w^5)^{0,5} \cdot \left(\frac{h_b}{h_w}\right)^{0,75} & \text{pokud } \vartheta \gg 1 \end{cases}$ $\vartheta = \left(\frac{h_w}{63,2 \cdot \left(\frac{V_w}{g \cdot h_b^2}\right)^{0,5}}\right) \cdot \left(\frac{V_w}{h_w^3}\right)$ $t_f = \begin{cases} \left[ 1,24 \cdot \frac{V_0}{\left(\frac{h_w}{63,2 \cdot \left(\frac{V_w}{g \cdot h_b^2}\right)^{0,5}}\right)^2 \cdot (g \cdot h_w)^{0,5}} \right]^{1/3} & \text{, když } \vartheta \ll 1 \\ \frac{63,2 \cdot \left(\frac{V_w}{g \cdot h_b^2}\right)^{0,5}}{h_w^2} & \text{, když } \vartheta \gg 1 \end{cases}$	(6.51) (6.52) (6.53) (6.54) (6.55) (6.56) (6.57) (6.58) (6.59) (6.60) (6.61) (6.62) (6.63)
Lempérière (ICOLD, 1998)	$Q_b = 0,07 \cdot (g \cdot h_d)^{0,5} \cdot h_d^2 \cdot \left(\frac{V_w}{h_d^3}\right)^{0,5}$	(6.64)
Vischer a Hager (1998)	$Q_b = 0,0125 \cdot \frac{H_a}{h_d} \cdot (g \cdot \bar{B}^2 \cdot h_d^3)^{0,5}$	(6.65)

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
Holomek a Říha (2000)	$Q_b = M \cdot \left[ b \cdot h_w^{3/2} + 0,4 \cdot \frac{B - b}{h_d} \cdot h_w^{3/2} \right]$	(6.66)
Coleman a kol. (2002)	$Q_b = 7,744 \cdot h_d^{1,5} \cdot g^{0,5} \cdot h_w^{2,5}$	(6.67)
Shamsaie a Mousavi (2004)	$Q_b = 0,06577 \cdot g^{0,5} \cdot h_w^{1,7053} \cdot V_w^{0,2649}$	(6.68)
Chinnarasri a kol. (2004)	$Q_b = \left\{ 0,002 \cdot \ln \left( \frac{h_w^2 \cdot d_{50} \cdot \varphi_r}{V_w} \right) + 0,032 \right\} \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $t_f = \frac{5,84 \cdot V_w^{0,75} \cdot h_w^{0,76}}{Q_b}$	(6.69) (6.70)
Lempérière a kol. (2006)	$Q_b = a_1 \cdot h_d^2 + c_1 \cdot h_d \cdot V_r^{0,5}$ kde $a_1 = 1$ , tento parametr není konstantní a měl by se výrazně zvýšit pro hráze z nesoudržných zemin $c_1 = \begin{cases} 0,15 & \text{(špatně ztuhnutá homogenní hráz)} \\ 0,1 & \text{(homogenní hráze s ochrannou vrstvou)} \\ 0,01 & \text{(dobře kompaktní, zonální hráze)} \end{cases}$	(6.71)
Washington State (2007)	$t_f = 0,02 \cdot (3,75 \cdot (h_w \cdot V_w)^{0,77})^{0,36}$ nesoudržné zeminy $t_f = 0,036 \cdot (2,5 \cdot (h_w \cdot V_w)^{0,77})^{0,36}$ soudržné zeminy	(6.72) (6.73)
Froehlich (2008)	$t_f = 0,0176 \cdot \left( \frac{V_w}{g \cdot h_b^2} \right)^{0,5}$	(6.74)
Xu a Zhang (2009)	$Q_b = 0,133 \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{-1,276} \cdot e^{C_{b4Q}} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $C_{b4Q} = k_{mQ1} + C_{b3Q1}$ $k_{mQ1} = \begin{cases} -0,788 & \text{přelití} \\ -1,232 & \text{piping} \end{cases} \quad C_{b3Q1} = \begin{cases} -0,089 & \text{velmi erodibilní} \\ -0,498 & \text{erodibilní} \\ -1,433 & \text{odolné} \end{cases}$ $\bar{B} = 5,543 \cdot h_b \cdot \left( \frac{h_d}{h_r} \right)^{0,133} \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{0,739} \cdot e^{C_{b4\bar{B}}}$ $C_{b4\bar{B}} = k_{m\bar{B}1} + C_{b3\bar{B}1} \quad k_{m\bar{B}1} = \begin{cases} -1,207 & \text{přelití} \\ -1,747 & \text{piping} \end{cases}$ $C_{b3\bar{B}1} = \begin{cases} -0,613 & \text{velmi erodibilní} \\ -1,268 & \text{erodibilní} \\ -1,073 & \text{odolné} \end{cases}$ $t_f = C_{b3t1} \cdot \left( \frac{h_d}{h_r} \right)^{0,654} \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{1,246}$	(6.75) (6.76) (6.77) (6.78) (6.79)

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
	$C_{b3t1} = \begin{cases} 0,038 & \text{velmi erodibilní} \\ 0,205 & \text{erodibilní} \\ 0,066 & \text{odolné} \end{cases}$	
Bornschein (2009)	$Q_b = 0,928 \cdot (h_w \cdot V_w)^{0,4319}$	(6.80)
Pierce a kol. (2010)	$Q_b = 0,784 \cdot h_w^{2,668}$	(6.81)
	$Q_b = 14,68 \cdot h_w^{2,685}$	(6.82)
	$Q_b = 2,325 \cdot \ln(h_w)^{6,405}$	(6.83)
	$Q_b = 44,514 \cdot \ln(h_w)^{6,412}$	(6.84)
	$Q_b = 0,00919 \cdot V_w^{0,745}$	(6.85)
	$Q_b = 0,0176 \cdot (V_w \cdot h_w)^{0,606}$	(6.86)
	$Q_b = 0,038 \cdot V_w^{0,475} \cdot h_w^{1,09}$	(6.87)
Thornton a kol. (2011)	$Q_b = 0,1202 \cdot B_R^{1,7856}$	(6.88)
	$Q_b = 0,863 \cdot V_w^{0,335} \cdot h_w^{1,833} \cdot W_{ave}^{-0,663}$	(6.89)
	$Q_b = 0,863 \cdot V_w^{0,493} \cdot h_w^{1,205} \cdot L^{0,226}$	(6.90)
Peng a Zhang (2011)	$Q_b = g^{0,5} \cdot h_d^{5/2} \cdot \left(\frac{h_d}{H_k}\right)^{-1,371} \cdot \left(\frac{V_{max}^{1/3}}{h_d}\right)^{1,536} \cdot e^{C_{b4Q1}}$ $C_{b4Q1} = \begin{cases} 1,236 & \text{velmi erodibilní} \\ -0,380 & \text{erodibilní} \\ -1,615 & \text{odolné} \end{cases}$	(6.91)
Amini (2011)	$Q_b = h_w^{2,5}$	(6.92)
	$Q_b = 0,6971 V_w^{0,25} h_w^{1,5}$	(6.93)
	$Q_b = (h_w - (h_w - V_w - 1)^{0,5} \cdot 0,6971) \cdot [\{h_w - 0,4623\}^{0,5} \cdot \{h_w + \ln(V_w)\}]$	(6.94)
Gupta a Singh (2012)	$Q_b = 0,02174 \cdot V_w^{0,4738} \cdot h_w^{1,1775} \cdot (W_{ave} + B_R)^{0,17094}$	(6.95)
	$Q_b = 0,217 \cdot V_w^{0,47378} \cdot h_w^{1,1775}$	(6.96)
Nourani a Mousavi (2013)	$Q_b = 0,06577 \cdot g^{0,5} \cdot V_w^{0,2649} \cdot h_w^{1,7053}$	(6.97)
Hakimzadeh a kol. (2013)	$Q_b = h_w^{2,5}$	(6.98)
	$Q_b = 0,6971 \cdot h_w^{1,5} \cdot V_w^{0,25}$	(6.99)

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
De Lorenzo a Macchione (2014)	$Q_b = 0,321 \cdot g^{0,258} \cdot (0,07 \cdot V_W)^{0,485} \cdot h_b^{0,802}$ přelití $Q_b = 0,347 \cdot g^{0,263} \cdot (0,07 \cdot V_W)^{0,474} \cdot h_b^{-2,151} \cdot h_w^{2,992}$ piping	(6.100) (6.101)
Hooshyaripor a kol. (2014)	$Q_b = 0,0212 \cdot V_W^{0,5429} \cdot h_w^{0,8713}$ $Q_b = 0,0454 \cdot V_W^{0,448} \cdot h_w^{1,156}$	(6.102) (6.103)
Soliman a kol. (2014)	$t_f = 0,15 + 1,865 \cdot h_d^{-0,675} \cdot V_r^{0,408}$ $\bar{B} = 48,644 \cdot V_r^{0,275} \cdot W_{ave}^{-0,086}$	(6.104) (6.105)
Azimi a kol. (2015)	$Q_b = 16,553 \cdot g^{0,5} \cdot V_W^{0,51} \cdot h_w^{0,997}$ $Q_b = 0,453 \cdot g^{0,5} \cdot h_w^{2,5}$	(6.106) (6.107)
Froehlich (2016)	$Q_b = 0,0175 \cdot k_{mQ2} \cdot k_{H1} \left( \frac{g \cdot V_w \cdot h_w \cdot h_b^2}{W_{ave}} \right)^{0,5}$ $k_{H1} = \begin{cases} 1 & h_b < 6,1 \\ (h_b/6,1)^{1/8} & h_b > 6,1 \end{cases}$ $k_{mQ2} = \begin{cases} 1,85 \text{ přelití} \\ 1,0 \text{ piping} \end{cases}$ $\bar{B} = 0,27 \cdot k_{m\bar{B}2} \cdot V_W^{1/3}$ $k_{m\bar{B}2} = \begin{cases} 1,3 \text{ přelití} \\ 1,0 \text{ piping} \end{cases}$ $t_f = 63,2 \cdot \{(V_w/(g \cdot h_b^2))\}^{0,5}$	(6.108) (6.109) (6.110)
Wang a kol. (2016)	$\alpha_h = \begin{cases} 1 & \text{přelití} \\ 0,7 & \text{ostatní porušení} \end{cases}$ $C_{b5} = \frac{b}{2 \cdot \alpha_h}$ ; $W_u = \left( \frac{h_w}{2 \cdot C_{b5}} \right)^{0,5}$ $GW_u = 2,83 \cdot \left[ 1 - \frac{275}{2^{10}} \cdot \frac{\arctan W_u}{W_u} - \frac{19}{2^{10}} \cdot \left( \frac{1}{W_u^2 + 1} \right) - \frac{19}{2^9} \cdot \left( \frac{1}{W_u^2 + 1} \right)^2 \right]$ $GW_r = 2,83 \cdot \left[ 1 - \frac{275}{2^{10}} \cdot \frac{\arctan W_r}{W_r} - \frac{19}{2^{10}} \cdot \left( \frac{1}{W_r^2 + 1} \right) - \frac{19}{2^9} \cdot \left( \frac{1}{W_r^2 + 1} \right)^2 \right]$ $\frac{W_r}{W_u} = \frac{GW_u}{GW_r + \left( \frac{2 \cdot W_r^2 + 1}{W_r^2 + 1} \right)^{-0,5}}$	(6.111) (6.112) (6.113) (6.114) (6.115) (6.116)

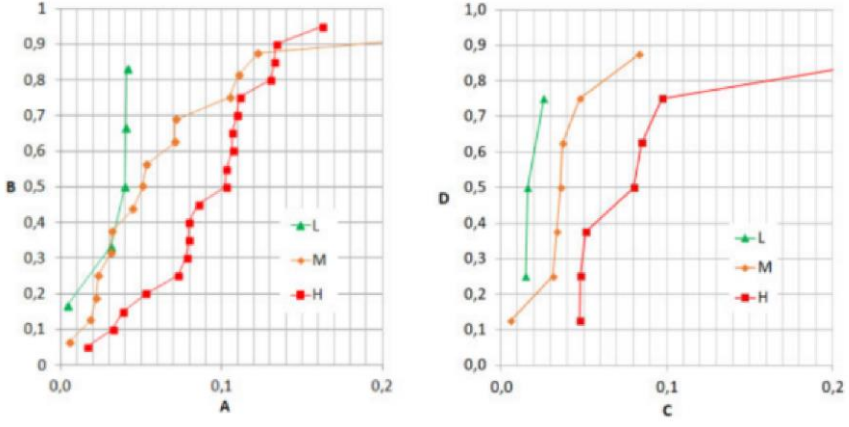
Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
	$Q_b = 1,32 \cdot (2 \cdot g \cdot C_{b5}^5)^{0,5} \cdot 2 \cdot \alpha_h \cdot W_r^3 \cdot \left( \frac{(W_r^2 + 1)^3}{2W_r^2 + 1} \right)^{0,5}$	
Saberri (2016)	$Q_b = \frac{2 \cdot V_w}{t_f \cdot (2 \cdot C_{b6} + C_{b4Q2} - C_{b5} \cdot C_{b4Q2})}$ <p> <math>C_{b6} = 0,05</math> až <math>0,1</math> (doporučeno <math>0,1</math>)  <math>C_{b4Q2} = 0,9</math> až <math>1</math> (doporučeno <math>1</math>)                 </p> <p> <math>t_f = C_{b3t2} \cdot (0,1214 \cdot \ln\left(\frac{V_w}{h_w}\right) + 0,79)</math> když <math>\left(\frac{V_w}{h_w}\right) \leq 1</math>  <math>t_f = C_{b3t2} \cdot (0,5063 \cdot \ln\left(\frac{V_w}{h_w}\right) + 0,85)</math> když <math>\left(\frac{V_w}{h_w}\right) &gt; 1</math> </p> <p> <math>C_{b3t2} = \begin{cases} 0,5 \text{ až } 2,0 &amp; \text{homogenní, vysoce erodibilní} \\ 2,0 \text{ až } 3,0 &amp; \text{homogenní, málo erodibilní} \\ 2,0 \text{ až } 3,0 &amp; \text{zonální, vysoce erodibilní} \\ 2,0 \text{ až } 3,0 &amp; \text{zonální, málo erodibilní} \end{cases}</math> </p>	<p>(6.117)</p> <p>(6.118)</p> <p>(6.119)</p>
Azimi a kol. (2017)	$Q_b = 0,0118 \cdot g^{0,5} \cdot V_w^{0,586} \cdot h_w^{0,843} \cdot W_{ave}^{-0,251} \cdot h_b^{0,150}$ $Q_b = 0,0122 \cdot g^{0,5} \cdot V_w^{0,580} \cdot h_w^{0,988} \cdot W_{ave}^{-0,228}$ $Q_b = 0,0094 \cdot g^{0,5} \cdot V_w^{0,581} \cdot h_w^{0,757}$ <p> <math>\bar{B} = 0,45 \cdot V_w^{0,13} \cdot h_b^{0,61}</math> přelití  <math>\bar{B} = 0,45 \cdot V_w^{0,26} \cdot h_b^{0,22}</math> ostatní poruchy vyjma přelití  <math>\bar{B} = 0,58 \cdot V_w^{0,23} \cdot h_b^{0,31}</math> všechny poruchy                 </p>	<p>(6.120)</p> <p>(6.121)</p> <p>(6.122)</p> <p>(6.123)</p> <p>(6.124)</p> <p>(6.125)</p>
Dhiman a Patra (2017)	$\bar{B} = 0,425 \cdot h_b \cdot h_d^{0,125} \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{0,66} \cdot e^{C_{b4\bar{B}2}}$ <p> <math>C_{b4\bar{B}2} = b_1 + b_2 + b_3</math>                      kde <math>b_1 = -0,166</math> hráze s vnitřním těsněním, <math>b_1 = -0,302</math> hráze homogenní a zonální; <math>b_2 = 0,429</math> pro přelití; <math>b_3 = 0,628</math> hráze vysoce a středně erodibilní.                 </p> $Q_b = \left( \frac{\bar{B}}{h_b} \right)^{0,641} \cdot V_w^{0,25} \cdot h_w^{1,738} \cdot e^{C_{b4Q3}}$ <p> <math>C_{b4Q3} = b_4 + b_5 + b_6</math>,                      kde <math>b_4 = 0,416</math> hráze s vnitřním těsněním, <math>b_4 = 0,113</math> hráze homogenní a zonální; <math>b_5 = 0,218</math> přelití; <math>b_6 = 0,900</math> hráze vysoce erodibilní a <math>b_6 = 0,848</math> hráze středně a málo erodibilní.                 </p>	<p>(6.126)</p> <p>(6.127)</p> <p>(6.128)</p> <p>(6.129)</p>

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
	$Q_b = 0,0105 \cdot h_d^{0,272} \cdot V_w^{0,38} \cdot h_w^{1,358} \cdot e^{C_{b4Q4}}$ $C_{b4Q4} = b_7 + b_8 + b_9$ <p>kde <math>b_7 = 0,176</math> hráze s vnitřním těsněním, <math>b_8 = 0,033</math> hráze homogenní a zonální; <math>b_9 = 0,750</math> přelití; <math>b_9 = 1,520</math> hráze vysoce erodibilní a <math>b_9 = 1,060</math> hráze středně a málo erodibilní.</p> $t_f = 0,311 + 0,029 \cdot h_d + 0,23 \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right) + C_{b3t3}$ $C_{b3t3} = b_{10} + b_{11} + b_{12}$ <p>kde <math>b_{10} = -0,164</math> hráze s vnitřním těsněním, <math>b_{10} = 0,725</math> hráze homogenní a zonální; <math>b_{11} = 0,145</math> přelití; <math>b_{12} = -2,490</math> hráze vysoce erodibilní a <math>b_{12} = -2,110</math> hráze středně erodibilní.</p>	
Ashraf a kol. (2017)	$Q_b = 127,3 \cdot h_d^{0,6313} \cdot V_r^{0,7637}$ $t_f = 5,935 \cdot h_d^{-0,9499} \cdot V_r^{0,4135}$ $\bar{B} = 13,197 \cdot h_d^{0,4757} \cdot V_r^{0,1785}$	(6.130) (6.131) (6.132)
Mei a kol. (2018)	$Q_b = V_w \cdot g^{0,5} \cdot h_w^{-0,5} \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{-1,58} \cdot \left( \frac{h_w}{h_b} \right)^{-0,76} \cdot \left( \frac{h_d}{h_0} \right)^{-0,1} \cdot e^{-4,55} \text{ homogenní}$ $Q_b = V_w \cdot g^{0,5} \cdot h_w^{-0,5} \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{-1,51} \cdot \left( \frac{h_w}{h_b} \right)^{-1,09} \cdot \left( \frac{h_d}{h_0} \right)^{-0,12} \cdot e^{-3,61} \text{ zonální}$ $\bar{B} = h_b \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{0,84} \cdot \left( \frac{h_w}{h_b} \right)^{2,30} \cdot \left( \frac{h_d}{h_0} \right)^{0,06} \cdot e^{-0,90} \text{ homogenní}$ $\bar{B} = h_b \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{0,55} \cdot \left( \frac{h_w}{h_b} \right)^{1,97} \cdot \left( \frac{h_d}{h_0} \right)^{-0,07} \cdot e^{-0,09} \text{ zonální}$ $t_f = t_0 \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{0,56} \cdot \left( \frac{h_w}{h_b} \right)^{-0,85} \cdot \left( \frac{h_d}{h_0} \right)^{-0,32} \cdot e^{-0,20} \text{ homogenní}$	(6.133) (6.134) (6.135) (6.136) (6.137) (6.138)

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
	$t_f = t_0 \cdot \left( \frac{V_W^{1/3}}{h_W} \right)^{1,52} \cdot \left( \frac{h_w}{h_b} \right)^{-11,36} \cdot \left( \frac{h_d}{h_0} \right)^{-0,43} \cdot e^{-1,57} \text{zonální}$	
Ferla (2018)	$Q_b = \frac{V_W^{0,45} \cdot h_W^{0,56}}{3}$	(6.139)
Wang a kol. (2018)	$Q_b = 3,9031 \cdot B_R^{1,0727}$ $Q_b = 0,8041 \cdot B_w^{2,1128}$ $Q_b = 0,1413 \cdot B_R^{0,4675} \cdot B_w^{1,8579}$ $Q_b = 0,0370 \cdot \left( \frac{V_W}{h_w^3} \right)^{-0,4262} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $Q_b = 0,0350 \cdot \left( \frac{V_W}{h_w^3} \right)^{-0,4554} \cdot \left( \frac{B_R}{h_w} \right)^{0,0899} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $Q_b = 0,0370 \cdot \left( \frac{V_W}{h_w^3} \right)^{-0,4264} \cdot \left( \frac{B_w}{h_w} \right)^{-0,0028} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $Q_b = 0,0372 \cdot \left( \frac{V_W}{h_w^3} \right)^{-0,4193} \cdot \left( \frac{B_R}{h_w} \right)^{-0,0266} \cdot \left( \frac{B_w}{h_w} \right)^{0,0256} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $Q_b = 0,0367 \cdot \left( \frac{V_W}{h_w^3} \right)^{-0,4533} \cdot \left( \frac{B_R}{B_w} \right)^{0,1041} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$	(6.140) (6.141) (6.142) (6.143) (6.144) (6.145) (6.146) (6.147)
Dhiman a Patra (2019)	$Q_b = 0,007 \cdot \left( \frac{h_d}{h_r} \right)^{0,222} \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{-1,367} \cdot e^{C_{b6Q}} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $C_{b4Q5} = b_{13} + b_{14}$ <p>kde <math>b_{13} = 0,690</math> přelití a <math>b_{13} = 0</math> piping; <math>b_{14} = 1,238</math> hráze vysoce erodibilní, <math>b_{14} = 1,070</math> hráze středně erodibilní a <math>b_{14} = 0</math> hráze málo erodibilní</p> $t_f = 0,187 \cdot \left( \frac{h_d}{h_r} \right)^{0,585} \cdot \left( \frac{V_w^{1/3}}{h_w} \right)^{1,396} + C_{b3t4}$ $C_{b3t4} = b_{15} + b_{16}$ <p>kde <math>b_{15} = -0,457</math> přelití; <math>b_{16} = -1,400</math> hráze vysoce erodibilní a <math>b_{16} = -1,000</math> hráze středně erodibilní</p>	(6.148) (6.149)

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
Rong a kol. (2020)	$Q_b = 0,0755 \cdot V_w^{0,444} \cdot h_w^{1,240}$ přelití $Q_b = 0,0556 \cdot V_w^{0,479} \cdot h_w^{0,988}$ piping $\bar{B} = 0,352 \cdot V_w^{0,282} \cdot h_w^{0,313}$ přelití $\bar{B} = 0,163 \cdot V_w^{0,330} \cdot h_w^{0,174}$ piping	(6.150) (6.151) (6.152) (6.153)
Zhong a kol. (2020)	$Q_b = \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{-1,58} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-0,76} \cdot h_d^{0,1} \cdot V_w^{0,5} \cdot h_w^{-0,5} \cdot e^{-4,55}$ homog. $Q_b = \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{-1,51} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-1,09} \cdot h_d^{-0,12} \cdot V_w^{0,5} \cdot h_w^{-0,5} \cdot e^{-3,61}$ zonál. $\bar{B} = \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{0,84} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{2,3} \cdot h_d^{0,06} \cdot h_b \cdot e^{-0,90}$ homogenní $\bar{B} = \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{0,55} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{1,97} \cdot h_d^{-0,07} \cdot h_b \cdot e^{-0,09}$ zonální $t_f = \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{0,56} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-0,85} \cdot h_d^{-0,32} \cdot e^{-0,20}$ homogenní $t_f = \left(\frac{V_w^{1/3}}{h_w}\right)^{1,52} \cdot \left(\frac{h_w}{h_b}\right)^{-11,36} \cdot h_d^{-0,43} \cdot e^{-1,57}$ zonální	(6.154) (6.155) (6.156)
Kouzehgar a kol. (2021)	$Q_b = 0,151 \cdot V_w^{0,367} \cdot h_w^{1,357}$ přelití $Q_b = 0,010355 \cdot V_w^{0,617} \cdot h_w^{1,05}$ přelití $Q_b = 0,006 \cdot V_w^{0,632} \cdot h_w^{1,107}$ přelití $Q_b = 0,006635 \cdot V_w^{0,6} \cdot h_w$ piping $Q_b = 0,005 \cdot V_w^{0,615} \cdot h_w^{1,007}$ piping $\bar{B} = 0,9975 \cdot h_w$ přelití $\bar{B} = 1,01 \cdot h_w^{0,996}$ přelití $\bar{B} = 0,167 + 0,991 \cdot h_w$ přelití $\bar{B} = 1,80865 \cdot h_w^{0,833}$ piping $\bar{B} = 1,796 \cdot h_w^{0,836}$ piping $\bar{B} = 2,066 + 0,997 \cdot h_w$ piping	(6.157) (6.158) (6.159) (6.160) (6.161) (6.162) (6.163) (6.164) (6.165) (6.166) (6.167)



Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
Nobarinia a kol. (2021)	$Q_b = V_w + [(h_w - V_w^3) \cdot 2 \cdot V_w]^9 - [h_w - h_w^4]^3$ $Q_b = \varphi_* \cdot (h_w + h_w - 0,179) \cdot (-0,179) + (-0,179 \cdot h_w)^3 \cdot \left[ \frac{h_w}{d_{50}} \cdot 2 \cdot \varphi_* \right] + V_w - 0,179^3$	(6.168) (6.169)
Viard a kol. (2022)	$Q_b = c_2 \cdot h_d \cdot V_r^{0,5} \cdot CLF_{2020}$ <p><math>c_2</math> – přelití (A), vnitřní eroze (C), kumulativní frekvence (B, D)  <math>L</math> – malá erodibilita, <math>M</math> – střední erodibilita, <math>H</math> – velká erodibilita</p> $c_2 = \begin{cases} L: 0,035 & (\text{\textit{špatně ztuhnutá homogenní hráz}}) - \text{\textit{přelití}} \\ M: 0,06 & (\text{\textit{homogenní hráz s ochrannou vrstvou}}) - \text{\textit{přelití}} \\ H: 0,1 & (\text{\textit{dobře kompaktní, zonální hráz}}) - \text{\textit{přelití}} \end{cases}$ $c_2 = \begin{cases} L: 0,015 & (\text{\textit{špatně ztuhnutá homogenní hráz}}) - \text{\textit{piping}} \\ M: 0,04 & (\text{\textit{homogenní hráz s ochrannou vrstvou}}) - \text{\textit{piping}} \\ H: 0,08 & (\text{\textit{dobře kompaktní, zonální hráz}}) - \text{\textit{piping}} \end{cases}$ <div style="display: flex; justify-content: space-around;">  </div> <p><b>Obr. 6.2 Kumulativní funkce pro stanovení <math>CLF_{2020}</math> koeficientu</b></p>	(6.170)
Tegos a kol. (2022)	$Q_b = e^{(6,09+0,043 \cdot h_d - 0,001 \cdot \bar{B} + 0,0029 \cdot V_r)}$ $Q_b = \left( \frac{h_d}{0,011} \right)^{0,706} \cdot \left( \frac{\bar{B}}{3,321} \right)^{0,332} \cdot \left( \frac{V_r}{0,048} \right)^{0,229}$	(6.171) (6.172)
Verma a kol. (2023)	$Q_b = a_2 \cdot \left( \frac{h_w}{V_w^{1/3}} \right)^{b_{17}} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ <p>kde <math>a_2 = 0,15</math> až <math>0,43</math> a <math>b_{17} = 0,91</math> až <math>1,08</math></p> $Q_b = 0,335 \cdot \left( \frac{h_w}{V_w^{1/3}} \right)^{1,21} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $Q_b = \left\{ a_3 \cdot \ln \left( \frac{h_w^2 \cdot d_{50} \cdot \tan \varphi_r}{V_w} \right) + b_{18} \right\} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$	(6.173) (6.174) (6.175) (6.176) (6.177)

Autor	Odhad kulminačního průtoku $Q_b$ [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ], průměrné šířky průlomového otvoru $\bar{B}$ [m], doby trvání porušení hráze $t_f$ [hod] a meze platnosti	č. rce.
	kde $a_3 = 0,002$ až $0,008$ a $b_{18} = 0,032$ až $0,123$ $Q_b = \left\{ 0,008 \cdot \ln \left( \frac{h_w^2 \cdot d_{50} \cdot \tan \varphi_r}{V_w} \right) + 0,123 \right\} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$ $Q_b = \left\{ 0,007 \cdot \ln \left( \frac{h_w^2 \cdot d_{50} \cdot \tan \varphi_r}{V_w} \right) + 0,052 \right\} \cdot \left( g \cdot V_w^{5/3} \right)^{0,5}$	
Kouzehgar a Eslamian (2023)	$Q_b = 21,9522 \cdot h_b \cdot \bar{B}^{0,4}$ $Q_b = 18,461 \cdot h_b^{1,038} \cdot \bar{B}^{0,408}$ $t_f = 0,001 \cdot h_w^{-0,781} \cdot V_w^{0,967} \cdot \bar{B}^{-1,426}$ $t_f = 0,001 \cdot h_w^{-0,977} \cdot V_w^{0,896} \cdot \bar{B}^{-1,317} \cdot h_b^{0,332}$	(6.178) (6.179) (6.180) (6.181)

### Seznam použitých zkratk a symbolů v Tab. 6.1:

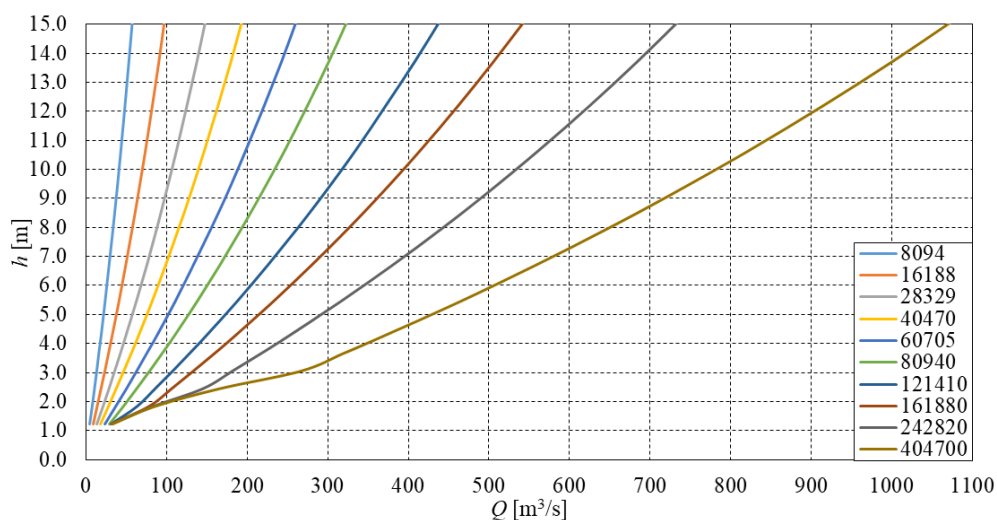
**Parametry průlomového otvoru:**  $b$  šířka dna průlomového otvoru [m];  $B$  šířka průlomového otvoru v horní části (koruna) [m];  $\bar{B}$  průměrná šířka průlomového otvoru [m];  $h_b$  hloubka [m];  $h_w$  hloubka vody [m];  $M$  rozšířený součinitel přepadu [-];  $V_{er}$  objem erodovaného materiálu hráze [ $\text{m}^3$ ];  $Q_b$  průtok vody průlomovým otvorem [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ];  $t_f$  doba porušení hráze [hod];  $\alpha_h$  sklon svahů průlomového otvoru [-].

**Parametry nádrže:**  $H_k$  maximální hloubka vody [m];  $H_a$  je charakteristická hodnota nádrže [-];  $H$  úroveň hladiny v nádrži [m n. m.];  $H_b$  úroveň dna průlomového otvoru [m n. m.];  $V_w$  celkový objem vody na začátku porušení [ $\text{m}^3$ ];  $V_{max}$  maximální objem nádrže [ $\text{m}^3$ ];  $V_r$  objem nádrže [ $\text{m}^3$ ];  $L$  délka nádrže [m].

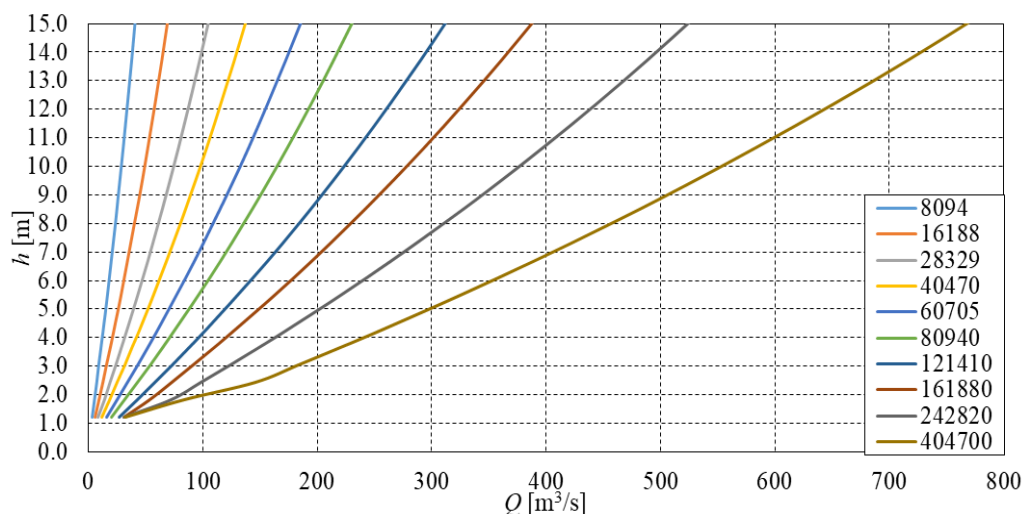
**Ostatní charakteristiky:**  $g$  tíhové zrychlení [ $\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$ ];  $\rho$  hustota vody [ $\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ ];  $\varphi_r$  podélný úhel sklonu svahu průlomového otvoru [ $^\circ$ ];  $\varphi^*$  bezrozměrný úhel vnitřního tření zeminy [-];  $\vartheta$  míra vertikální eroze [m/s];  $a_{1-3}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $b_{1-18}$  součinitel materiálu a typu hráze [-];  $B_R$  délka hráze [m];  $B_w$  šířka hráze [m];  $c_{1-2}$  součinitel materiálu a typu hráze [-];  $C_b$  součinitel závislý na objemu nádrže [-];  $C_{b1}$  součinitel závislý na objemu nádrže a materiálu hráze [-];  $C_{b2}$  součinitel tvaru hráze [-];  $C_{b3Q}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $C_{b3Q1}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $C_{b3B}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet šířky průlomového otvoru [-];  $C_{b3\bar{B}1}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet šířky průlomového otvoru [-];  $C_{b3t}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet doby trvání do porušení hráze [-];  $C_{b3t1}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet doby trvání do porušení hráze [-];  $C_{b3t2}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet doby trvání do porušení hráze [-];  $C_{b3t3}$  součinitel materiálu hráze pro výpočet doby trvání do porušení hráze [-];  $C_{b4Q}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $C_{b4Q1}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $C_{b4Q2}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $C_{b4Q3}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $faC_{b4Q4}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $C_{b4Q5}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet průtoku [-];  $C_{b4B}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet šířky průlomového otvoru [-];  $C_{b4\bar{B}1}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet šířky průlomového otvoru [-];  $C_{b4\bar{B}2}$  součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet šířky průlomového otvoru [-];  $C_{b5}$  součinitel tvaru

průlomového otvoru [-];  $C_{b6}$  součinitel tvaru průlomového otvoru [-];  $CLF_{2020}$  opravný kumulativní koeficient protržení [-];  $GW_u$  funkce charakteristického parametru hloubky vody na začátku řešení [-];  $GW_r$  funkce charakteristického parametru hloubky vody [-];  $h_0$  jednotková výška hráze ( $h_0 = 1$ ) [m];  $h_d$  výška hráze [m];  $h_r$  referenční výška hráze ( $h_r = 15$ ) [m];  $k_{mB}$  součinitel typu poruchy pro výpočet šířky průlomového otvoru [-];  $k_{m\overline{B1-2}}$  součinitel typu poruchy pro výpočet šířky průlomového otvoru [-];  $k_{mQ}$  součinitel typu poruchy pro výpočet průtoku [-];  $k_{mQ1-2}$  součinitel typu poruchy pro výpočet průtoku [-];  $k_H$  součinitel hloubky nádrže [-];  $k_{H1}$  součinitel hloubky nádrže [-];  $PE$  potencionální energie nádrže [J];  $W_{ave}$  průměrná šířka hráze [m];  $W_r$  charakteristický parametr hloubky vody [-];  $W_u$  charakteristický parametr hloubky vody na začátku řešení [-];  $t_0$  počáteční čas porušení ( $t_0 = 1$ ) [s].

V práci Dam safety guidelines (1992) bylo provedeno shrnutí skutečných poruch nízkých hrází a vyjádření kulminačního průlomového průtoku v přehledných grafech (Obr. 6.3 a Obr. 6.4), v nichž je průlomový průtok vztažen k výšce hráze a k ploše zátopy.



Obr. 6.3 Kulminační průtoky pro hráze z nesoudržné zeminy dle (Dam Safety Guidelines, 1992), legenda obsahuje plochu zatopení v  $m^2$



Obr. 6.4 Kulminační průtoky pro hráze ze soudržné zeminy dle (Dam Safety Guidelines, 1992), legenda obsahuje plochu zatopení v  $m^2$

Nově lze také využít SW RMC Empirical Embankment Dam Breach Parameters Toolbox 1.0. (2021), kde lze provést výpočet kulminačního průtoku pomocí řady hojně využívaných parametrických rovnic (Macdonald and Langridge-Monopolis (1984), U.S. Bureau of Reclamation (1988), Von Thun a Gillette (1990), Froehlich (1995), Froehlich (2008), Xu and Zhang (2009)).

Zhang a kol. (2016) pomocí Bayesianova modelu klasifikovali pro každý parametr vstupující do empirických rovnic hodnoty věrohodnosti a celkové robustnosti vztahu. Hodnotí se kombinace parametrů pro predikci průlomového otvoru a dalších parametrů porušení. Regresní modely rozdělují na aditivní a multiplikativní. Celkově testovali 15 možných kombinací (aditivních a multiplikativních) parametrů použitých v regresních modelech. Na základě informací z tab. 6.2 a 6.3 lze zvolit z tabulky 6.1 nejvěrohodnější modely pro predikci zvolených parametrů porušení.

**Tab. 6.2 Nejvěrohodnější parametry pro predikci parametru porušení – aditivní (Zhang a kol., 2016)**

Parametr porušení	R <sup>2</sup>	Řídící proměnné
$Q_b$	0,6178	$h_w, V_w$
$\bar{B}$	0,4222	$h_w$
$t_f$	0,2618	$V_r$

**Tab. 6.3 Nejvěrohodnější parametry pro predikci parametru porušení – multiplikativní (Zhang a kol., 2016)**

Parametr porušení	R <sup>2</sup>	Řídící proměnné
$Q_b$	0,6181	$h_w, V_w$
$\bar{B}$	0,5796	$h_w, V_w, V_r$
$t_f$	0,0600	$V_r$

Wang a kol. (2018) provedli regresní analýzu a odvodili poloempirický vztah pro odhad parametrů porušení sypané hráze (6.125–6.132). Následně tyto vztahy otestovali na reálných poruchách sypaných hrází, pro které byl známý průlomový průtok, a porovnali jejich výsledky s výsledky vypočítanými jinými empirickými vztahy (Kirkpatrick (1977), Bureau of Reclamation (1982), MacDonald a Langridge-Monopolis (1984), Costa (1985), SCS (1985), Evans (1986), Froehlich (1995), Webby (1996), Walder a O'Connor (1997), Pierce a kol. (2010), Thornton a kol. (2011), Gupta a Singh (2012), Hooshyaripor a kol. (2014), De Lorenzo a Macchione (2014), Azimi a kol. (2015) a Froehlich (2016). Z výsledku porovnání vyplývá závěr, že empirické vztahy pro predikci průlomového otvoru odvozené MacDonald and Langridge-Monopolis (1984), Costa (1985), Gupta and Singh (2012), De Lorenzo and Macchione (2014), Froehlich (2016) a vztahy odvozené Wangem a kol. (2018) mají medián s odchylkou do  $\pm 10\%$ . Všechny ostatní testované modely poskytují výsledky, které mají menší přesnost než právě výše uvedené modely.

Pro regresní metody řešení lze také využít například statistické metody jako OTA (One time parameter sensitivity analysis) či víceparametrické citlivostní analýzy. Najjar a Gul (2022) provedli mnohonásobnou simulaci protržení hráze Ürkmez pomocí využití statistických metod,

kdy měnily vstupní parametry (počáteční hladina v nádrži) jednak pro přelití, tak vnitřní erozi a prováděli modelový výpočet pomocí celé řady modelů odvozených různými autory. Silva a Eleutério (2023) stanovovali vhodná rozdělení pravděpodobnosti pro jednotlivé parametry porušení hráze ( $\alpha_h, H_b/h_d, t_f, b/B_R$ ) na základě historických dat porušení. Metoda, kterou použili, ukazuje postup, jak určit rozdělení pravděpodobnosti parametrů, které lze použít při stochastických simulacích a analýzách porušení sypaných hrází. Výběr správného rozdělení se ukázal být klíčovým prvkem, protože poskytuje realistické vstupy pro jednotlivé parametry vstupující do simulací.

### 6.3 FYZIKÁLNÍ EXPERIMENTY

Polní a laboratorní experimenty na fyzikálních modelech hrází jsou důležité pro zlepšení pochopení procesů probíhajících při jejich porušení. Přehled experimentů provedl Wahl (2007), který jich identifikoval více než 325.

Laboratorní experimenty byly nejčastěji zaměřeny na homogenní násyp výšky 0,15 až 1 m. Pokusy na nehomogenních (zonálních) tělesech např. s vnitřním těsněním, popř. na kamenitých hrázích nebyly dosud realizovány. Výsledky laboratorních experimentů jsou často ovlivněny měřítkem a zjednodušeními, která činí jejich výsledky omezeně použitelné pro aplikaci na reálných hrázích výšky několika desítek metrů. Laboratorní experimenty prokázaly značný rozdíl v erozních procesech pro různé druhy zeminy (soudržné, nesoudržné) (Hanson a kol. 2005; Singh, 1996) a také rozdíly v dosažených hydrogramech průlomového průtoku (Wu, 2011).

V roce 2005 byla dokončena rozsáhlá studie jako součást evropského projektu IMPACT (Morris a Hassan, 2005). Projekt vedl k vývoji nových numerických modelů. Přezkoumáním údajů získaných v rámci velkých laboratorních testů se podařilo sestavit seznam priorit pro budoucí experimentální výzkum. Mezi hlavní priority patří dokumentace vlivu míry zhutnění násypů, stanovení erodibility materiálu na reálných hrázích, podrobnější záznamy o časovém vývoji a velikosti průlomového otvoru (Wu, 2011).

Z experimentálního výzkumu rovněž vyplynulo, že je třeba se zaměřit na pokusy poruch hrází v důsledku vnitřní eroze na málo zmenšených nebo nezmenšených modelech. Z toho pohledu jsou významné pokusy na hrázích blížících se svou velikostí prototypu, kdy není třeba aplikovat přepočty do reálného měřítka. Uvedené pokusy mohou následně sloužit ke kalibraci numerických modelů, kde lze zadávat hodnoty parametrů bez měřítkového efektu.

Přehled experimentů provedený Wahlem (2007) byl rozšířen o cca 500 identifikovaných provedených fyzikálních experimentů s odkazy a referencemi, které jsou uvedeny v Tab. 6.4.

**Tab. 6.4 Přehled provedených fyzikálních experimentů porušení sypaných hrází**

Organizace, stát	Popis a účel experimentu	Počet testů	Odkaz
Washington State University, USA	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	10	Tinney a Hsu, (1961)
	porušení přelitím – nesoudržné zeminy – velké měřítko	1	
	porušení přelitím – nesoudržné zeminy – test počátku eroze	2	
Čína	porušení přelitím – nesoudržné zeminy – velké měřítko	>50	Wahl, (2007)
University of Windsor, Kanada	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	14	Zaghloul, (1970)
Technical University of Graz, Rakousko	porušení přelitím kamenité hráze – různé sklony a výšky tělesa hráze	22	Simmler a Samet, (1982)
Windsorf University, Kanada	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	-	Chee, (1984)
Bureau of Reclamation, USA	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	8	Pugh, (1985)
Čína	porušení – kamenité hráze – laboratorní měřítko	-	Wahl, (2007)
USDOT FHWA, USA	modely naspů dálnic sloužících jako hráze, předpovídání poškození erozí	35	Chen a Anderson, (1986)
	vyhodnocení poškození hrází a jejich opevnění	57	Clopper a Chen, (1988)
Japonsko	porušení ochranných hrází – laboratorní měřítko	32	Fujita a Tamura, (1987)
USBR, USA	porušení přelitím – modely pro vyhodnocení erozních charakteristik a opevnění	9	Dodge, (1988)
Univerzita Electric de France, Francie	porušení přelitím	3	Benoist, (1989)
University of Colorado, USA	porušení přelitím	3	Powledge a kol., (1989)
Čína	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	6-8	Pan a kol., (1993)
Colorado State University, USA	porušení přelitím	2	Alqaser a Ruff., (1993)

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Federal Armed Forces Univ., Německo	porušení přelitím – nesoudržné materiály – laboratorní měřítko	7	Bechteler a Kulish, (1994)
HR Wallingford, Anglie	porušení přelitím – laboratorní měřítko	4	Meadowcroft a kol. (1996)
Rijkswaterstaat, Nizozemí	porušení přelitím	8	De Loeff a kol. (1997)
Delft Univ. of Technology, Nizozemí	porušení – písčité hráze	5	Visser, (1998)
University of Birmingham, Velká Británie	kvalitativní hodnocení – porušení přelitím – písčité hráze	2	Lecoite, (1998)
USDA-ARS-HERU Stillwater, USA	porušení přelitím	4	Hahn a kol. (2000)
Thajsko	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	4	Tingsanchali a Chinnarasri, (2001)
Brno University of Technology, Česká republika	porušení přelitím – nesoudržné zeminy, soudržné zeminy a hráz s návodní plastovou fólií	6	Jandora a Říha, (2002)
Univ. of Auckland, Nový Zéland	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	9	Coleman a kol., (2002)
St. Petersburg State Technical University, Rusko	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	4	Rozov, (2003)
King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thajsko	porušení přelitím – soudržné a nesoudržné zeminy	9	Chinnarasri a kol., (2004)
Technical University of Lisbon, Portugalsko	porušení přelitím – kamenité hráze	22	Franca a Almeida, (2004)
University of Dar Es Salaam, Tanzanie	porušení přelitím	3	Johnson a Mtalo, (2004)
IMPACT, Norsko	porušení přelitím – kamenité hráze	2	Vaskinn a kol., (2004)

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

	porušení přelitím a vnitřní erozí – soudržné, nesoudržné materiály, zonální hráze – velké měřítko	5	Vaskinn a kol., (2004)
USDA-ARS-HERU Stillwater, USA	eroze strmých svahů, soudržné zeminy – holé a porostlé vegetací	4	Hanson a Temple, (2002)
	porušení přelitím – soudržnost	7	Hanson a kol., (2005)
	rozšiřování průlomového otvoru – soudržné zeminy	3	Hunt a kol., (2005)
	vnitřní eroze – soudržných zemin	4	Hanson a kol., (2010)
IMPACT-HR Wallingford, Velká Británie	série 1 – porušení přelitím – homogenní nesoudržný materiál – laboratorní měřítko	9	Morris a Hassan, (2005)
	série 2 – porušení přelitím – homogenní soudržný materiál – laboratorní měřítko	8	
	série 3 – piping – vznik a vývoj průsakové cesty – laboratorní měřítko	5	
École Polytechnique de Montréal, Kanada	porušení přelitím – morény	1	Zerrouk a Marche, (2005)
Norsko	porušení přelitím – kamenité hráze	23	EBL_Kompetanse, (2006)
TU Delft, Nizozemsko	porušení přelitím – soudržné zeminy	5	Zhu, (2006)
Kyoto University, Japonsko	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	8	Ito, (2007)
Jihoafrická Republika	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	24	Parkinson a Stretch, (2007)
Nový Zéland/Švýcarsko	porušení přelitím – přírodní hráz (glaciální)	2	Davies a kol., (2007)
FLOODsite, Německo	porušení přelitím – pobřežní hráz – malé a velké měřítko	11	(Geisenhainer a Kortenhaus, 2006; Geisenhainer a Oumeraci, 2008)



## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Kanada	porušení přelitím – efekt zhutnění na vznik průlomového otvoru	14	Orendorff, (2009)
VAW, Švýcarsko	porušení přelitím – nesoudržné zeminy – laboratorní měřítko	60	Schmocker a Hager, (2009)
Nanjing Hydraulic Research Institute, Čína	porušení přelitím – soudržné zeminy, vrstvené, velké měřítko	5	Zhang a kol., (2009)
Università di Padova, Itálie	kritéria pro porušení přelitím – přírodní hráz (glaciální) – malé měřítko	168	Gregoretti a kol., (2010)
Kyoto University, Japonsko	porušení vnitřní erozí – přírodní hráze vzniklé sesuvem	20	Awal a kol., (2011)
Wuhan University, Čína	porušení přelitím – přírodní hráz (gla) – laboratorní měřítko	50	Cao a kol., (2011)
VAW, Švýcarsko	porušení přelitím – nesoudržné zeminy – laboratorní měřítko	31	Schmocker a Hager, (2012)
HRI-NWRC, Egypt	porušení přelitím – písčité zeminy, velké měřítko	3	El-Ghorab a kol., (2013)
	porušení přelitím – písčité zeminy, laboratorní měřítko	2	Mohamed a El-Ghorab, (2016)
Técnico Lisboa, Portugalsko	porušení přelitím – soudržné zeminy, vrstvené, laboratorní měřítko	2	Lopes, (2015)
Central Water and Power Research Station, Indie	nesoudržné hráze	4	Sahu, (2015)
U.S. Geological Survey, Vancouver, Kanada	porušení přelitím – nesoudržné zeminy – laboratorní měřítko	13	Walder a kol., (2015)
Bangladesh Open University, Bangladěš	porušení přelitím – ochranné hráze	3	Islam a Tsujimoto, (2015)
Delft University, Nizozemí	porušení přelitím – nesoudržné zeminy – laboratorní měřítko	5	Zhao, (2016)
Shimane University, Japonsko	vnitřní eroze zrnitých zemin	4	Okeke a Wang, (2016)
Wuhan University, Čína	porušení přelitím – ochranné hráze	4	Wei a kol., (2016)
U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation Technical Service Center Hydraulic Investigations and Laboratory	vnitřní eroze homogenní hráze – soudržné zeminy	1	Wahl, (2016)
	porušení přelitím a vnitřní eroze – soudržné zeminy s jádrovým těsněním	2	Wahl, (2019)

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Services Group, Denver, Colorado, USA			
University of Chinese Academy of Sciences, Čína	porušení přelitím – hráze vytvořené přírodním sesuvem	6	Zhou a kol., (2019)
Iskenderun Technical University, Turecko	porušení přelitím	3	Kocaman a kol., (2020)
Three Gorges University, Čína	porušení přelitím – soudržné zeminy	5	Bereta a kol., (2020)
King Mongkut's University of Technology Thonburi, Thajsko	porušení přelitím – soudržné zeminy	3	Kanjanakaroon kol., (2020)
Chongqing University, Čína	porušení přelitím – přehradu odkališť (naplavované)	2	Tian a kol., (2021)
ETSI Caminos, Canales y Puertos, Polytechnická univerzita Madrid, Španělsko	porušení ochranných hrází přelitím – hrubozrnné materiály	2	Morris a kol., (2021)
Xi'an University of Technology, Čína	porušení ochranných hrází přelitím – šterkopísčité hráze	3	Li a kol, (2021)
National Chung Hsing University, Taiwan	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	1	Hung a kol., (2021)
Queen's University, Kanada	porušení přelitím – nesoudržné zeminy	6	Walsh a kol., (2021)
Chinese Academy of Sciences, Čína	porušení přelitím a kombinace přelití a vnitřní eroze – velké měřítko	2	Zhou a kol., (2022)
Chungnam National University, Korea	porušení vnitřní erozí – prasklé potrubí spodní výpusti	2	Lee a kol., (2022)
Polder2C's - Deltares, Delft, Holandsko	porušení přelitím – nesoudržné zeminy s travnatým povrchem – reálné měřítko	27	Koelewijn a kol., (2022); Polder2cs (2023)
İzmir Institute of Technology, Turecko	porušení vnitřní erozí – piping	3	Okan, (2022)

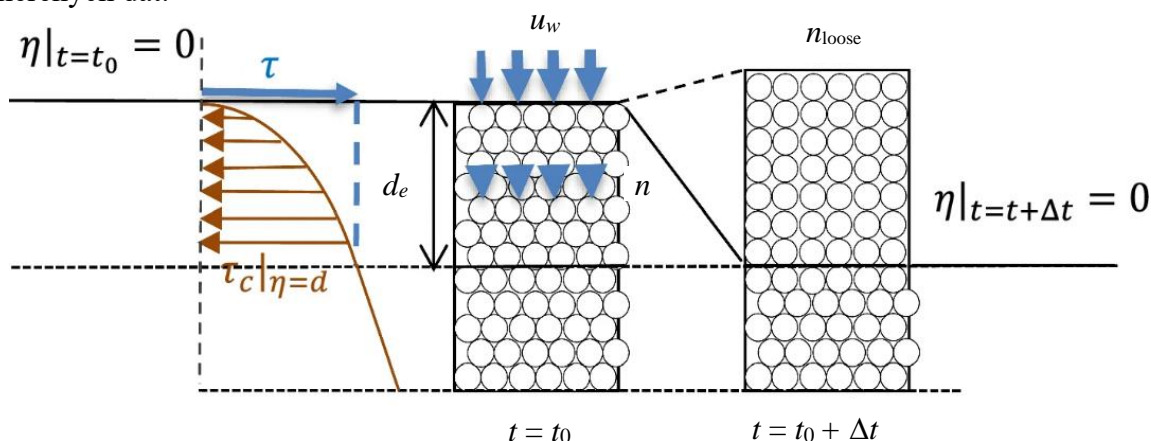
## 6.4 ANALYTICKÉ MODELY

Analytické modely (explicitní řešení) jsou založeny na nalezení přesného popisu děje nebo jevu pomocí analytických matematických metod. K jejich praktickému použití se používá celá řada zjednodušení, proto je jejich použití omezené. Vztahy popisující vnitřní erozi hráze za všech možných podmínek jsou tak složité, že nelze odvodit přímé analytické řešení porušení sypané hráze a musí se tedy přijímat určitá zjednodušení (tvar průlomového otvoru atp.). Analytickým řešením porušení sypané hráze se zabýval např. Singh a Scarlatoss (1989) ale pouze pro případ přelití. Obdobně odvodili analytické vztahy Říha a Daněček (1999), které jsou k nalezení v knize Jandora a Říha (2002). V této kapitole je níže uvedené řešení analytických

rovnice pro řešení míry eroze založené na změně uspořádání částic málo soudržných zemin, jelikož toto řešení je také testováno v SW AREBA (kap. 8.2 a kap. 8.3).

### 6.4.1 Analytické vztahy eroze pro málo soudržné a nesoudržné zeminy

Analytické řešení míry eroze založené na změně uspořádání částic málo soudržných zemin odvozené van Damme a Riteco (2017) a van Damme (2020). Průsak do tělesa hráze vlivem proudění vody průlomovým otvorem či průsakovou trubicí má stabilizační efekt na bezprostředně blízkou vrstvu zeminy uvnitř tělesa hráze. Průsak je funkcí vlastností zeminy, které lze popsat hydraulickou vodivostí zeminy. Při známých vlastnostech zeminy hráze (typ, míra zhutnění a vlhkost) lze popsat erozi nesoudržných zemin pomocí změny uspořádání částic uvnitř zeminy (Obr. 6.5) (van Damme a Riteco, 2017; van Damme, 2019; van Damme, 2020). Metoda byla odvozena na základě konstitutivních 1D rovnic hmotnostní a hybnostní bilance pro dilatanci vrstvy zeminy. Řešení je odvozeno pro zeminy do soudržnosti  $5000 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}$  a rychlosti proudění větší než  $1,5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ . Míra eroze je odvozena zvláště pro horizontální a vertikální směr. Pro šikmý svah nebyly vztahy dosud validovány z důvodu nedostatku změřených dat.



Obr. 6.5 Schéma porušení hráze ze soudržného materiálu pro případ přelítí (převzato a upraveno z van Damme, 2020)

#### - Eroze působící na dno průlomového otvoru a na stěny průsakové trubice

Složka proudění u dna a stěn  $u_{*d} = u_{*s}$  je aproximována smykovou rychlostí jako (Schierack, 2004)

$$u_{*d} = u_{*s} = \left(\frac{\tau}{\rho}\right)^{0.5}, \quad (6.182)$$

kde  $u_{*d}$  a  $u_{*s}$  jsou vertikální a horizontální složky rychlosti proudu. Integrací rovnice rovnováhy v  $y$ -ovém směru vyjádřený mírou přemístění na hranici rychlosti  $v_e$ . Rychlost míry přemístění materiálu  $v_e$  není známé, takže namísto přesného výpočtu je použita aproximace, která spočívá v určení intervalu hodnot, pro které se provedou výpočty, a následné volbě maximální hodnoty z příslušné křivky (Obr. 6.6) Implicitně je rychlost míry přemístění materiálu nastavena v rozmezí  $v_e = 0:0.1$ ; s dělením intervalu po 0.000001. V případě horizontální eroze je úhel

$\alpha_h = 0^\circ$  a v případě vertikální eroze je úhel  $\alpha_h$  roven sklonu svahů průlomového otvoru. V případě aproximace průlomového otvoru obdélníkem je úhel  $\alpha_h = 90^\circ$ .

Smykové napětí  $\tau_d$  na dno vypočítá ze vztahu (van Damme, 2020)

$$\tau_d = \tau - v_e \cdot (1 - n_{loose}) \cdot \rho_p \cdot u_{*s} - v_e \cdot n_{loose} \cdot \rho \cdot u_{*d}, \quad (6.183)$$

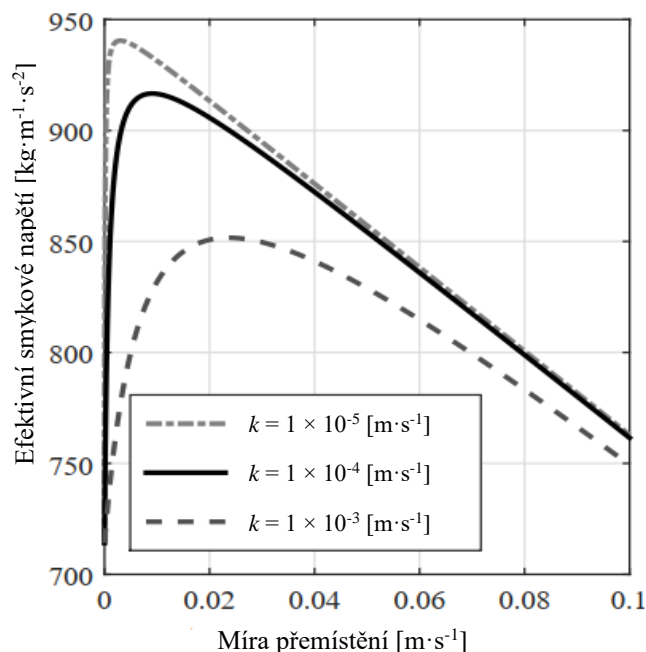
kde  $n_{loose}$  je pórovitost maximálně dilatovaného materiálu,  $\rho_p$  objemová hmotnost částic zeminy (typicky  $2650 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-3}$ ). Smykové napětí působící na dno je přenášen do hlubších vrstev materiálu (Obr. 6.5) vyjádřený Columbovým třením. Tento bod je zaznamenán hloubkou (van Damme, 2020)

$$d_e = \frac{|\tau_d + (\tau_d - \tau)| - c}{\tan \varphi \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot \cos \alpha_h + \gamma_s \cdot \sin \alpha_h + \tan \varphi \cdot \frac{\gamma \cdot v_e}{2 \cdot k} \cdot \frac{(n_{loose} - n)}{(1 - n_{loose})}}, \quad (6.184)$$

kde  $\gamma$  je měrná objemová hmotnost vody,  $\gamma_s$  měrná objemová hmotnost materiálu hráze,  $v$  je rychlost eroze (přemístění) ve směru osy  $y$ .

Pouze pro jednu rychlost míry přemístění vychází průměrná hloubka efektivního napětí a s tím spojené i maximální kritické smykové napětí (Obr. 6.6 a 6.7). Efektivní napětí  $\sigma'$  působící na stěny průsakové trubice a dno průlomového otvoru má největší vliv v hloubce  $d_e$  dané následujícím vztahem (van Damme, 2019)

$$\sigma' = -v_e \cdot d_e \cdot \left[ \frac{\gamma \cdot d_e}{3 \cdot k} \cdot \frac{(n_{loose} - n)}{(1 - n)} + \frac{1}{2} \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot \cos \alpha_h \right], \quad (6.185)$$



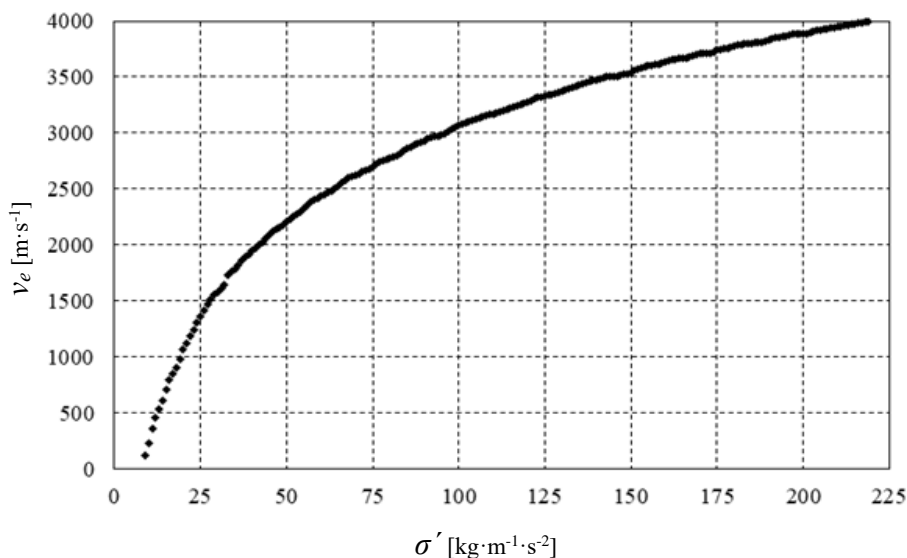
**Obr. 6.6 Průměrné efektivní napětí  $\sigma'$  jako funkce míry přemístění  $v$  pro  $\tau = 1 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}$ ,  $n = 0.37$ ,  $n_{loose} = 0.5$  a  $\phi = 35^\circ$  podle vztahů 6.22 a 6.23 (převzato a upraveno z van Damme, 2020)**

Míra eroze  $\varepsilon$  v závislosti na hloubce působení smykového napětí  $d_e$  je rovna maximální stabilní situaci zeminy při nejúčinnějším přenosu hybnosti (van Damme, 2020). Index maximálního efektivního napětí  $\sigma'$  se zjistí

$$[\sigma'_m, B_m] = \max f\{\sigma'\}, \quad (6.186)$$

kde hodnota maximálního efektivního napětí je  $\sigma'_m$  a jeho index  $B_m$ . Míra eroze je následně vyčíslena jako

$$\varepsilon = v_e(B_m). \quad (6.187)$$



Obr. 6.7 Míra eroze  $\varepsilon$  [ $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ ] v poměru k efektivnímu napětí  $\sigma'$

#### - Eroze působící na stěny průlomového otvoru

Rychlost míry přemístění materiálu  $v_e$  není v  $z$ -ovém směru známá, takže namísto přesného výpočtu je použita aproximace, která spočívá v určení intervalu hodnot, pro které se provedou výpočty, a následné volbě maximální hodnoty z příslušné křivky (Obr. 6.6). Implicitně je rychlost míry přemístění materiálu nastavena v rozmezí  $v_e = 0:0.1$ ; s dělením intervalu po 0.000001. Hranice minimální míry přemístění částic zeminy  $v_{min}$  se vypočítá (van Damme, 2020)

$$v_{min} = k \cdot \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \cdot \left( \frac{1 - n_{loose}}{n_{loose} - n} \right) \cdot \left( \frac{\cos \alpha_h}{\tan \varphi} - \sin \alpha_h \right), \quad (6.188)$$

Vertikální rychlost proudu u dna  $u_{*d} = u_{*s}$  jsou řešeny stejně jako u eroze horizontální podle vztahu 7.26. Integrací rovnice rovnováhy ve směru osy  $z$  vyjádřený mírou přemístění materiálu  $v_e$  na hranici se smykové napětí na stěnách vypočítá (van Damme, 2020)

$$\tau_d = \tau - (v_e + v_{min}) \cdot [(1 - n) \cdot \rho_p \cdot u_{*s} + n \cdot \rho_p \cdot u_{*s}], \quad (6.189)$$

kde  $\alpha_h$  je úhel sklonu svahu průlomového otvoru. Smykové napětí působící na kolmou stěnu je přenášeno do hlubších vrstev materiálu, vyjádřené Columbovým třením. Tento bod je zaznamenán hloubkou (van Damme, 2020)

$$d_e = \frac{|\tau_d + (\tau_d - \tau)| - c}{\tan \varphi \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot \cos \alpha_h + \gamma_s \cdot \sin \alpha_h + \tan \varphi \cdot \frac{\gamma \cdot v_e}{2 \cdot k} \cdot \frac{(n_{\text{loose}} - n)}{(1 - n_{\text{loose}})}}, \quad (6.190)$$

Pouze pro jednu rychlost míry přemístění, vychází průměrná hloubka efektivního napětí (smykového napětí) a s tím spojené i maximální kritické smykové napětí. Efektivní napětí  $\sigma'$  je největší při vzniku boční eroze v hloubce  $d_e$  dané následujícím vztahem (van Damme, 2020)

$$\sigma' = d_e \cdot \left[ \frac{\gamma \cdot v_e}{3 \cdot k} \cdot \frac{(n_{\text{loose}} - n)}{(1 - n)} + \frac{1}{2} \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot \sin \alpha_h \right], \quad (6.191)$$

V případě horizontální eroze je úhel  $\alpha_h = 0^\circ$  a v případě vertikální eroze je úhel  $\alpha_h = 90^\circ$ . Míra eroze  $\varepsilon$  v závislosti na hloubce působení  $d_e$  je rovna maximální stabilní situaci zeminy při nejúčinnějším přenosu hybnosti (van Damme, 2019). Index maximálního efektivního napětí  $\sigma'$  se zjistí

$$[\sigma'_m, B_m] = \max f \{ \sigma' \}, \quad (6.192)$$

kde hodnota maximálního efektivního napětí je  $\sigma'_m$  a jeho index  $B_m$ . Míra eroze závislá na hloubce působení je vyčíslena jako

$$\varepsilon = v_e(B_m). \quad (6.193)$$

Míra eroze v závislosti na směru působení do stran se vypočte dle předpisu (van Damme, 2019)

$$\varepsilon_2 = \begin{cases} 0 & \text{pokud } \alpha_h < \varphi \\ k \cdot \frac{1 - n}{(n - n_{\text{loose}}) \cdot \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma \cdot \cotan \varphi - \cotan \alpha_h}} & \text{pokud } \alpha_h > \varphi, \end{cases} \quad (6.194)$$

Celková míra eroze do stran  $\varepsilon_{\text{boky}}$  je potom dána součtem míry eroze závislé na hloubce působení  $\varepsilon$  a míry eroze v závislosti na směru působení  $\varepsilon_1$ , tedy

$$\varepsilon_{\text{boky}} = \varepsilon + \varepsilon_2. \quad (6.195)$$

#### - Eroze působící na šikmém povrchu (vzdušní svah)

Van Damme (2019) odvodil analytický model pro erozi šikmého svahu, avšak do dnešního dne nebyl tento model validován z důvodu nedostatku dat.

Rychlost míry přemístění materiálu  $v_e$  není známá, takže namísto přesného výpočtu je použita aproximace, která spočívá v určení intervalu hodnot, pro které se provedou výpočty, a následné volbě maximální hodnoty z příslušné křivky (Obr. 6.6). Implicitně je rychlost míry přemístění materiálu nastavena v rozmezí  $v_e = 0:0.1$ ; s dělením intervalu po 0.000001. Hranice minimální míry přemístění částic zeminy  $v_{\text{min}}$  na šikmém svahu se vypočítá (van Damme, 2020)

$$v_{\text{min}} = 2k \cdot \frac{\gamma_s}{\gamma} \cdot \left( \frac{1 - n_{\text{loose}}}{n_{\text{loose}} - n} \right) \cdot \sin \alpha_h, \quad (6.196)$$

Smykové napětí  $\tau_d$  na šikmém svahu se vypočítá z vztahu (van Damme, 2020)

$$\tau_d = (1 - n_{\text{loose}}) \cdot \rho_p \cdot u_{*d} + (n_{\text{loose}} - n) \cdot \rho_p \cdot u_{*d} + n_{\text{loose}} \cdot \rho \cdot u_{*s} - (n_{\text{loose}} - n) \cdot \rho \cdot u_{*s}, \quad (6.197)$$

Smykové napětí působící na šikmý svah je přenášen do hlubších vrstev materiálu, vyjádřený Columbovým třením. Tento bod je zaznamenán hloubkou (van Damme, 2020)

$$d_e = \frac{\tau - (v_e + v_{min}) \cdot \tau_d}{\tan \varphi \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot \cos \alpha_h + \frac{\gamma \cdot (v_e + v_{min})}{2 \cdot k} \cdot \frac{(n_{loose} - n)}{(1 - n_{loose})}}, \quad (6.198)$$

Efektivní napětí  $\sigma'$  působící na šikmém svahu má největší vliv v hloubce  $d_e$  dané následujícím vztahem (van Damme, 2019)

$$\sigma' = \tan \varphi d_e \cdot \left[ \frac{\gamma \cdot v_e}{3 \cdot k} \cdot \frac{(n_{loose} - n)}{(1 - n)} + \frac{1}{2} \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot \cos \alpha_h \right], \quad (6.199)$$

Míra eroze  $\varepsilon$  v závislosti na hloubce působení  $d_e$  je rovna maximální stabilní situaci zeminy při nejúčinnějším přenosu hybnosti (van Damme, 2019). Index maximálního efektivního napětí  $\sigma'$  se zjistí

$$[\sigma'_m, B_m] = \max f \{ \sigma' \}, \quad (6.200)$$

kde hodnota maximálního efektivního napětí je  $\sigma'_m$  a jeho index  $B_m$ . Míra eroze na šikmém svahu je vyčíslena jako

$$\varepsilon_{svah} = v_e(B_m) + v_{min}. \quad (6.201)$$

## 6.5 NUMERICKÉ MODELY

Numerické modely (přibližné řešení) lze dělit do dvou skupin. První skupina obsahuje modely zjednodušené na 1D úlohu. Druhá skupina obsahuje modely, které umožňují simulovat interakci mezi hydraulickými a erozními ději 2D popř. 3D (Kotaška a Říha, 2019). K jejich popisu využívají řídicích rovnic mechaniky kontinua. Modely vždy obsahují hydrodynamickou a erozně-transportní část. Přitom se využívá empirických rovnic obsahujících parametry odvozené z reálných protržení hrází nebo z experimentů.

Numerické metody spočívají v diskretizaci oblasti modelu na elementy o předem stanovené velikosti. Mezi numerické metody patří metoda konečných diferencí (MKD), metoda konečných prvků (MKP), metoda hraničních (povrchových) prvků (MHP), metoda konečných objemů (MKO) apod.

1D model odvozuje průtok průlomovým otvorem v zemní hrázi ze vztahu pro přepad přes širokou korunu, kdy je úloha formulována jako počáteční problém v neznámé funkci  $Q_b(t)$ . Řešeno je proudění v erozní rýze (v průlomovém otvoru) s využitím rovnic kontinuity a hybnosti (Morris, 2013). Erozní rýha se rozdělí na úseky oddělené jednotlivými příčnými profily kolmými na směr proudění. Transportní rovnice vychází z Exnerova vztahu (rovnice kontinuity), kdy změna tvaru je obvykle funkcí rychlosti proudění v průlomovém otvoru a erodibility příslušného materiálu. Průtočný průřez se aproximuje obdélníkem, lichoběžníkem, trojúhelníkem nebo je průřez tvarově proměnný. Stabilita svahů průlomového otvoru se posuzuje metodou mezní rovnováhy. Ve většině případů je použito modifikací metody konečných diferencí s využitím iteračních metod (Mohamed, 2002; Wang a Kahawita, 2002; van Damme a kol., 2012; Wu, 2013; Visser a kol. 2013; Morris a kol. 2021).

Do druhé skupiny patří CFD (Computational Fluid Dynamics) komplexní 2D popř. 3D modely simulující transport sedimentů, proudění vody a vzduchu. Uvedené modely mohou být nestabilní, nestabilita vyplývá ze změny režimu proudění při přelévání (říční, bystřinné) s diskontinuitami v místech singularit (laviček, objektů apod.) (Hu a Sueyoshi, 2010; Wu, 2010; Marsooli a Wu, 2014; Marsooli a Wu, 2015). Další velkou nevýhodou je výpočetní náročnost, kdy jedna simulace na běžném počítači trvá v řádech hodin či dnů.

V tabulce 6.5 je uvedený výčet modelů vycházející z článku Přehled metod modelování porušení zemních hrází (Kotaška a Říha, 2019), který byl doplněn o celou řadu dalších modelů. Tabulka 6.5 je rozdělena na tři sloupce obsahující vlastnosti modelu, a to geometrii porušení (diskretizace tvaru průlomového otvoru), hydrodynamiku (1D řešení přepadové rovnice, 1D řešení Saint-Venantových rovnic apod.) a na typ transportu sedimentů. Do současné doby bylo publikováno více jak 97 numerických modelů pro řešení protržení sypané hráze. Kompletní souhrn, pokud je autorovi práce známo, historického vývoje numerických modelů je uvedený v Tab. 6.5.

**Tab. 6.5 Přehled programových produktů pro simulaci porušení zemních hrází**

Model (rok)	Geometrie porušení	Hydrodynamika	Transport sedimentů
Cristofano (1965)	lichoběžník, konst. šířka dna a sklon vzdušního svahu	přepad přes širokou korunu	empirické vztahy
Harris a Wagner (1967)	parabolický tvar, konstantní sklon vzdušního svahu	přepad přes širokou korunu	modifikovaný vztah dle Schoklitsche
DAMBRK (Fread, 1977)	obdélník, trojúhelník, lichoběžník;	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem	lineární eroze
BRDAM (Brown a Rogeers, 1981)	parabolický tvar, konstantní sklon vzdušního svahu	přepad při přelévání koruny, výtok otvorem pro vnitřní erozi	modifikovaný vztah dle Schoklitsche
Ponce a Tsivoglou (1981)	tvar a vývoj závisí na výšce přepadového paprsku	nerovnoměrné ustálené proudění St. Venantovy rovnice	Meyer-Peter a Müller
Lou (1981)	tvar a vývoj závisí na výšce přepadového paprsku	nerovnoměrné proudění St. Venantovy rovnice	DuBoy a Einstein
Nogueira (1984)	tvar a vývoj závisí na výšce přepadového paprsku	nerovnoměrné proudění St. Venantovy rovnice	Meyer-Peter a Müller
SMPDBK (Wetmore and Fread, 1984)	obdélník	přepad přes širokou korunu	–
EMBank (Chen a Anderson, 1986)	obecný tvar	přepad přes širokou korunu	DuBoys a Shieldsův diagram
Fujita a Tamura (1987)	trojúhelník nad hladinou vody a	přepad přes širokou korunu	odhad za předpokladu, že čára energie klesá



## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Model (rok)	Geometrie porušení	Hydrodynamika	Transport sedimentů
	lichoběžník pod hladinou vody		pouze vlivem transportu sedimentu
BREACH (Fread, 1988)	obdélník a lichoběžník, piping	přepad přes širokou korunu	Smart
BEED (Singh a Scarlatos, 1989)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu	Einstein-Brown, Meyer-Peter a Müller
Giuseppetti a Molinaro (1989)	trojúhelník	přepad přes širokou korunu	Engelund a Smart
Havnø a kol. (1989)	lichoběžník	–	Engelund a Hansen, Meyer-Peter a Müller
Bechteler a Broich (1991)	tvar je proměnný v čase	přepad přes širokou korunu	Meyer-Peter a Müller, Smart
Tingsanchali a Hoai (1993)	obecný tvar	přepad přes širokou korunu	Meyer-Peter a Müller
Sites (NRCS, 1997)	tři stádia poruchy: 1) porucha krycí vrstvy, 2) formace nátrže na vzdušné straně, 3) eroze vzdušné strany	–	1) a 2) oddělený model, 3) disipace energie
ED Breach (Loukola a Huokuna, 1998)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu	Meyer-Peter a Müller
NWS FLDWAV (Fread a Lewis, 1998)	obdélník	přepad přes širokou korunu	–
BRES (Visser, 1998)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu	Engelund a Hansen, Van Rijn a Bagnold-Visser
Peviani (1999)	lichoběžník	1D rovnice mělkého proudu	Di Silvio a Peviani
PCFLOW2D (Četina, 1999)	obecný tvar	hybnostní rovnice a rovnice kontinuity	–
ANAL (Říha a Daněček, 2000)	obdélník	analytické řešení	upravený Exnerův vztah
Tingsanchali a Chinnarasri (2001)	–	1D rovnice mělkého proudu	rovnice transportu sediment
RESCDAM (Huokuna, 2001)	lichoběžník, kruh	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem	Meyer-Peter a Müller
NATRZ (Jandora a Říha, 2002)	trojúhelník, lichoběžník, obdélník	přepad přes širokou korunu	Modifikovaný Singhův 1D model, eroze pomocí empirických součinitelů
NCP – Breach (Coleman a kol., 2002)	parabolický tvar	přepad přes širokou korunu	empirický vztah

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Model (rok)	Geometrie porušení	Hydrodynamika	Transport sedimentů
RUPRO (Paquier, 2002)	kruhový, popř. obdélníkový tvar trubice, piping	Bernoulliho rovnice	Meyer-Peter and Müller
ERODE (Marche a Fuamba, 2002)	obecný tvar	rovnice mělkého proudu	–
HR BREACH (Mohamed, 2002)	mění se v čase, závislé na erozi zeminy	přepad přes širokou korunu jezu, 1D ustálené nerovnoměrné proudění, výtok otvorem (piping)	Yang, Visser pro soudržné a nesoudržné zeminy
FIREBIRD (Wang a Kahawita, 2002)	lichoběžník	nerovnoměrné proudění St. Venantovy rovnice	rovnice transportu sedimentu nebo míra erodovatelnosti
Verheij-van der Knaap (Verheij a kol., 1997; Verheij, 2003; van Hoestenbergha a kol. 2010b a Hoestenbergha a kol. 2010c)	obdélník	přepad přes širokou korunu	Boční eroze na základě polofyzikálního porovnání, jehož parametry byly odvozené ze skutečných případů porušení hrází převážně v Nizozemsku
Rozov (2003)	obdélník	přepad přes širokou korunu	transport sedimentu jako funkce rychlosti proudu a hloubky
DaveF (Froehlich, 2004)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	WEPP a USDA
RoDaB (Franca a Almeida, 2004)	–	přepad přes širokou korunu	transport sedimentu jako funkce rychlosti proudu
Kraus a Hayashi (2005)	obdélník	1D Keuleganova rovnice	empirické rovnice
DEICH_A (Broich, 2005)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu	Meyer-Peter a Müller
DEICH_N1 (Broich, 2005)	obecný tvar	1D rovnice mělkého proudu	různé rovnice popisující transport sedimentu
DEICH_N2 (Broich, 2005)	tvar určen difuzní metodou	2D rovnice mělkého proudu	různé rovnice popisující transport sedimentu
WinDAM A /SIMBA (Hanson a kol., 2005)	obdélník, lichoběžník	přepad přes širokou korunu	parametrické rovnice pro vývoj eroze u paty hráze a její postup po vzdušné straně
DamBreach (Wang a Bowles ,	–	3D rovnice mělkého proudu	–

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Model (rok)	Geometrie porušení	Hydrodynamika	Transport sedimentů
2006a Wang a Bowles , 2006b)			
D'Eliso (2007)	obdélník s přechodem v lichoběžník	přelití vlnou nebo přelévání koruny – Bernoulliho rovnice	–
Faeh (2007)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	rovnice pro odnos materiálu a pro suspenzi
BREADA (Zagonjoli, 2007)	trojúhelník, lichoběžník	přepad přes širokou korunu	různé empirické rovnice popisující transport sedimentu
Macchione Breach (Macchione, 2008 b; Macchione a Rino, 2008 c; VAW, 2011)	lichoběžník, trojúhelník	přepad přes širokou korunu	transport sedimentu jako funkce smykového napětí
Roelvink a kol. (2009)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu s vlivem vln	Soulsby
WinDAM B (Visser a kol., 2010)	obdélník, lichoběžník	přepad přes širokou korunu	parametrické rovnice pro vývoj eroze u paty hráze a její postup po vzdušné straně
MIKE-11 (2011)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem pro vnitřní erozi	Engelund a Hansen
DL Breach 2D (Wu, 2010 a 2012)	obecný tvar	rovnice mělkého proudu	–
Hu a Sueyoshi (2010)	obecný tvar	multi-fázový průtok řešený na ortogonální síti	CIP a MPS metoda
Xia a kol. (2010)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	rovnice pro odnos materiálu
DABA (Chang a kol., 2010)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem	rovnice pro odnos materiálu pomocí transportních sil
Belikov a kol. (2010)	–	–	diferenciální rovnice popisující transport sedimentu změnou výšky dna průlomového otvoru
Swartenbroekx a kol. (2010)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	rovnice pro odnos materiálu pomocí transportních sil

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Model (rok)	Geometrie porušení	Hydrodynamika	Transport sedimentů
Li a kol. (2010)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	empirické rovnice popisující odnos materiálu
HydroCAD 10 (2011)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu	–
Cao a kol. (2011)	závisí na erozi zeminy	rovnice mělkého proudu	rovnice pro odnos materiálu pomocí transportních sil
EMBREA (Mohamed, 2002; Morris, 2011; Davidson a kol., 2013)	kruh, lichoběžník	přepad přes širokou korunu, 1D rovnoměrné proudění po sekcích, kompozitní hráze	Yang, Visser, Hanson apod. pro soudržné a nesoudržné zeminy, zpětná eroze po blocích
AREBA (van Damme a kol., 2012)	kruh, lichoběžník	přepad přes širokou korunu	různé rovnice popisující odnos materiálu
BASEMENT (ETH_Zurich, 2012)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	empirické vztahy pro sedimenty, advektivně difuzní rovnice pro suspenzi
Nourani a kol. (2013)	lichoběžník	Neuronová síť ANN	empirické rovnice
Mizutani a kol. (2013)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	nerovnoměrný model transportu sedimentu
DL Breach Simplified (Wu, 2013)	obdélník, trojúhelník, lichoběžník	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem pro vnitřní erozi	rovnice pro nerovnoměrný transport sedimentu
Volna (Volna, 2013)	obecný tvar	přepad přes širokou korunu, 1D rovnoměrné proudění	–
WinDAM C (Visser a kol. 2013)	obdélník, lichoběžník, obdélník pro průsakovou trubici	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem	energetický a zátěžový model zpětné eroze po blocích, eroze opevněného povrchu
Rosatti a Begnudelli (2013)	obecný tvar	rovnice mělkého proudu	rovnice pro odnos materiálu pomocí transportních sil
Capart (2013)	obdélník	analytické řešení	–
Juez a kol. (2013), Juez a kol. (2014)	obecný tvar	Saint-Venantovi rovnice a rovnice mělkého proudu	10 různých rovnic popisující erozi
Swartenbroekx a kol. (2013)	mění se v čase, závislé na erozi zeminy	rovnice mělkého proudu	rovnice pro odnos materiálu pomocí transportních sil

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Model (rok)	Geometrie porušení	Hydrodynamika	Transport sedimentů
Tsakiris a Spiliotis (2013)	parabola	polo-analytické řešení	–
Kesserwani a kol. (2014)	obecný tvar	rovnice mělkého proudu	empirické rovnice popisující odnos materiálu
Razavitoosi a kol. (2014)	obecný tvar	zjednodušené Navier-Stokesovy rovnice (Newtonovo a neNewtonovo proudění kapaliny)	–
Guan a kol. (2014)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	rovnice pro odnos materiálu pomocí transportních sil
DB-IWHR (Wang a kol., 2015)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu	empirické rovnice popisující odnos materiálu
Marsooli a Wu (2015)	obecný tvar	Navier-Stokesovy rovnice	metoda konečných objemů a objemu kapaliny
Alhasan a kol. (2016)	obdélník	přepad přes širokou korunu	empirické rovnice
Abderrezzak a kol. (2016)	obecný tvar	rovnice mělkého proudu	metoda konečných objemů
Cantero-Chinchilla a kol. (2016)	obecný tvar	Saint-Venantovi rovnice a rovnice momentové pro vertikální směr	rovnice pro odnos materiálu pomocí transportních sil a suspendované kapaliny
Zhao, (2016)	lichoběžník, obdélník	přepad přes širokou korunu	erozní rovnice a transport sedimentu
Cristo a kol. (2016), Cristo a kol. (2018)	obecný tvar	rovnice mělkého proudu	rovnice pro odnos materiálu pomocí transportních sil
Zhong a kol. (2017)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu	rovnice pro nerovnoměrný transport sedimentu soudržný materiál
Zhong Xing HY-21 (Juliastuti a Setyandito, 2017)	lichoběžník, obdélník	2D rovnice zákona zachování hmotnosti a energie	–
Rotunno a kol. (2017)	kruh	3D formulace vývoje zpětné eroze	–
AREBA (van Damme a Riteco, 2017; van Damme, 2020)	kruh, obdélník	přepad přes širokou korunu	empirické rovnice, analytické rovnice popisující odnos materiálu pomocí dilatace v zemině

## Metody řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze

Model (rok)	Geometrie porušení	Hydrodynamika	Transport sedimentů
Zhong a kol. (2018)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu	rovnice pro nerovnoměrný transport sedimentu
Peter a kol. (2018)	parabola	přepad přes širokou korunu	empirické rovnice popisující odnos materiálu
McBreach (Goodell, 2019)	kruh, obdélník, lichoběžník	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem – piping	empirické rovnice popisující odnos materiálu
Chen a kol. (2019)	otvor je v horní polovině kruh a dolní polovina obdélník	výtok otvorem – piping	empirické rovnice popisující odnos materiálu
NHRI-DB (Zhong a kol. 2019)	lichoběžník	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem – piping	erozní rovnice a transport sedimentu
Yan a kol. (2019)	obecný tvar	generální rovnice mělkého proudu	totální transport písčitého materiálu vztažený ke sklonu svahu
AREBA – Cascade (Stoyanova a Coomb, 2019)	kruh, obdélník	přepad přes širokou korunu	empirické rovnice, analytické rovnice popisující odnos materiálu pomocí dilatance v zemině
Dazzi a kol. (2019)	obecný tvar	2D rovnice mělkého proudu	empirické rovnice popisující odnos materiálu
EMBREA MUD (Petkovšek a kol., 2020)	kruh, lichoběžník	přepad přes širokou korunu, 1D rovnoměrné proudění po sekcích, kompozitní hráze	erozní rovnice proudění vody, suspendované látky
DAMSBREACH (Zhou a kol., 2020)	lichoběžník	Saint-Venantovy rovnice	hyperbolický model
Cao a Nielsen (2021)	obecný tvar	plastický model průtoku	hyperelastický model
OvaBreach (Morris a Courivaud, 2021)	kruh, obdélník	přepad přes širokou korunu, výtok otvorem – piping	–
<b>AREBA modified (2023)</b>	<b>kruh, obdélník</b>	<b>přepad přes širokou korunu, výtok otvorem – piping</b>	<b>erozní rovnice</b>

Matematický popis děje protržení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze využívá řídicích diferenciálních rovnic proudění a zákona zachování hmotnosti pro simulování proudění

a vývoje průsakové trubice či průlomového otvoru a transportu sedimentu. Jsou založeny na reálném pozorování poruchy a na představách průběhu jednotlivých fází poruchy. Jelikož je průběh poruchy sypané hráze časově závislý, proto jsou modely porušení sypaných hrází sestavovány jako dynamické. Dále jsou modely porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze rozděleny do dvou skupin, a to deterministických (funkce v modelu jsou deterministické či nenáhodné veličiny či funkce) nebo stochastických (alespoň jedna proměnná či funkce v modelu je náhodná veličina či funkce (Hodák a Jandora, 2004).

### **6.5.1 Vybrané SW pro simulaci porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze**

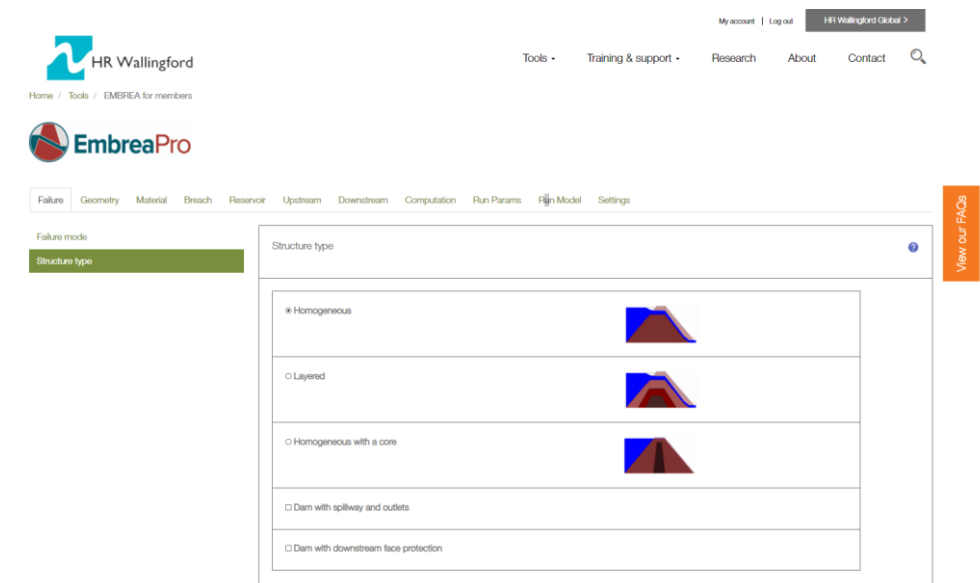
Dostupné SW pro simulaci porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze zemin obsahují hydraulické a transportní moduly. Ty jsou založeny na četných předpokladech, využívají často empiricky získané vztahy a příslušné vstupní parametry. SW zohledňují celou řadu faktorů a jevů, které mají co nejpřiléhavěji predikovat vznik a vývoj průsakové cesty a průlomového otvoru a odvodit hydrogram průlomového průtoku v profilu hráze. Některé programy umožňují provedení citlivostní analýzy vstupních parametrů, popř. stochastické modelování.

S cílem doporučit vhodný SW pro praktické výpočty řešící porušení sypané hráze vnitřní erozí v rádech sekund či minut byla vytvořena pod vedením Electricité de France (EDF) a HR Wallingford pracovní skupina Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation, v níž jsou zastoupeni odborníci ze zainteresovaných zemí včetně ČR. Skupina je zaměřena na porovnání SW pro simulaci porušení hrází vnitřní erozí a na jeho celkové zhodnocení na základě souladu vypočtených charakteristik a dat získaných z laboratorních a polních měření. Autor dizertační práce je členem této pracovní skupiny. Pro porovnání byly vybrány SW EMBREA (Mohamed, 2002; Morris, 2011; Morris, 2021), DL Breach (Wu, 2016 a; Wu, 2016 b), WinDAM C (Visser a kol., 2013), RUPRO (Paquier, 2002), OvaBreach (Morris, 2021) a AREBA (van Damme a kol. 2012, van Damme, 2019; van Damme, 2020). SW pro testování byly vybrány na základě zkušenosti z Dam Safety Interest Group (DSIG, 2017) v roce 2017 a předešlých verzí SW pro simulaci porušení sypaných hrází přelitím, rychlosti výpočtu, dostupnosti SW, existence uživatelské podpory a manuálů (Morris a Courivaud, 2021). Níže jsou podrobněji popsány vybrané SW pro porovnání:

#### **6.5.1.1 EMBREA**

SW EMBREA (EMbankment BREach Analysis) byl vyvinut společností HR Wallingford, je nástupcem SW HR Breach. SW byl vyvinut k řešení porušení homogenních a nehomogenních hrází (zonálních, s vnitřním těsněním) ze soudržných a nesoudržných materiálů. SW EMBREA umožňuje zohlednit porušení krycích vrstev (opevnění, vegetace apod.). Odtok z nádrže funkčními objekty je modelován hydraulickým výpočtem, paralelně probíhá výpočet transformace odtoku nádrží. Potrubí průsakové trubice se uvažuje kruhové. Zřícení stropu (nadloží) průsakové trubice se simuluje na základě pevnostních charakteristik zeminy nad trubicí. Na zřícení nadloží navazuje simulace porušení přelitím. Při přelití je průlomový otvor

rozšiřován nejvíce v dolní polovině otvoru, kde vzniká větší namáhání stěn a dna průlomového otvoru při proudění vody. Po ztrátě stability stěn průlomového otvoru je simulováno jejich usmýknutí a sesunutí materiálu do průlomového otvoru. Model umožňuje zadání různé erodibility jednotlivých zón hráze (Obr. 6.7). SW EMBREA byl ověřen na 4 skutečných poruchách hrází, na 7 polních a 18 laboratorních experimentech (Mohamed 2002; Morris 2013). Tento model byl zvolen Dam Safety Interest Group (DSIG, 2017) jako jeden z modelů, který kvalitně predikuje porušení hrází přelitím. SW je volně přístupný online na stránkách HR Wallingford ve velmi omezené verzi (pouze homogenní hráz, omezená volba metody výpočtu atd.). Za poplatek pak v kompletní verzi.



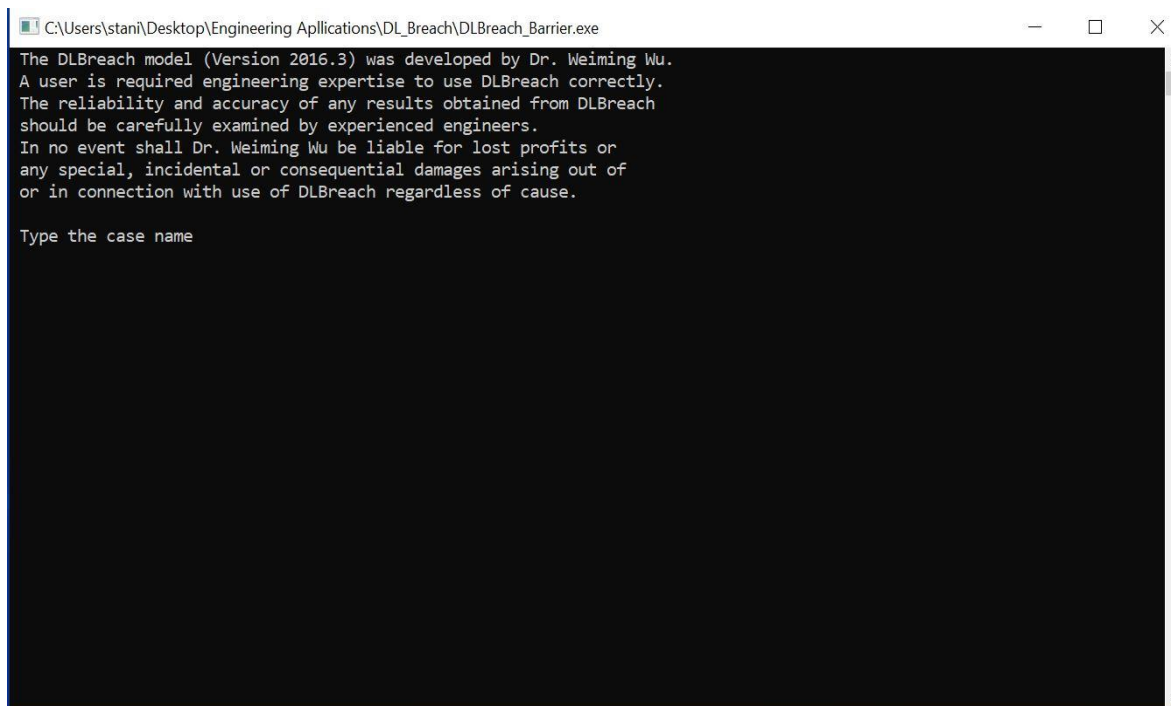
Obr. 6.7 Grafické uživatelské rozhraní EMBREA

### 6.5.1.2 DL Breach

SW DL Breach (Dam/Levee Breach) byl vyvinut doktorem Wu (2013) na Clarkson University, USA. SW umožňuje řešení porušení homogenních a nehomogenních násypů ze soudržných a nesoudržných materiálů, např. zonálních hrází a hrází s vnitřním těsněním. Lze rovněž zohlednit opevnění svahů hráze (vegetací apod.). Odtok z nádrže je stanoven na základě hydraulického výpočtu transformace nádrže. Tvar průsakového otvoru je idealizován obdélníkem se svislými stěnami. Provalení stropu průsakové trubice je dáno stabilitou jejího nadloží a je dáno pevnostními charakteristikami zeminy. Po zřícení stropu (nadloží) trubice je proveden modelový propad koruny hráze odpovídající objemu materiálu oderodovaného trubicí. Aby nedošlo k zastavení průtoku průlomovým otvorem v důsledku zavalení průsakové trubice, je vytvořen virtuální prostor, kam je přesunut materiál ze zřícení nadloží průsakové trubice a jeho objem je postupně odnášen na základě překročení kritického smykového napětí. Po oderodování materiálu z virtuálního prostoru, započne výpočet dalšího rozšiřování průlomového otvoru přelitím. SW DL Breach byl ověřen na 50 případových studiích skutečných poruch hrází a polních pokusech provedených v rámci projektu IMPACT. Přesnost predikce průlomového průtoku byla 98 %, šířky průlomového otvoru 80 % a času porušení



69 % (Wu, 2016 a). SW je volně šiřitelný a lze jej stáhnout na stránkách Clarkson University. Zajímavou funkcí je modelování přelítí pomocí větrových vln a možnost připočítat vliv větru při porušení. Nevýhodou SW je příprava dat v textovém editoru (Wu, 2016 b) a spuštění výpočtu z příkazového řádku (Obr. 6.8). Výsledky se ukládají do souboru txt. Omezením je také zjednodušená geometrie průlomového otvoru (lichoběžník). SW DL Breach byl nově implementován do SW HEC-RAS 6.0.0, a vyšší (Brunner, 2022).



```
C:\Users\stani\Desktop\Engineering Applications\DL_Breach\DLBreach_Barrier.exe
The DLBreach model (Version 2016.3) was developed by Dr. Weiming Wu.
A user is required engineering expertise to use DLBreach correctly.
The reliability and accuracy of any results obtained from DLBreach
should be carefully examined by experienced engineers.
In no event shall Dr. Weiming Wu be liable for lost profits or
any special, incidental or consequential damages arising out of
or in connection with use of DLBreach regardless of cause.

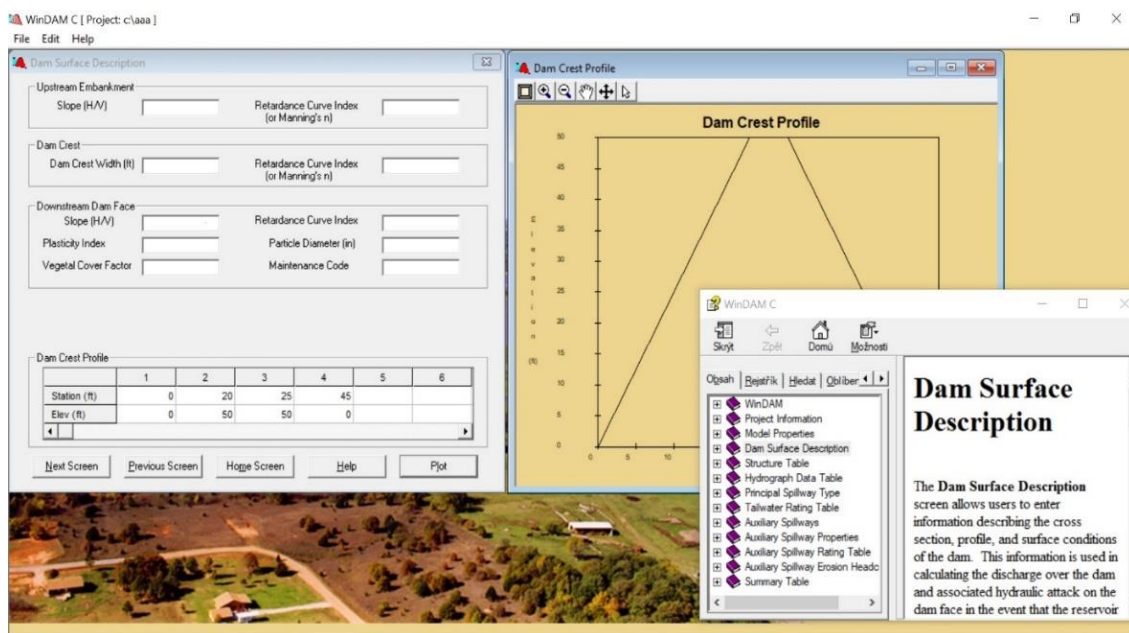
Type the case name
```

**Obr. 6.8 Grafické uživatelské rozhraní DL Breach**

### 6.5.1.3 WinDAM C

SW Dam Analysis Modules C (Windows Dam Analysis Modules C) založený na systému Windows (WinDAM) byl vyvinut společností USDA Agricultural Research Service ve spolupráci s USDA Natural Resources Conservation Service a Kansas State University. Tento SW vychází z předešlé verze SIMBA. SW umožňuje řešit porušení homogenních násypů ze soudržných a nesoudržných materiálů. Odtok z nádrže je řízen až třemi funkčními objekty a nouzovým přelivem, u kterého může vzniknout eroze při patě hráze. Výpočet bere v úvahu rovněž možnost zahlcení funkčních objektů dolní vodou na vzdušné straně hráze a zmenšení jejich kapacity. Při řešení vnitřní eroze je příčný průřez průsakové trubice uvažován čtvercový. Pokud dojde k překročení kritického smykového napětí na svahu u vzdušné paty hráze v místě výtoku vody z průsakové trubice, je zahájena simulace zpětné eroze od paty hráze propagující se proti proudu v místě průsakové trubice tzv. zpětné eroze po blocích. Ke zřícení stropu (nadloží) průsakové trubice dojde, pokud strop průsakové trubice dosáhne koruny hráze nebo pokud je šířka otvoru větší než dvojnásobek výšky nadloží trubice. Následně výpočet přejde na zpětnou erozi po blocích při přelítí. SW WinDAM C byl validován na experimentech provedených v rámci laboratoře USDA-HERU. Dále byl validován na experimentech

USDA – ARS (Visser a kol. 2015). Tento model byl testován v rámci pracovní skupiny DSIG (2017), protože je vhodný rovněž pro predikci porušení hrází přelítím. Výhodou SW je příjemné uživatelské prostředí doplněné manuálem (Obr. 6.9). Nevýhodou je použití imperiálních jednotek a simulace zpětné eroze po blocích, kterou nelze na rozdíl od ostatních SW zaměnit za výpočet povrchové eroze. SW je volně šiřitelný a je možné jej stáhnout na stránkách USDA (2020). V současné době je vyvíjen SW WinDAM D, který umožní výpočet porušení hrází sypaných v jednotlivých vrstvách s různými vlastnostmi a WinDAM E zahrnující vnitřní těsnicí jádro (Visser a kol. 2015).

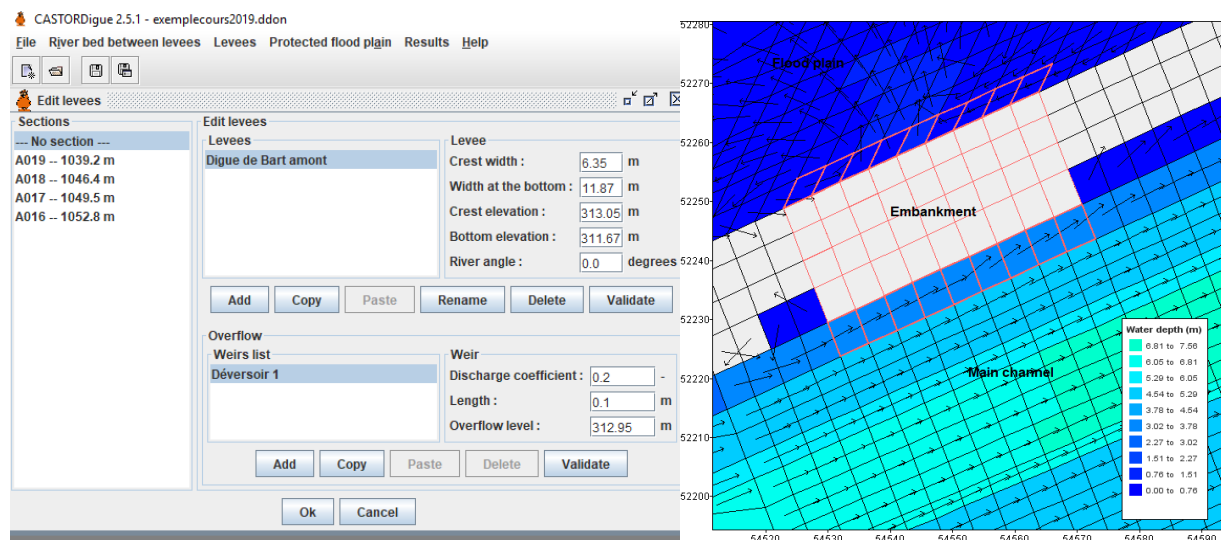


Obr. 6.9 Grafické uživatelské rozhraní WinDAM C

#### 6.5.1.4 RUPRO

SW RUPRO založený na programu RUBAR20 byl vyvinut společností Cemagref (IRSTEA) v rámci projektu IMPACT. SW RUBAR20 původně sloužil pro výpočet 2D mělkého proudu při průchodu průlomové vlny pod vodním dílem, ale v roce 2004 byl doplněn modulem RUPRO pro výpočet porušení homogenních hrází ze soudržných a nesoudržných materiálů. Tvar tělesa hráze je v programu zadán pomocí digitálního modelu terénu. Při řešení vnitřní eroze je příčný průřez průsakové trubice uvažován kruhový. Odnos materiálu je rovnoměrný po celém obvodu průsakové trubice, dokud není dosaženo podloží případně materiálu, u kterého není uvažována eroze. Pokud otvor dosáhne 2/3 výšky hráze, dojde ke zřícení nadloží průsakové trubice a výpočet přechází na porušení přelítím v obdélníkovém průlomovém otvoru. SW RUPRO byl validován v rámci projektu IMPACT a s využitím dat z experimentů (Paquier a kol. 1997; Paquier 2002). SW je vhodný primárně pro simulaci 2D proudění v korytě a inundačním území (Obr. 6.10). Implementovaný modul porušení sypaných hrází zahrnuje řadu zjednodušujících předpokladů. Nevýhodou jsou moduly, ve kterých je třeba vytvářet vstupní data do modulu RUBAR20. SW prostředí je uživatelsky nepřívětivé, vyžaduje alespoň základní znalost francouzského jazyka. SW RUBAR20 je vlastnictvím firmy Cemagref a je možné o něj požádat

vývojáře SW. Pro účely testování byl SW poskytnut bezúplatně. Licence se uděluje na dobu 10 let (IRSTEA 2019).



**Obr. 6.10 Grafické uživatelské rozhraní RUPRO – vlevo pohled na hráz**

### 6.5.1.5 OvaBreach

SW OvaBreach vyvíjí Stoyanova z ARUP (Morris, 2021). SW byl v průběhu psaní disertační práce vyvíjen a testován a nejsou o něm známy žádné relevantní informace pouze to, že ho lze použít pro simulace porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze jak homogenních, tak zonálních s vnitřním jádrovým těsněním.

### 6.5.1.6 AREBA

SW AREBA (A Rapid Embankment Breach Analysis) byl vyvinut v roce 2012 v TU Delft ve spolupráci na evropském projektu IMPACT (van Damme a kol., 2012). V roce 2014 byl vývoj SW AREBA převzat HR Wallingford (Obr. 6.11). SW AREBA se od té doby rozdělil na komerční SW distribuovaný společností HR Wallingford a nekomerční vyvíjený univerzitou TU Delft (Obr. 6.12). AREBA slouží pro výpočet porušení homogenních hrází ze soudržných a nesoudržných materiálů. Batygrafie nádrže je aproximována kvádrem charakterizovanou maximálním objemem a kótou hladiny v nádrži. Přítok do nádrže se uvažuje konstantní. Příčný průřez průsakové trubice je definován kruhový. Metoda výpočtu zřícení stropu nadloží průsakové trubice je převzata ze SW HR BREACH (Mohamed, 2002). Zřícení stropu se vyhodnocuje na základě pevnostních charakteristik zeminy (soudržnost, úhel vnitřního tření). Po zřícení stropu se předpokládá pokles koruny hráze o objem potřebný k naplnění poloviny průsakové trubice materiálem z nadloží. Výpočet pak přechází na porušení při přelížení v obdélníkovém průlomovém otvoru. Je zde možnost volby výpočtu soudržných zemín pomocí zpětné eroze po blocích.



**Obr. 6.11 Grafické uživatelské rozhraní AREBA HRW**

SW AREBA byl validován na experimentech provedených v rámci IMPACT projektu (van Damme a kol., 2012). SW byl zvolen DSIG (2017) jako vhodný pro rychlou a zjednodušenou predikci porušení hrází přelítím. Nevýhodou je značné zjednodušení porušení sypané hráze (původní model obsahuje zjednodušený výpočet transformace nádrže – definovaný jako kvádr, přítok do nádrže a odtok z nádrže funkčními objekty se zadává konstantní). SW AREBA je soukromý ve vlastnictví HR Wallingford (HRW) a je možné o něj požádat vlastníka. Pro účely testování byl SW poskytnut zdarma. Licence je poskytnuta na vyžádání, případně je v nabídce 30denní zkušební verze, na které ale nelze výpočet provádět. Druhá nekomerční verze je upravený SW AREBA TUD vyvíjený na univerzitě TU Delft, který je dále v textu označován jako SW AREBA. Vývojářem je van Damme. Kód modelu je napsán v prostředí MATLAB. SW původní verzi obsahuje zjednodušenou transformaci nádrže, která se zadává průběhem úrovně hladiny v čase. Odtok z funkčních objektů se zadává průtokem v čase. V roce 2018 byly zapracovány do SW AREBA analytické vztahy eroze (van Damme a Riteco, 2017; van Damme, 2020) pro zeminy s možností dilatance. SW doposud nebyl validován na reálných příkladech protržení v důsledku vnitřní eroze.

```

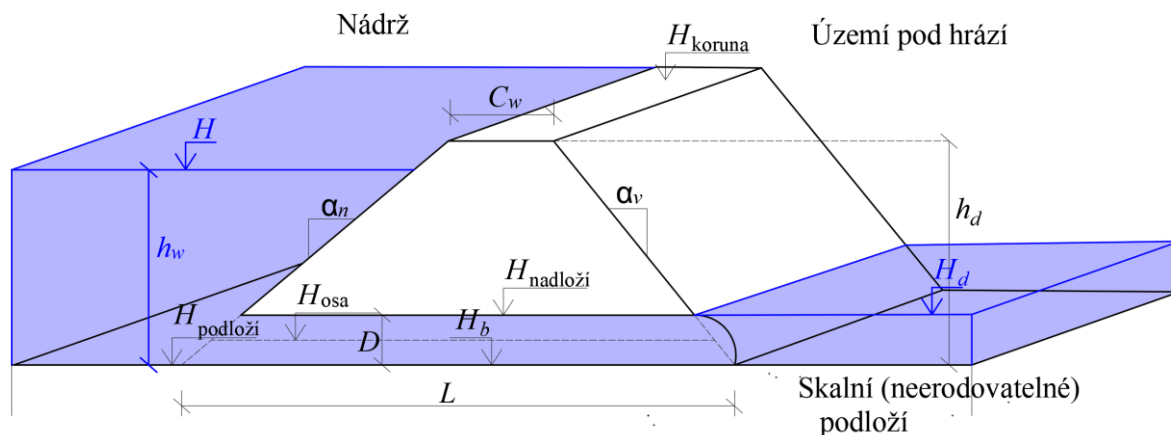
1 - %%%
2 - clear all
3 - close all
4 - %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
5 - %
6 - % AREBA-TUD
7 - %
8 - %%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
9 - %
10 -
11 - %% input data
12 - grassmode=0; %! means that the grass failure is taken into account
13 - count=0;
14 -
15 - mechanism =3; %! means surface erosion 2: headcut 3: piping
16 -
17 - %Input data reservoir
18 - tno = 11;
19 - BCs(1,1:tno)=zeros(1,11); % discharge into reservoir in m3/s
20 - BCs(2,1:tno)=[0:2000:20000]; % Start time of discharge into reservoir
21 - BCs(3,1:tno)=zeros(1,11); % discharge out of reservoir (excluding breach or overflow) in m3/s
22 - BCs(4,1:tno)=[0:2000:20000]; % Time series of discharge out of reservoir
23 - %BCs(5,1:tno)=[1.9 2.5 3.5 3.9 3.95 4 1.9 4.8 3 2 0]; % water level reservoir in m
24 - BCs(5,1:tno)=[4.3 4.3 4.3 4.3 4.3 4.3 4.3 4.3 4.3 4.3]; % water level reservoir in m
25 - BCs(6,1:tno)=[0 1000 5000 8000 12000 14000 14500 14800 15800 17500 20000]; % Time series of water level in reservoir
26 - BCs(7,1:tno) =zeros(1,11); % downstream water level
27 - BCs(8,1:tno) = [0:2000:20000]; % Time series of downstream water level
28 - BCs(9,1)=1000000; % surface area reservoir m^2
29 - BCs(10,1) = 200000000000; % Surface area polder m2
30 -
31 - %embankment geometry Main embankment
32 - Geom(1)=4.4; % initial crest height in m
33 - Geom(2)=2.9; %Crest width
34 - Geom(3)=1.35; % Outwards slope 1:....
35 - Geom(4)=1.35; % Landside slope 1:....
36 - Geom(5)= 100; %Crest length
37 -
38 - % Breach parameters
39 - Breach(1)=1.5; %Initial breach width in m
40 - Breach(2)=0.2; %Initial breach depth in m
41 - Breach(3)= 0.5; %Initial level of the pipe in m
42 - Breach(4)= 0.1; %Initial diameter of the pipe in m

```

Obr. 6.12 Grafické uživatelské rozhraní AREBA TUD

**Matematický popis SW AREBA**

SW AREBA řeší porušení sypané hráze vnitřní erozí s následným přelitím koruny hráze. Matematický popis řešení vnitřní eroze SW AREBA vychází ze vztahu pro výtok otvorem a přepadu přes širokou korunu. Úloha je formulována 1D v neznámé funkci  $Q_b(t)$ . Jedná se o zjednodušený popis děje pro rychlý výpočet a predikci hydrogramu průlomové vlny (Obr. 6.13). Z hlediska délky a vzhledem k tomu, že je tato disertační práce zaměřená primárně na vnitřní erozi, v této kapitole není popsáno řešení porušení sypané hráze zpětnou erozí po blocích a řešení travnatého povrchu v případě přelití, které jsou podrobně popsány v manuálu van Damme (2012). Následný popis je zapsán v diferencním tvaru řešení.



Obr. 6.13 Schéma a značení veličin pro popis porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze

**- Výpočet průtoku**

Výpočet je řešen v časovém kroku  $\Delta t$ , počátek řešení je v čase  $t_0 = 0$  s.

- **Funkční objekty**

Průtok funkčními objekty v SW AREBA je vyjádřen pomocí průtokové časové řady  $Q=f\{t\}$ , která popisuje změnu odtoku funkčními objekty v čase jednotnou hodnotou, která je rovna součtu průtoků všech funkčních objektů. Průtok funkčními objekty v čase se musí zadat pro celou délku simulace.

- **Úroveň hladiny v nádrži**

Pro stanovení úrovně hladiny v nádrži využívá SW AREBA vodohospodářské řešení nádrže, kdy nádrž je půdorysně zjednodušená na jednotnou plochu  $A_s$ . Změna úrovně hladiny v nádrži se spočítá ze vztahu (5.1). Uvažuje se s přítokem do nádrže. Pro numerické řešení rovnice (5.1) byla použita diferenční metoda s explicitním schématem (Eulerova metoda), kde  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  značí diskrétní čas, kde  $i = 1, 2, 3, \dots, n$  a  $n$  je celkový počet časových kroků. Pro výpočet hydraulických veličin v čase  $t_i$  platí následující vztah

$$A_s \cdot \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} = Q_{in,i} - Q_{b,i} - Q_{FO,i}, \quad (6.202)$$

kde  $H_i$  je známá úroveň hladiny v nádrži v čase  $t_i$  a  $H_{i-1}$  je známá úroveň hladiny v nádrži v čase  $t_{i-1}$ .

Úroveň hladiny v nádrži se pak spočítá rovnicí

$$H_{i+1} = \frac{Q_{in,i} - Q_{b,i} - Q_{FO,i}}{A_s} \cdot \Delta t + H_i. \quad (6.203)$$

- **Výpočet úrovně hladiny dolní vody**

Pro stanovení úrovně hladiny v podhrázi využívá SW AREBA rovněž vodohospodářské řešení nádrže, kde se uvažuje nádrž s neměnnou půdorysnou plochou  $A_d$ . S odtokem z území pod hrází se neuvažuje. Pro numerické řešení byla použita diferenční metoda s explicitním schématem (Eulerova metoda). Pro výpočet hydraulických veličin v čase  $t_i$  platí vztah

$$A_d \cdot \frac{H_{d,i+1} - H_{d,i}}{\Delta t} = Q_{b,i} + Q_{FO,i}, \quad (6.204)$$

odtud se změna úrovně hladiny dolní vody spočítá rovnicí

$$H_{d,i+1} = \frac{Q_{b,i} + Q_{FO,i}}{A_s} \cdot \Delta t + H_{d,i}, \quad (6.205)$$

- **Průtok průsakovou trubicí v případě vnitřní eroze**

Příčný profil průsakové trubice SW AREBA uvažuje kruhový. Průtok  $Q_b$  průsakovou trubicí je řešen jako výtok otvorem v tlakovém režimu (van Damme a kol., 2012)

$$Q_{b,i+1} = \frac{1}{\left(\alpha + \lambda_{i+1} \cdot \frac{L_{1,i}}{D_i} + \sum \zeta\right)^{0.5}} \cdot A_i \cdot [2 \cdot g \cdot (H_{i+1} - H_{osa})]^{0.5}, \quad (6.206)$$

kde  $\alpha$  je Coriolisovo číslo,  $L_1$  je délka v ose průsakové trubice,  $D$  je průměr průsakové trubice,  $A$  je průtočná plocha průsakové trubice,  $H$  je úroveň hladiny v nádrži,  $H_{osa}$  je úroveň osy výtoku z erozní trubice,  $\lambda$  je součinitel ztrát třením a  $\zeta$  jsou součinitele místních ztrát

(na vtoku a výtoku). Místní ztráty na vtoku i výtoku bývají vzhledem k jejich relativní velikosti oproti třecím ztrátám zanedbávány.

Pokud je úroveň dna průsakové trubice výše nežli úroveň podloží  $H_b > H_{\text{podloží}}$  a zároveň úroveň stropu průsakové trubice niž než úroveň hladiny v nádrži  $H_{\text{nadloží}} < H$ , tak je průtočná plocha průsakové trubice

$$A_{i+1} = \frac{\pi \cdot D_i^2}{4}. \quad (6.207)$$

Odnos materiálu je distribuován rovnoměrně po celém obvodu trubice, dokud není dosaženo úrovně erozi odolného podloží, pak zvětšování otvoru v tomto směru nepokračuje.

Pokud je úroveň dna průsakové trubice v úrovni skalního podloží, tedy  $H_b = H_{\text{podloží}}$ , a zároveň úroveň stropu průsakové trubice je niž než úroveň hladiny v nádrži  $H_{\text{nadloží}} < H$  (Obr. 6.14 vlevo), tak výpočet průtočné plochy průsakové trubice přechází do tvaru (van Damme a kol., 2012)

$$A_{i+1} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_i^2 - \frac{\alpha_{pip1,i+1}}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_i^2 + (H_{osa} - H_{\text{podloží}})^2 \cdot \tan\left(\frac{1}{2} \cdot \alpha_{pip1,i+1}\right), \quad (6.208)$$

kde  $H_{\text{podloží}}$  je úroveň skalního (neerodovatelného) podloží a  $\alpha_{pip1}$  je úhel osy průsakové trubice vůči neerodovatelnému podloží

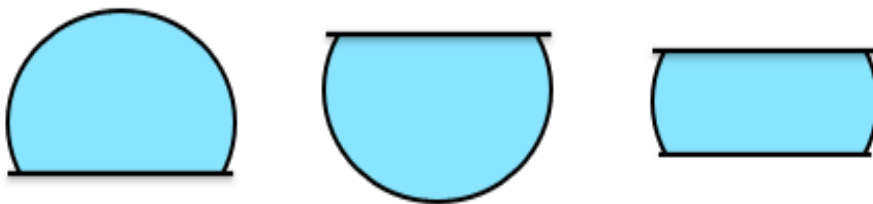
$$\alpha_{pip1,i+1} = 2 \cdot \arccos\left[\frac{2 \cdot (H_{osa} - H_{\text{podloží}})}{D_i}\right]. \quad (6.209)$$

Pokud se narazí na neerodovatelný strop průsakové trubice, tak nová průtočná plocha průsakové trubice je (Obr. 6.14 uprostřed) (van Damme, 2019):

$$A_{i+1} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_i^2 - \frac{\alpha_{pip2,i+1}}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_i^2 + (H_{i+1} - H_{osa})^2 \cdot \tan\left(\frac{1}{2} \cdot \alpha_{pip2,i+1}\right), \quad (6.210)$$

kde  $\alpha_{pip2}$  je úhel osy průsakové trubice vůči neerodovatelnému stropu průsakové trubice (van Damme, 2019)

$$\alpha_{pip2,i+1} = 2 \cdot \arccos\left[\frac{2 \cdot (H_{i+1} - H_{osa})}{D_i}\right], \quad (6.211)$$



**Obr. 6.14 Schematizace průsakové trubice – kruh omezený ze spodu skalním podložím, omezený z vrchu neerodovatelným stropem, omezený ze spodu i z vrchu**

Pokud je průsaková trubice omezena ze spodu i z vrchu neerodovatelnými plochami, potom se nová plocha průsakové trubice vypočítá ze vztahu (Obr. 6.14 vpravo) (van Damme, 2019)

$$A_{i+1} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_i^2 - \frac{\alpha_{pip1,i+1}}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_i^2 + (H_{osa} - H_{\text{podloží}})^2 \cdot \tan\left(\frac{1}{2} \cdot \alpha_{pip1,i+1}\right) - \frac{\alpha_{pip2,i+1}}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_i^2 + (H_{i+1} - H_{osa})^2 \cdot \tan\left(\frac{1}{2} \cdot \alpha_{pip2,i+1}\right). \quad (6.212)$$

U součinitele ztrát třením v průsakové trubici je rozpor v literatuře manuálu van Damme a kol. (2012) a v následně použitým vztahu součinitele ztrát třením ve zdrojovém kódu SW AREBA. Van Damme a kol. (2012) uvádí vztah

$$\lambda_{i+1} = 0.2165 \cdot \left(\frac{d_{50}}{D_i}\right)^{1/6}, \quad (6.213)$$

kde  $d_{50}$  je charakteristická hodnota 50 % částice vzorku zeminy. Pro samotný výpočet SW AREBA (Příloha 1), kterou následně vyvíjel van Damme, použil však vztah (Huokuna, 2001)

$$\lambda_{i+1} = 0.086137 \cdot \left(\frac{d_{50}}{D_i}\right)^{1/6}. \quad (6.214)$$

- **Průtok průlomovým otvorem v případě přelití**

SW AREBA zjednodušuje skutečný příčný profil průlomového otvoru na obdélník. Výpočet průtoku je řešen pomocí přepadu přes širokou korunu (van Damme a kol., 2012)

$$Q_{b,i+1} = \varphi_p \cdot \bar{B}_l \cdot h_{w,i+1} \cdot \{2 \cdot g \cdot [(H_{i+1} - H_{b,i+1}) - h_{w,i+1}]\}^{1/2}. \quad (6.215)$$

kde  $\bar{B}_l$  je průměrná šířka průlomového otvoru,  $\varphi_p$  je součinitel průtoku (přepadu) a  $h_w$  je hloubka v místě průlomového otvoru, kde se uvažuje kritická hloubka  $h_{w,i+1} \approx h_{c,i+1} \approx 2/3 \cdot (H_{i+1} - H_{b,i+1})$ .

- **Eroze materiálu sypané hráze**

SW AREBA stanovuje počátek eroze materiálu sypané hráze analýzou hodnot smykového napětí. Počátek eroze při porušení sypané zemní hráze vznikne po překročení hodnoty kritického smykového napětí  $\tau_c$ . Pro posouzení vzniku eroze se provede výpočet smykového (tangenciálního, třecího, tečného) napětí od proudící vody, jehož hodnota se porovná s kritickou hodnotou smykového napětí. Pokud je hodnota kritického smykového napětí překročena nastává eroze zeminy. Při volbě hodnoty kritického smykového napětí se rozlišují zeminy soudržné a nesoudržné, povrch opevněný a neopevněný atd.

- **Smykové napětí**

Smykové napětí působí obecně ve směru proudu. Na libovolném obtékaném povrchu se jedná o napětí vyvolané proudící kapalinou působící na částice zeminy na daném povrchu, zde to jsou povrch průsakové trubice a povrch průlomového otvoru.

- **Smykové napětí v průsakové trubici**

Smykové napětí  $\tau$  způsobené proudící vodou v průsakové trubici se vyjádří podle Darcy-Weisbacha (van Damme a kol., 2012)

$$\tau_{i+1} = \rho \cdot g \cdot \frac{D_i}{4} \cdot I_{E,i+1}, \quad (6.216)$$

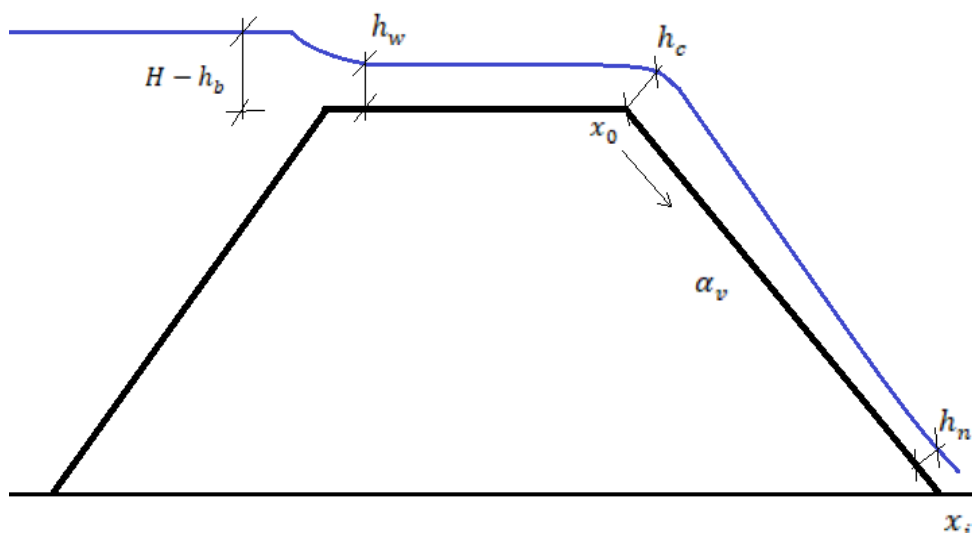
kde  $\rho$  je objemová hmotnost vody,  $g$  je tíhové zrychlení,  $D$  je průměr průsakové trubice a  $I_E$  je sklon čáry mechanické energie v průsakové trubici, který se vypočítá (van Damme a kol., 2012)



$$I_{E,i+1} = \lambda_{i+1} \cdot \frac{L_i}{D_i} \cdot \frac{v_{p,i}^2}{2 \cdot g}, \quad (6.217)$$

kde  $L$  je délka průsakové trubice ve dně,  $D$  průměr průsakové trubice,  $v_p$  je průřezová rychlost v průsakové trubici a  $\lambda$  je součinitel ztrát třením (rce. 6.214).

- **Smykové napětí působící na dno a stěny průlomového otvoru a šikmý svah hráze (povrchová eroze)**



**Obr. 6.15 Schéma a značení veličin pro popis porušení sypané hráze v důsledku přelítí**

Smykové napětí  $\tau$  způsobené proudící vodou na koruně hráze se vyjádří (van Damme a kol., 2012)

$$\tau_{i+1} = \frac{\rho \cdot n_M^2 \cdot g \cdot v_{př,i+1}^2}{h_{c,i+1}^{1/3}}, \quad (6.218)$$

kde  $v_{př}$  je přepadová rychlost a  $n_M$  je drsnostní součinitel dle Manninga a  $h_c$  je kritická hloubka na koruně hráze (Obr. 6.15), která se vyjádří (van Damme a kol., 2012)

$$h_{c,i+1} = \left( \frac{q_{i+1}^2}{g} \right)^{1/3}, \quad (6.219)$$

kde  $q$  je specifický průtok. Hloubka při rovnoměrném proudění na vzdušném svahu (Obr. 7.3), se vypočítá (van Damme a kol., 2012)

$$h_{n,i+1} = \left( \frac{q_{i+1}^2 \cdot n_M^2}{\sin \alpha_{v,i+1}} \right), \quad (6.220)$$

kde  $\sin \alpha_v$  je sklon vzdušního svahu. Adaptační délka hloubky z kritické na hloubku při rovnoměrném proudění se spočítá (van Damme a kol., 2012)

$$L_{a,i+1} = \left( \frac{1}{3 \cdot \sin \alpha_{v,i+1}} - \frac{h_{n,i+1}^{1/3}}{3 \cdot g \cdot n_M^2} \right) \cdot h_{n,i+1}, \quad (6.221)$$

Výsledné smykové napětí  $\tau$  způsobené proudící vodou na šikmém svahu se vyjádří jako průměr všech vypočítaných smykových napětí na šikmém svahu po délce s využitím Bélangerova vztahu (van Damme a kol., 2012)

$$\tau(x)_{i+1} = \rho \cdot \left[ \frac{1}{\left( -a_{i+1} \cdot e^{\frac{x-x_0}{L_{a,i+1}}} + a_{i+1} + e^{\frac{x-x_0}{L_{a,i+1}}} \right)^2} \right] \cdot (q_{i+1} \cdot g)^{2/3} \cdot \frac{n_M^2 g}{h_{n,i+1}^3}, \quad (6.222)$$

kde  $x_0$  je počáteční souřadnice na začátku horní hrany vzdušního svahu (Obr. 6.15) a  $x$  je souřadnice jednotlivých bodů na svahu (v případě AREBA se jedná o 100 bodů) a  $a$  je koeficient smykového napětí, který se vyjádří (van Damme a kol., 2012)

$$a_{i+1} = \frac{g^{1/3} \cdot n_M^{2/3}}{h_{n,i+1}^{1/9} \cdot (\sin \alpha_{v,i+1})^{1/3}}. \quad (6.223)$$

Pokud dojde k úplnému oderodování vzdušné strany hráze a průlomový otvor je již pouze rozšiřován do stran, je smykové napětí popsáno následujícím vztahem (van Damme a kol., 2012)

$$\tau_{i+1} = \frac{\rho \cdot n_M^2 \cdot g \cdot v_{př,i+1}^2}{h_{w,i+1}^{1/3}}, \quad (6.224)$$

kde  $h_{w,i+1} \approx 2/3 \cdot (H_{i+1} - H_{b,i+1})$ .

- **Rychlost (míra) vnitřní a povrchové eroze**

SW AREBA využívá pro řešení míry eroze  $\varepsilon$  vztah (Nearing a kol., 1988)

$$\varepsilon_{i+1} = \begin{cases} k_d \cdot (\tau_{i+1} - \tau_c) & \text{když } \tau_{i+1} > \tau_c \\ 0 & \text{jinak} \end{cases} \quad (6.225)$$

kde  $k_d$  je koeficient erodibility,  $\tau$  smykové napětí, které je počítáno z rychlosti proudu působícího na dno a svahy a  $\tau_c$  kritické smykové napětí zeminy. V případě SW AREBA se míra eroze pro průměr průsakové trubice  $D$  do stran vypočítá jako (van Damme, 2019)

$$\varepsilon_{trubice,i+1} = 2 \cdot k_d \cdot (\tau_{i+1} - \tau_c) \cdot \Delta t, \quad (6.226)$$

U přelití se míra eroze do dna na koruně hráze  $\varepsilon_{koruna}$  stanoví (van Damme, 2019)

$$\varepsilon_{koruna,i+1} = k_d \cdot (\tau_{i+1} - \tau_c) \cdot \Delta t, \quad (6.227)$$

Na šikmém svahu se míra eroze do dna  $\varepsilon_{svah}$  stanoví (van Damme, 2019)

$$\varepsilon_{svah,i+1} = 1.6 \cdot k_d \cdot (\tau_{i+1} - \tau_c) \cdot \Delta t, \quad (6.228)$$

Míra eroze do stran průlomového otvoru  $\varepsilon_{boky}$  se stanoví (van Damme, 2019)

$$\varepsilon_{boky,i+1} = 2 \cdot k_d \cdot (\tau_{i+1} - \tau_c) \cdot \Delta t, \quad (6.229)$$

V případě dosažení dna průlomového otvoru na neerodovatelné podloží, dochází k rozšiřování průlomového otvoru pouze do stran v jiném poměru (van Damme, 2019)

$$\varepsilon_{\text{boky},i+1} = 1.4 \cdot k_d \cdot (\tau_{i+1} - \tau_c) \cdot \Delta t. \quad (6.230)$$

V původním zdrojovém kódu SW AREBA je také možnost využití analytických rovnic pro řešení eroze popsané v kap. 6.4.1.

Změna průměru průsakové trubice  $D$  se vypočítá jako (van Damme, 2019)

$$D_{i+1} = D_i + \varepsilon_{\text{trubice},i+1}, \quad (6.231)$$

Změna hloubky dna průlomového otvoru na koruně hráze v případě přelití se stanoví (van Damme, 2019)

$$H_{b,i+1} = H_{b,i} + \varepsilon_{\text{koruna},i+1}, \quad (6.232)$$

Změna hloubky dna průlomového otvoru na šikmém svahu se stanoví (van Damme, 2019)

$$H_{b,i+1} = H_{b,i} + \varepsilon_{\text{svah},i+1}, \quad (6.233)$$

Změna hloubky dna průlomového otvoru na průlomového otvoru se stanoví (van Damme, 2019)

$$B_{i+1} = B_i + \varepsilon_{\text{boky},i+1}, \quad (6.234)$$

V SW AREBA je také možnost využití analytických rovnic pro řešení eroze popsané v kap. 6.4.1.

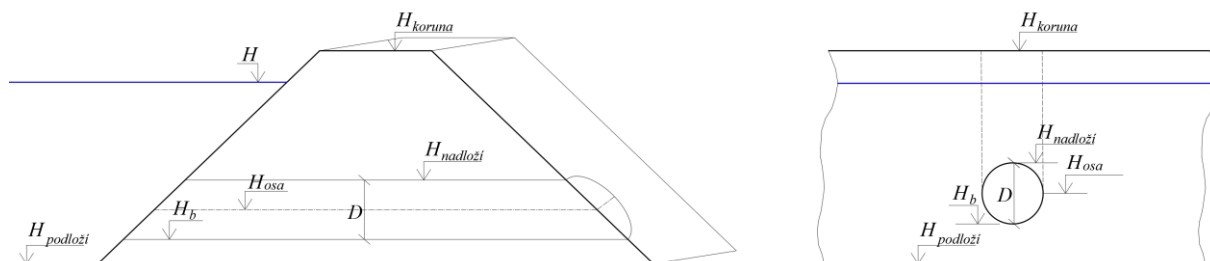
**- Zřízení nadloží průsakové trubice**

Po zřízení nadloží průsakové trubice přechází výpočet průtoku průsakovou trubicí (z výtoku otvorem) na výpočet přelití (přepad přes širokou korunu a eroze vzdušné strany hráze). V SW AREBA je zřízení nadloží průsakové trubice řešeno pomocí více metod:

• **Empirický odhad**

Empirický odhad hodnotí stabilitu nadloží průsakové trubice na základě geometrického poměru mezi průměrem trubice a výškou hráze od osy průsakové trubice. Nestabilní nadloží je, pokud je průměr průsakové trubice rovný nebo větší než 80 % výšky nadloží průsakové trubice (Obr. 6.16).

$$D_{i+1} \geq 0.8 \cdot \left( H_{koruna} - H_{osa} + \frac{D_{i+1}}{2} \right) \tag{6.235}$$



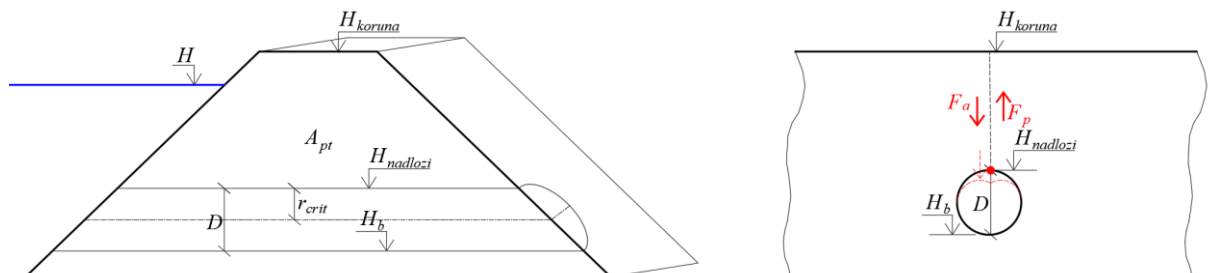
**Obr. 6.16 Schéma ploch a sil působících při zřízení nadloží průsakové trubice**

• **Zjednodušený fyzikální model zřízení nadloží průsakové trubice**

Zjednodušený fyzikální model zřízení průsakové trubice je založený na hodnocení stupně bezpečnosti  $SF$ , který vychází z hodnocení poměru pasivních a aktivních sil (Mohamed, 2002; van Damme a kol., 2012). Pokud je  $SF < 1$  je nadloží nestabilní, dochází ke zřízení nadloží, kdy výpočet přechází na řešení přelití.  $SF$  se určí ze vztahu

$$SF_{i+1} = \frac{F_{p,i+1}}{F_{a,i+1}} = \frac{c \cdot A_{pt,i+1}}{F_{a,i+1}} \tag{6.236}$$

kde  $c$  je soudržnost zeminy,  $A_{pt}$  je svislá plocha řezu hráze nad horní hranou (stropu) průsakové trubice a  $F_a$  jsou aktivní síly působící v místě úrovně horní hrany (strop) průsakové trubice (Obr. 6.17).



**Obr. 6.17 Schéma ploch a sil působících při zřízení nadloží průsakové trubice**

Pro výpočet autoři použili empirickou rovnici založenou na zaklínění a distribuci zatížení do stran (Obr. 6.17). Výpočet aktivních sil se vypočítá ze vztahu (Mohamed, 2002)

$$F_{a,i+1} = f_{a,i+1} \cdot g \cdot A_{pt,i+1} \cdot \rho_s \cdot D_{i+1}, \quad (6.237)$$

kde  $\rho_s$  objemová hmotnost zeminy a  $f_a$  je součinitel aktivních sil založený na poměru zaklínění a distribuci zatížení do stran hráze (Mohammed, 2002)

$$f_{a,i+1} = 0.0003759 + 0.0000986 \cdot r_{p,i+1}^2 - 0.0002918 \cdot r_{p,i+1}, \quad (6.238)$$

kde  $r_p$  je poměr mezi průměrem průsakové trubice a výškou nadloží (van Damme, 2019)

$$r_{p,i+1} = \frac{D_{i+1}}{H_{koruna} - H_{nadloží,i+1}}. \quad (6.239)$$

- **Zjednodušený fyzikální model zřícení nadloží průsakové trubice popisující napětí uvnitř zeminy**

Van Damme (2019) odvodil vztah popisující stabilitu nadloží stupněm bezpečnosti  $SF$  na základě poměru tahového napětí v zemině a mezní hodnoty sacího tlaku. Tíha nadloží průsakové trubice se stanoví rovnicí (van Damme, 2019)

$$F_{g,i+1} = g \cdot \rho_s \cdot A_{pt,i+1} \cdot D_{i+1} - \frac{1}{8} \cdot \pi \cdot D_{i+1}^2 \cdot \frac{(L_{1,i+1} + L_{2,i+1})}{2}, \quad (6.240)$$

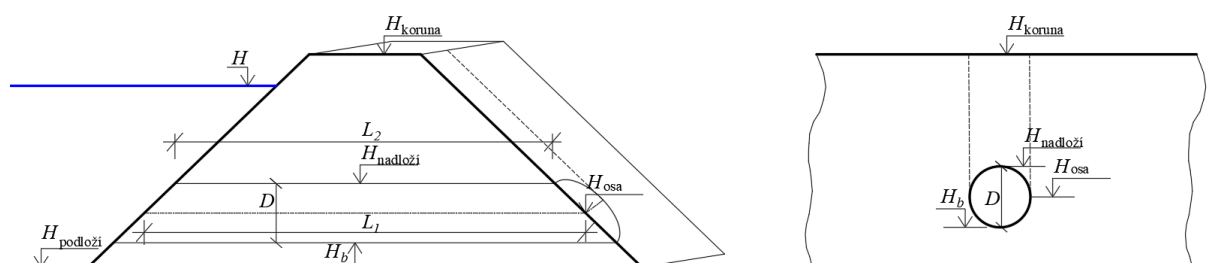
kde  $L_1$  je délka průsakové trubice v místě osy a  $L_2$  je délka průsakové trubice v místě úrovně horní hrany (strop) průsakové trubice (Obr. 6.18). Tahového napětí v zemině nadloží průsakové trubice se vyjádří (van Damme, 2019) rovnicí

$$\sigma_{nt,i+1} = \frac{\frac{F_{g,i+1}}{2 \cdot A_{pt,i+1}} - c}{\tan \varphi}. \quad (6.241)$$

SW uvažuje mezní hodnotu sacího tlaku  $p_{s,max} = 100\,000 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-2}$ . Stupeň bezpečnosti je (van Damme, 2019)

$$SF_{i+1} = \frac{\sigma_{nt,i+1}}{p_{s,max}}, \quad (6.242)$$

Pokud je  $SF < 1$  je nadloží nestabilní.



Obr. 6.18 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice

## 7 ÚPRAVA VYBRANÉHO SW AREBA

Většinu zdrojových kódů SW popsaných v kap. 6.6.1 nelze editovat z důvodů na straně výrobce nebo autorů. Uvedené SW tedy nebylo možné zlepšit jejich přímou úpravou. Pro úpravy a zlepšení vypovídací schopnosti byl vybrán SW AREBA, jehož zdrojový kód psaný programovacím jazykem MATLAB byl k dispozici.

V originální verzi je SW AREBA nepoužitelný pro testování hrází nádrží v rámci Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation, protože obsahuje příliš významná zjednodušení batygrafie nádrže a funkčních objektů. Mezi další nevýhody patří neumožnění stochastického modelování a neověřený popis zřícení nadloží průsakové trubice. Zdrojový kód byl proto pro použití na hrázích nádrží editován.

Návrh úprav SW AREBA vycházel z požadavku pro modelování porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze, což původní SW nedovoloval. Autor disertační práce provedl návrhy na aktualizaci, které následně zapracoval do SW AREBA a poté provedl parametrickou a citlivostní analýzu modelu.

### 7.1 ZÁSADNÍ NEDOSTATKY SW AREBA

Zásadní nedostatky SW AREBA jsou:

- nemožnost zadání úrovní s libovolnou pozicí srovnávací roviny,
- omezené možnosti zadání průtoku funkčními objekty,
- omezené možnosti zadání nádrže,
- omezené možnosti zadání dolní okrajové podmínky (odtoku) a dolní nádrže,
- není publikováno ověření vztahu pro výpočet zřícení nadloží průsakové trubice,
- není publikováno ověření vztahu pro ztrátu třením v průsakové trubici,
- není provedený rozbor výpočtu součinitele drsnosti.

Nemožnost zadání úrovní s libovolnou pozicí srovnávací roviny je uživatelsky omezující, vyžaduje další výpočty a může způsobovat chyby při použití SW. Srovnávací rovina výškového systému původního SW AREBA je pevně daná v úrovni vodorovného terénu a nelze ji měnit. Z uvedeného důvodu bylo pro praktické použití nutné výsledné hodnoty úrovní přepočítat do jiných výškových systémů navázaných např. na úroveň hladinu moře, jako je pro ČR platný systém Balt po vyrovnání. Uvedené přepočty bylo třeba provádět jak při zadávání hodnot, tak při jejich vyhodnocení.

Omezené možnosti zadání průtoku funkčními objekty limitují aplikační možnosti SW a zavádí zásadní zjednodušení, které může významně ovlivnit výsledky. Průtok funkčními objekty lze zadat v SW AREBA pouze předem stanoveným souhrnným hydrogramem průtoku  $Q = f\{t\}$ . Uvedený způsob zadání omezuje použití SW pouze pro případy známých porušení a neumožňuje predikci. Dalším významným nedostatkem je nenavázání průtoku na změnu

úrovně hladiny v nádrži, tedy značná část průtoku se nepočítá, ale pouze zadává, což zásadně ovlivňuje možnosti vyhodnocení známých porušení hrází vnitřní erozí.

Omezené možnosti zadání nádrže limitují aplikační možnosti SW a zavádí zásadní zjednodušení. SW AREBA definuje nádrž po výšce neměnnou půdorysnou plochou, což je z hlediska praktického použití velmi omezující.

Omezené možnosti zadání dolní okrajové podmínky (odtoku) a dolní nádrže limitují aplikační možnosti SW a neumožňují variabilitu zadání dolní okrajové podmínky. SW AREBA definuje pod hrází dolní nádrž s po výšce neměnnou půdorysnou plochou a neumožňuje zadání odtoku. V praktických aplikacích je pak nutné přijmout zásadní zjednodušení, která však mohou mít významný vliv na výsledky.

SW AREBA využívá zjednodušující předpoklad, že při zřícení nadloží průsakové trubice dojde k zaplnění poloviny průlomového otvoru materiálem zříceného nadloží a zbylý materiál je v časovém kroku zřícení transportovaný pod hráz. Zřícení obecně způsobuje náhlý pokles průtoku hrází. Předpoklad opomíjí jak relativně vyjádřenou výšku nadloží vůči průměru průsakové trubice, tak erozní schopnosti proudu průsakovou trubicí.

Pro stanovení času zřícení nadloží průsakové trubice využívá SW AREBA dvě metody. První metoda využívá analogii, která vychází z pozorování a jedná se tedy pouze o odhad. Druhá metoda, popisující zřícení nadloží průsakové trubice na základě fyzikálních analýz posouzení stability nadloží pomocí stupně bezpečnosti nadloží po stanovené smykové ploše uprostřed klenby průsakové trubice, využívá poloempirických vztahů, jejichž ověření nebylo veřejně publikováno. Použití první metody je poměrně omezené na analogické případy a druhá metoda bez ověření nemusí poskytovat věrohodné výsledky.

Ve výpočtu součinitele ztrát třením v průsakové trubicí je rozpor mezi popisem v manuálu SW AREBA (van Damme a kol., 2012) a v následně použitém vztahu součinitele ztrát třením ve zdrojovém kódu SW AREBA. Ve zdrojovém kódu SW se využívá empirického vztahu uvedeného v publikaci Huokuna (2001). Vztah Huokuna však nebyl doposud nezávisle ověřen, tedy může být omezen pouze na konkrétní případ.

### 7.1.1 Úpravy SW AREBA

Navrhované úpravy SW AREBA jsou:

- doplnění výpočtu zadáním úrovní s libovolnou pozicí srovnávací roviny (nadmořské výšky),
- doplnění výpočtu o zadání konzumpčních křivek jednotlivých funkčních objektů,
- rozšíření možností zadání charakteristik nádrže o batygrafické křivky,
- úprava výpočtu vodohospodářského řešení nádrže,
- rozšíření o stanovení úrovně hladiny dolní vody pod hrází na základě:
  - zadání úrovně hladiny v čase,
  - zadání batygrafické křivky zatopeného objemu pod hrází,
- zpracování metody Monte-Carlo s Latin Hypercube Sampling (LHS) vzorkováním pro generování vybraných vstupních parametrů,

- rozšíření o nové způsoby řešení a výpočtu zřícení nadloží průsakové trubice,
- rozšíření o nové způsoby řešení a výpočtu odnosu materiálu z průlomového otvoru po zřícení nadloží průsakové trubice,
- rozšíření o nový způsob řešení ztráty třením v průsakové trubici,
- rozšíření o nový způsob řešení drsnostního součinitele.

Zpracování úprav SW AREBA bylo provedeno přímým zásahem do původního zdrojového kódu psaného v prostředí MATLAB. Zdrojový kód SW byl editován s povolením a pod dohledem původního developera Myrona van Damme. Pro upravený SW AREBA byl napsán návod na použití v anglickém jazyce, aby bylo možné ho používat tuzemskými ale i zahraničními institucemi a byl doplněn o příručku pro volbu neznámých vstupních parametrů zemin. Upravený zdrojový kód SW AREBA psaný jazykem MATLAB je uveden v příloze č. 1, návod na použití zdrojového kódu v anglickém jazyce je v příloze č. 2 a příručka pro volbu vstupních parametrů zemin je v příloze č. 3 a také v příloze na CD.

### 7.1.2 Změna zadání úrovní s libovolnou pozicí srovnávací roviny

Zdrojový kód SW byl přepsán tak, aby počítal s libovolnou pozicí srovnávací (nadmořské výšky), čímž jsou eliminovány mnohé chyby v přepočtu zadání vstupních parametrů, počátečních a okrajových podmínek a rovněž jsou eliminovány možné chyby v přepočtu výstupních hodnot.

### 7.1.3 Konzumpční křivky jednotlivých funkčních objektů

Zdrojový kód SW byl přepsán tak, aby bylo možné jednotlivé funkční objekty (spodní výpust, bezpečnostní přeliv a nouzový přeliv) zadat v SW pomocí  $Q = f\{H\}$  křivek, kdy je využito lineární interpolační techniky pro stanovení průtoku ze známé hladiny. Tyto křivky jsou velmi často součástí hydrotechnických výpočtů projektové dokumentace hráze. Pokud nejsou součástí, je potřeba tyto křivky přepočítat např. v tabulárním SW. Zadáním samostatných objektů se zásadně rozšířily aplikační možnosti a zadáním  $Q = f\{H\}$  křivek se zásadně zpřesnil výpočet a rozšířil se o možnost predikcí.

### 7.1.4 Batygrafické křivky nádrže

Zdrojový kód SW byl přepsán tak, aby byla možná diskretizace nádrže pomocí batygrafických křivek zatopené plochy nádrže  $A_s = f\{H\}$  a zatopeného objemu nádrže  $V_r = f\{H\}$ . Následně je využito lineární interpolační techniky pro stanovení plochy či objemu nádrže z křivek. Zásadně se tak rozšířily aplikační možnosti SW a zpřesnil výpočet.

### 7.1.5 Vodohospodářské řešení nádrže

Zdrojový kód SW byl modifikován tak, aby bylo možné simulovat transformaci nádrže, která je popsána křivkou zatopené plochy nádrže  $A_s = f\{H\}$  nebo křivkou zatopeného objemu nádrže



$V_r=f\{H\}$ . Při sestavení matematického modelu byl použit zákon zachování hmotnosti vody protékající nádrží neboli vodohospodářské řešení nádrže, který popisuje vztah (5.1). Pro numerické řešení rovnice (5.1) byla použita diferenční metoda s explicitním schématem (Eulerova metoda), kde  $\Delta t$  značí jednotlivý časový krok a  $t_{i+1} = t_i + \Delta t$  značí diskrétní čas. Pro výpočet hydraulických veličin v čase  $t_i$ , platí následující vztah

$$A_s(H_i) \cdot \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} = Q_{in,i} - Q_{b,i} - Q_{SV,i} - Q_{BP,i} - Q_{NP,i}, \quad (7.1)$$

odtud se změna hladiny v nádrži spočítá rovnicí

$$H_{i+1} = \frac{Q_{in,i} - Q_{b,i} - Q_{SV,i} - Q_{BP,i} - Q_{NP,i}}{A_s(H_i)} \cdot \Delta t + H_i. \quad (7.2)$$

Úpravou se zásadně rozšířily aplikační možnosti SW a zpřesnil výpočet.

### 7.1.6 Výpočet úrovně hladiny dolní vody

Původní zdrojový kód SW AREBA obsahuje zjednodušený výpočet úrovně hladiny dolní vody dle vztahu (7.3). Původní výpočet byl zachován a doplněn byl o další dvě možnosti volby zadání:

- křivky úrovně hladiny dolní vody v čase  $H_d = f\{t\}$ , kdy je využito lineární interpolační techniky pro stanovení úrovně hladiny dolní vody,
- batygrafické křivky zatopených objemů v území pod hrází  $H_d = f\{V_d\}$ , kdy je využito výpočtu plnění prostoru pod hrází a interpolace z příslušných křivek .

Doplněním obou možností se zásadně rozšířily aplikační možnosti SW a druhou možností se zpřesnil výpočet.

### 7.1.7 Metoda Monte-Carlo s LHS vzorkováním pro generování vybraných vstupních parametrů

Mechanické parametry zemin zemních hrází stanovené na základě výsledků geotechnického průzkumu mají často značný rozptyl hodnot. Uvedená skutečnost vyplývá nejen z přirozeného vývoje sedání tělesa hráze a z nehomogenity zeminy v profilu hráze, ale je zapříčiněna i chybou vznikající při jejich měření v polních nebo laboratorních podmínkách. Nejistota spojená se stanovením parametrů vede současně k nejistotě určení výsledku simulace děje. Z tohoto důvodu je vhodné materiálovým parametrům přisoudit charakter náhodných veličin a úlohu řešit pomocí pravděpodobnostních metod.

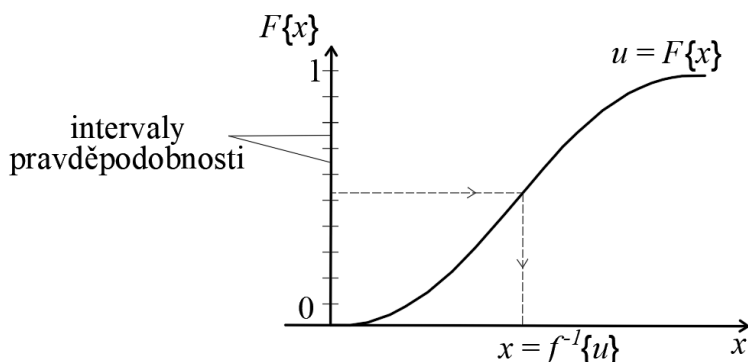
Základním prvkem statistického modelování je deterministický model popisující sledovaný děj a statistická metoda umožňující vygenerování dostatečného množství náhodných stavů a následně podrobit výsledky statistickému vyhodnocení.

- **Monte-Carlo**

Metoda Monte Carlo je simulační metoda používaná pro řešení náhodných úloh, u kterých se požadují statistické a pravděpodobnostní informace odezvy. K jejich dostatečně přesnému odhadu vyžaduje Monte Carlo obvykle velmi mnoho simulací, protože využívá generování pseudonáhodných čísel. Z důvodu zmenšení počtu simulací a časové náročnosti byla vyvinuta řada redukčních metod, mezi něž náleží i metoda LHS.

### 7.1.7.1 Latin Hypercube Sampling

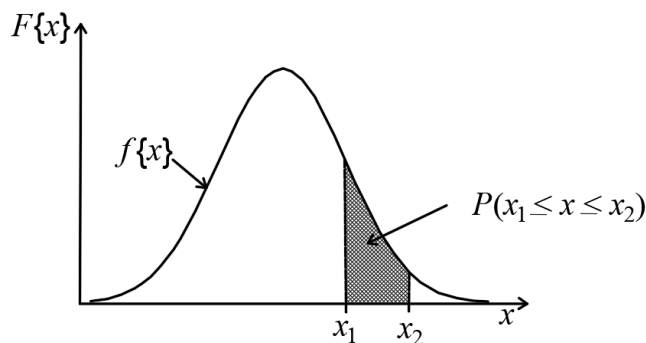
Principem metody LHS je  $N$  násobné generování vzorků každé náhodné proměnné. Definiční obor kumulativní distribuční funkce  $u = F\{x\}$  dané proměnné je rozdělen na určitý počet  $N$  intervalů. Jednotlivé intervaly nabývají shodné pravděpodobnosti  $1/N$ . Každá kombinace pseudonáhodných hodnot vstupních parametrů použitá pro deterministický výpočet se použije pouze jednou podle pseudonáhodných permutací. Tyto pseudonáhodné hodnoty se generují jako jedna hodnota z každého intervalu. V převážné většině případů se následně pomocí inverzní transformace distribuční funkce získá reprezentativní hodnota náhodné proměnné (Obr. 7.1). Existuje více způsobů výběru vzorků z jednotlivých intervalů definovaných na oboru distribuční funkce. Jednou z metod je vygenerování  $N$  náhodných čísel z intervalu  $\langle 0,1 \rangle$  o rovnoměrném rozdělení. Tato čísla jsou lineární transformací přiřazena k odpovídajícím intervalům využitím inverzní distribuční funkce (Pugachev, 1984).



Obr. 7.1 Příklad distribuční funkce

### 7.1.7.2 Hustota pravděpodobnosti

Rozdělení pravděpodobnosti spojité náhodné proměnné se určuje pomocí spojité funkce, nazývané hustota pravděpodobnosti (Obr. 7.2). Pravděpodobnost  $P$ , že náhodná veličina leží v intervalu  $[x_1, x_2]$ , je dána plochou pod funkcí hustoty pravděpodobnosti  $f\{x\}$  na intervalu  $[x_1, x_2]$ .



**Obr. 7.2 Příklad hustoty pravděpodobnosti spojitě náhodné proměnné**

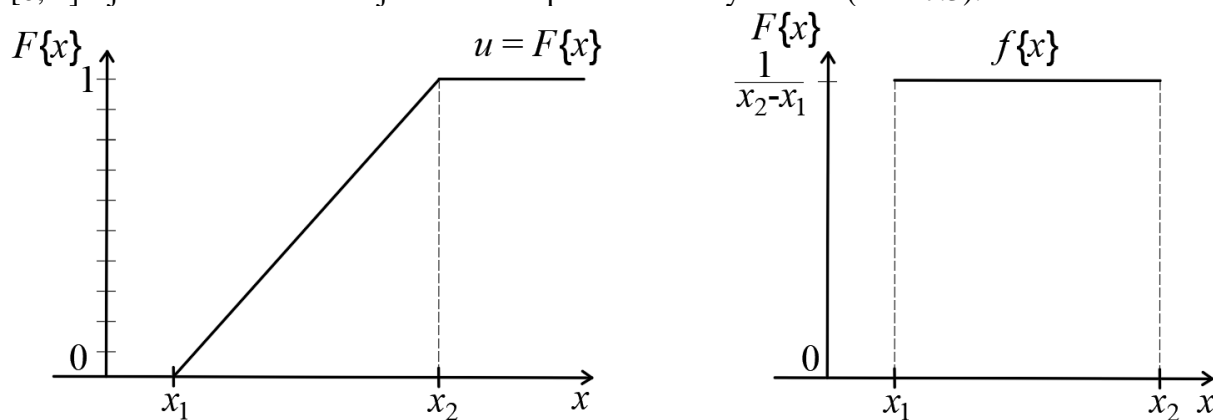
**7.1.7.3 Rovnoměrné rozdělení**

Rovnoměrné rozdělení, nazývané také obdélníkové, je symetrické statistické rozdělení, které předpokládá, že v rámci definovaného rozsahu hodnot náhodné proměnné mají všechny výsledky stejnou pravděpodobnost výskytu. Jinými slovy, neexistuje žádná střední excentricita pravděpodobnosti výskytu. Mezi hranicí minimální a maximální hodnoty neexistuje žádná informace, která by umožňovala předpoklad, že výskyt jakékoli hodnoty náhodné proměnné je pravděpodobnější než kterýkoli jiný.

Například rozdělení vstupního parametru určení počáteční nadmořské výšky osy průsakové trubice lze definovat rovnoměrným rozdělením. Pokud není informace o oslabených či více propustných místech v tělese hráze, pak by teoreticky mohla vzniknout průsaková trubice kdekoli mezi hladinou vody v nádrži a patou hráze – všechny nadmořské výšky osy průsakové trubice mají stejnou pravděpodobnost a doporučuje se tedy rovnoměrné rozdělení. Distribuční funkce rovnoměrného rozdělení se stanoví (Pugachev, 1984):

$$F\{x\} = \begin{cases} 0, & x < x_1 \\ \frac{x - x_1}{x_2 - x_1}, & x \in [x_1, x_2]. \\ 1, & x > x_2 \end{cases} \quad (7.3)$$

Distribuční funkce rovnoměrného rozdělení spojitě náhodné proměnné  $F\{x\}$  leží v intervalu  $[0, 1]$  a je to zároveň neklesající funkce v prostoru reálných čísel (Obr. 7.3).



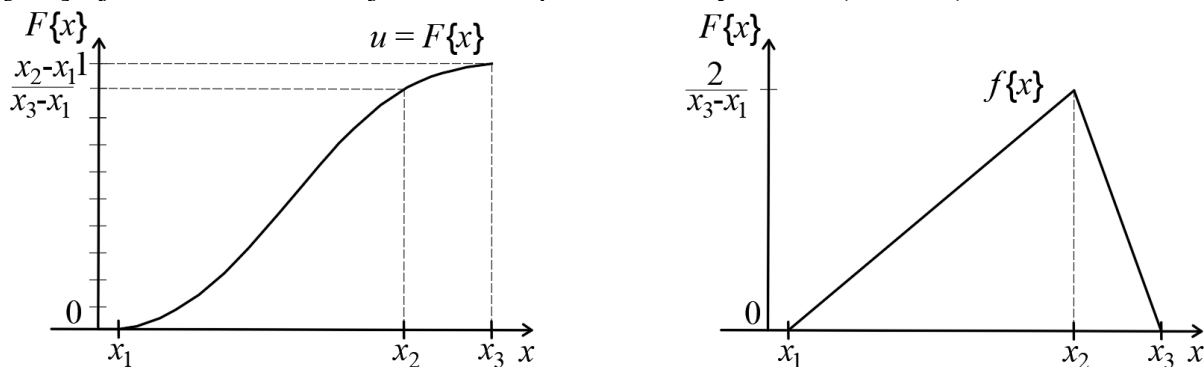
**Obr. 7.3 Příklad distribuční funkce (vlevo) a hustota pravděpodobnosti (vpravo) rovnoměrného rozdělení**

### 7.1.7.4 Trojúhelníkové rozdělení

Trojúhelníkové rozdělení je asymetrické statistické rozdělení, které předpokládá, že v rámci definovaného rozsahu hodnot náhodné proměnné má vrcholová hodnota největší pravděpodobnost výskytu. Výhodou trojúhelníkového rozdělení jsou jeho minimální a maximální hodnoty, protože konce rozdělení se nerozšiřují do nekonečna jako u normálního rozdělení. Pokud tedy je k dispozici informace o absolutní minimální nebo maximální hodnotě pro daný parametr porušení, lze tyto hodnoty přímo přiřadit k trojúhelníkovému rozdělení. Další výhodou je jeho schopnost prezentovat šikmé rozložení pravděpodobnosti. Nevýhodou trojúhelníkového rozdělení je jeho tendence výběru proměnné směrem k maximálním extrémům hodnot a podhodnocování v blízkosti největší střední hodnoty pravděpodobnosti výskytu. Distribuční funkce trojúhelníkového rozdělení se stanoví (Pugachev, 1984):

$$F\{x\} = \begin{cases} 0, & x < x_1 \\ \frac{2 \cdot (x - x_1)}{(x_3 - x_1) \cdot (x_2 - x_1)}, & x_1 \leq x < x_2 \\ \frac{2}{x_2 - x_1}, & x = x_2 \\ \frac{2 \cdot (x_3 - x)}{(x_3 - x_1) \cdot (x_3 - x_2)}, & x_2 < x \leq x_3 \\ 0, & x_3 < x \end{cases} \quad (7.4)$$

Distribuční funkce trojúhelníkového rozdělení spojitě náhodné proměnné  $F\{x\}$  leží v intervalu  $[0, 1]$  a je to zároveň neklesající funkce v prostoru reálných čísel (Obr. 7.4).



Obr. 7.4 Příklad distribuční funkce (vlevo) a hustota pravděpodobnosti (vpravo) trojúhelníkového rozdělení

### 7.1.7.5 Normální (Gaussovo) rozdělení

Normální (Gaussovo) rozdělení je symetrické rozdělení, které předpokládá, že v rámci definovaného rozsahu hodnot náhodné proměnné má střední hodnota největší pravděpodobnost výskytu. Normální rozdělení nejlépe představuje rozdělení nejistoty pro mnoho přírodních dějů. Centrální tendence (nebo předpokládaná hodnota nejvyšší pravděpodobnosti) je definována jako průměr střední hodnoty  $\mu\{x\}$  ze souboru vzorků. Střední hodnota odpovídá hodnotě obecného prvního momentu. Odhad střední hodnoty je (Pugachev, 1984)

$$\mu\{x\} = \bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n_v}, \quad (7.5)$$

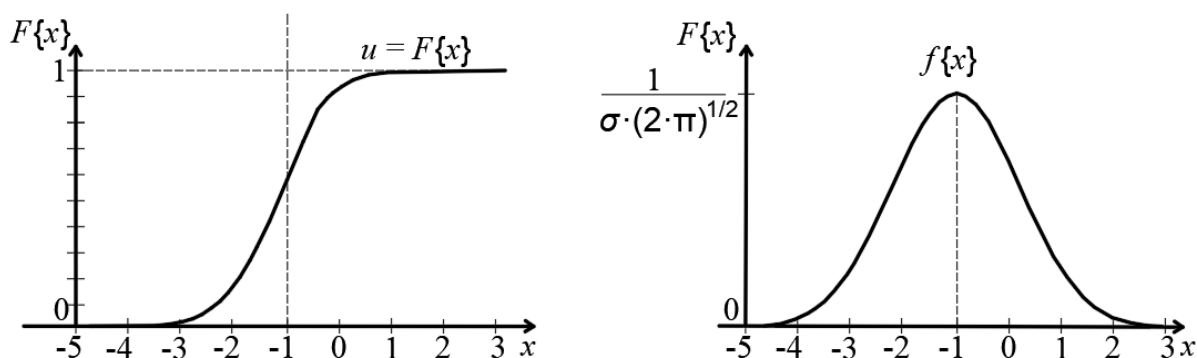
kde  $n_v$  ke počet variovaných prvků. Rozsah výsledků je definován směrodatnou odchylkou  $\sigma\{x\}$ . Směrodatná odchylka je definována jako druhá odmocnina z disperze  $D\{x\}$ . Disperze je hodnota druhého centrálního momentu. Směrodatnou odchylku lze stanovit rovnicí (Pugachev, 1984)

$$\sigma\{x\} = D\{x\}^{1/2} = \left( \frac{\sum_{i=1}^n [x_i - \mu\{x\}]^2}{[n_v - 1]} \right)^{1/2}, \quad (7.6)$$

Jakýkoli parametr porušení, který lze považovat za symetrický vzhledem k centrální tendenci, lze dobře definovat normálním rozdělením. Normální rozdělení vyžaduje, aby uživatel zadal střední hodnotu a standardní odchylku. Distribuční funkce normálního rozdělení se stanoví rovnicí (Pugachev, 1984)

$$F\{x\} = \frac{1}{(2 \cdot \pi \cdot \sigma^2)^{1/2}} \cdot \int_{-\infty}^x e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2 \cdot \sigma^2}}. \quad (7.7)$$

Distribuční funkce normálního rozdělení spojitě náhodné proměnné  $F\{x\}$  leží v intervalu  $[0, 1]$  a je to zároveň neklesající funkce v prostoru reálných čísel (Obr. 7.5).



**Obr. 7.5 Příklad distribuční funkce (vlevo) a hustota pravděpodobnosti (vpravo) normálního rozdělení**

Výše popsaná stochastická metoda LHS byla zapracována do zdrojového kódu SW AREBA. Předmětem zájmu byly primárně vstupní parametry zeminy: soudržnost  $c$ , objemová hmotnost zeminy  $\rho_s$ , kritické smykové napětí  $\tau_c$ , erodibilita  $k_d$ , pórovitost zeminy  $n$ , velikost částice zeminy  $d_{50}$ , úhel vnitřního tření zeminy  $\varphi$  a drsnostní součinitel  $n_M$ . Drsnostní součinitel lze také stochasticky variovat pomocí vztahů využívající poměr k velikosti částice zeminy  $d_{50}$  uvedené např. v práci Smelík (2015).

Následně byly zapracovány pro stochastické variování základní parametry hráze, a to výška hráze  $h_d$  a šířka koruny  $C_w$  a také počáteční úroveň osy průsakové trubice  $H_{osa}$ .

Pro jednotlivé parametry je využíváno buďto rovnoměrného, normálního (Gaussovo) nebo trojúhelníkové rozdělení pravděpodobnosti výskytu náhodné proměnné veličiny vstupující do výpočtu.

## 7.1.8 Způsoby řešení zřícení nadloží průsakové trubice

### 7.1.8.1 Obecně ke zřícení nadloží průsakové trubice

V případě řešení porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze je příčný profil průsakové trubice nejčastěji idealizovaný jako kruh nebo obdélník. Předpokládá se, že vlivem průsaku dochází k erozi uvnitř průsakové trubice, která se rovnoměrně rozšiřuje. V jeden okamžik dojde k takovému rozšíření, že nadloží průsakové trubice je nestabilní a dochází k jeho zřícení. Po jeho zřícení dochází k nejstrmějšímu nárůstu průtoku. Výpočet průtoku průsakovou trubicí (z výtoku otvorem) přechází po zřícení nadloží na výpočet přelítí (přepad přes širokou korunu) (Obr. 7.6 a Obr. 7.7).



Obr. 7.6 Zřícení nadloží průsakové trubice (Vaskinn a kol., 2004)



Obr. 7.7 Zřícení nadloží průsakové trubice (Hanson a kol., 2010)

Zřícení nadloží průsakové trubice vychází z fyzikálních a materiálových předpokladů. nejčastěji se zavádí zjednodušení, že materiál nadloží průsakové trubice je homogenní, izotropní a plně saturovaný v celém svém objemu. Pro erozi materiálu z nadloží průsakové trubice se využívá jednoho z následujících předpokladů:

- Koruna hráze je snížena na dno průsakové trubice a materiál nadloží průsakové trubice je oderodován v jednom časovém kroku (Fread, 1988).
- Koruna hráze je snížena o objem potřebný k naplnění poloviny průsakové trubice materiálem zeminy z nadloží průsakové trubice a zbytek materiálu je oderodován do prostoru pod hrází. Tento děj může mít v ojedinělých případech za následek lokální pokles průtoku v průlomovém otvoru (van Damme a kol., 2012).

- Materiál ze zříceného nadloží průsakové trubice je transportován do tzv. „virtuálního prostoru“. Započne výpočet přelití, aniž by docházelo ke zmenšování či zvětšování průlomového otvoru do doby, dokud není všechen objem materiálu ve „virtuálním prostoru“ oderodován. Poté začne opětovné rozšiřování průlomového otvoru (Wu, 2013).

Informace ke zřícením nadloží průsakové trubice jsou ve velmi omezené míře. Většina odvozených metod nerozlišuje zeminy soudržné a nesoudržné. V současné době SW pro simulace porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze využívají nejčastěji inženýrského odhadu, empirických vztahů či zjednodušené metody mezní rovnováhy pro rychlou predikci zřícení nadloží. Faktory nejvíce ovlivňující stabilitu nadloží průsakové trubice jsou (Dewa, 2010):

- Materiálové vlastnosti zeminy – především soudržnost zeminy a úhel vnitřního tření zeminy.
- Výška hráze – čím vyšší je hráz, tím menší je faktor stability nadloží průsakové trubice.
- Tvar průsakové trubice.
- Místo vzniku průsakové trubice nebo kaverny.

Z historických záznamů poruch sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze nebyly nalezeny relevantní podklady, které by uváděly čas zřícení nadloží, velikost průlomového otvoru a tloušťku nadloží při zřícení. Často dále chybí materiálové vlastnosti zemin (vnitřní úhel tření zeminy, soudržnost zeminy). V případě databází historických poruch sypaných hrází lze dohledat zaznamenané časy iniciace poruchy anebo čas finálně zformovaného průlomového otvoru. U řady experimentů nedošlo ke zřícení nadloží průsakové trubice (Obr. 7.8) (Awal a kol., 2011; Wahl a kol., 2016; Okan, 2022).



**Obr. 7.8 Pohled na průlomový otvor a nadloží průsakové trubice (Okan, 2022)**

Pouze dva polní pokusy, pokud je autorovi známo, mají zaznamenaný přesný čas zřícení nadloží a je u nich známa většina materiálových vlastností:

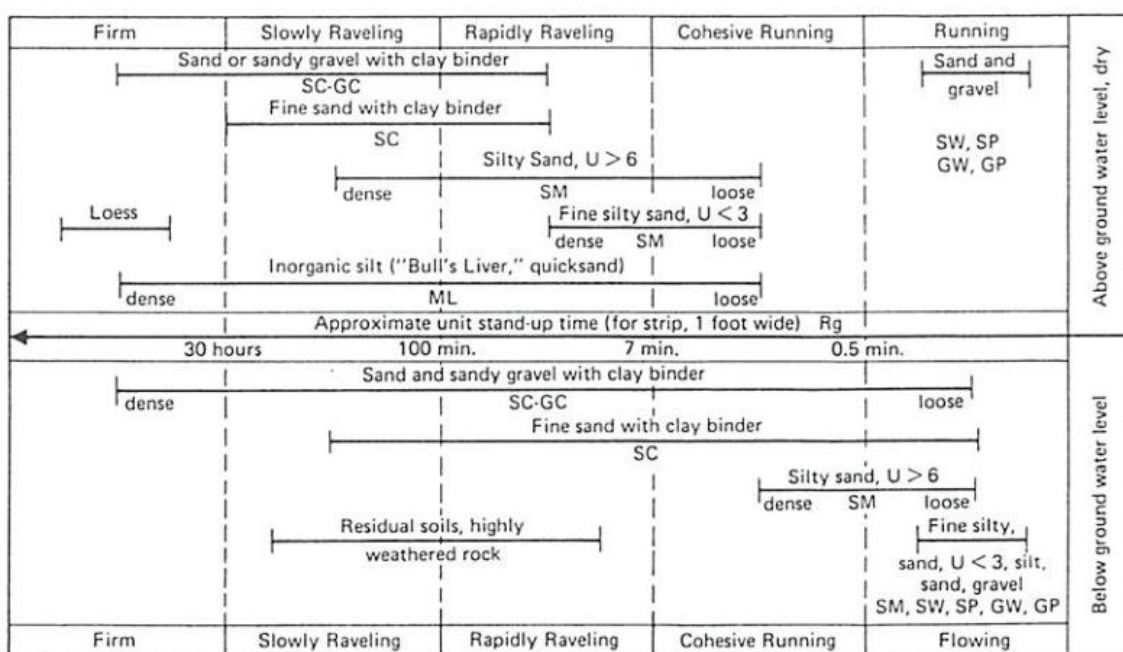
- polní experiment homogenní hráze z morény testované v rámci projektu IMPACT v Norsku (Obr. 7.6),
- polní experiment soudržné homogenní hráze provedené ve venkovní laboratoři USDA–ARS–HERU, USA (Obr. 7.7).

Z analýzy stávajícího stavu poznání zřícení nadloží průsakové trubice byl učiněn závěr, že by bylo potřeba vyšetřit dvousložkové proudění vody a zeminy v průsakové trubici a vliv proudění na stabilitu nadloží průsakové trubice a následně odvodit nové vztahy vystihující zřícení nadloží a porovnat je se vztahy dalších autorů. Tento předpoklad je nad rámec disertační práce a bude ověřen v rámci dalšího výzkumu.

### 7.1.8.2 Návrh na zlepšení predikce zřícení nadloží průsakové trubice

Pro odhad času zřícení nadloží uvádí Foster a Fell (1999) převzatý obrázek pro přibližné určení času zřícení nadloží tunelů klasifikované podle obsahu vody, typu a objemové hmotnosti zeminy (Obr. 7.9). Z Obr. 7.9 lze přibližně odečíst čas, po který je nadloží stabilní. Metoda nezohledňuje velikost průsakové trubice, velikost nadloží, rychlost rozšiřování průsakové trubice atp. Jedná se tedy o metodu přibližnou a doporučuje se používat pouze pro předběžný odhad.

Z Obr. 7.9 je patrné, že v případě nadloží ze šterku, písku nebo prachu bez jemnozrnných částic, bez ohledu na objemovou hmotnost, dojde k rychlému zřícení nadloží průsakové trubice. V případě zrnitého materiálu s příměsí jemnozrnných částic je stabilita nadloží průsakové trubice větší, jelikož tíha nadloží průsakové trubice je přenášena smykovým napětím a soudržností zeminy do bočních stěn. Dále je patrné, že zeminy suché mají větší stabilitu nežli zeminy nasycené vodou.



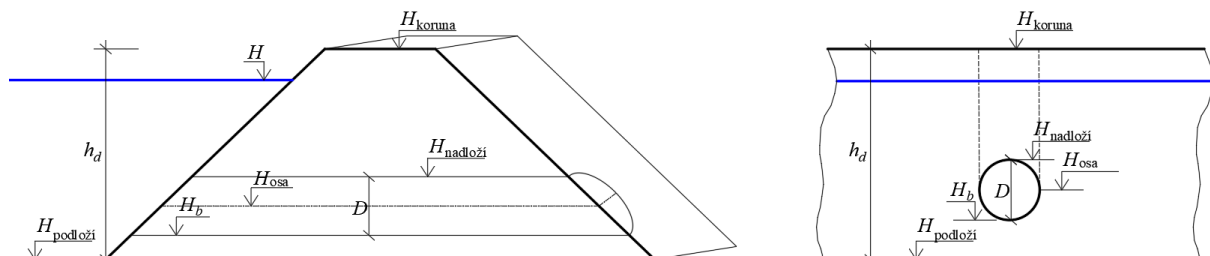
Obr. 7.9 Čas zřícení nadloží průsakové trubice pro různé materiály (převzato z Foster a Fell, 1999)



**a. Geometrické parametry 1**

Ke zřícení nadloží dojde, pokud je velikost (výška) průsakové trubice větší nebo rovna výšce nadloží průsakové trubice (Obr. 7.10) (Fread, 1988)

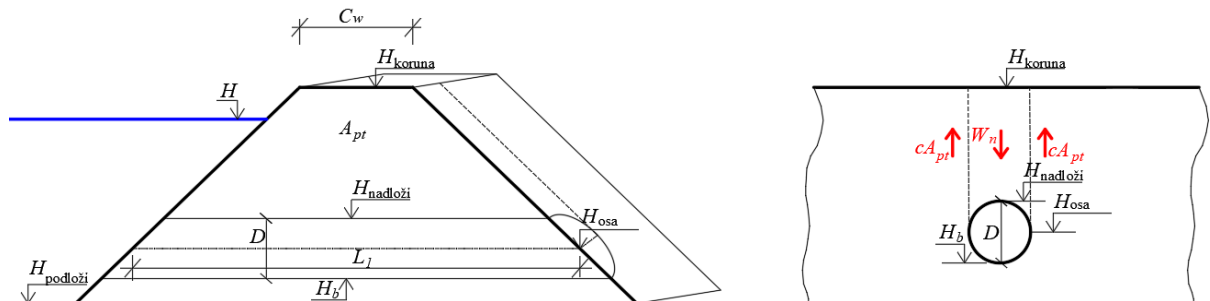
$$H_{koruna} - \left( H_{osa} + \frac{D_{i+1}}{2} \right) \leq D_{i+1}. \tag{7.8}$$



**Obr. 7.10 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice**

**b. Stabilita nadloží prsakové trubice**

Jedná se o transformaci a zjednodušení vztahu popisující zřícení nadloží využívané v modelu Chen a kol. (2019). V původním modelu odvozeném pro zřícení nadloží autoři rozdělují nadloží průsakové trubice na plně nasycenou a nenasyčenou část. Uvedený předpoklad je v rámci odvození vztahu zanedbán a uvažuje se pouze s nasycením celého nadloží nad průsakovou trubicí. Výpočet je založen na vyčíslení hmotnosti nadloží a odporových sil s následným posouzením stability na předem stanovených smykových plochách podle vztahu (5.3).



**Obr. 7.11 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice**

Smyková plocha nadloží průsakové trubice v průřezu vztažená k ose průsakové trubice  $A_{pt}$  (Obr. 7.11) se stanoví

$$A_{pt,i+1} = \frac{(L_{1,i+1} + C_w) \cdot (H_{koruna} - H_{osa})}{2}, \tag{7.9}$$

kde  $L$  je délka osy průsakové trubice,  $H_{koruna}$  je úroveň koruny hráze a  $H_{osa}$  je úroveň osy průsakové trubice a  $C_w$  je šířka koruny hráze.

Síly pasivní, bránící zřícení nadloží průsakové trubice  $F_p$ , jsou popsány soudržnými silami po smykových plochách ve tvaru

$$F_{p,i+1} = 2 \cdot c \cdot A_{pt,i+1}, \tag{7.10}$$

Síly aktivní vyjadřující tíhu saturovaného materiálu nadloží průsakové trubice se vyjádří

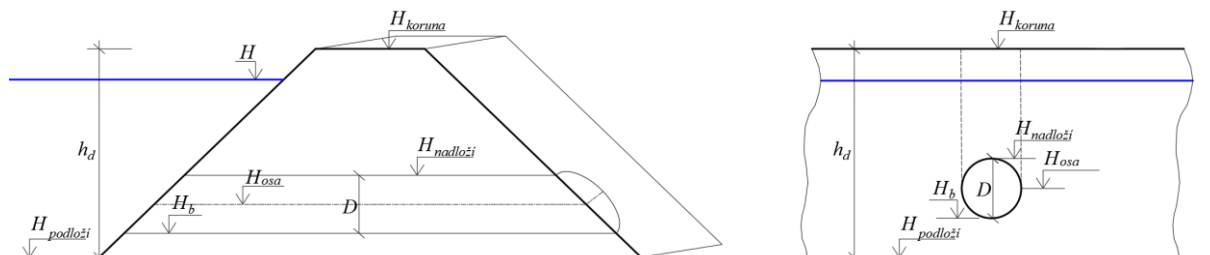
$$F_{a,i+1} = \rho \cdot \gamma_p \cdot g \cdot D_{i+1} \cdot (1 - n) \cdot A_{pt,i+1} \quad (7.11)$$

kde  $\gamma_p$  je relativní objemová hmotnost částic zeminy typicky 2.65 a  $n$  je pórovitost.

### c. Geometrické parametry 2

Ke zřícení nadloží dojde, pokud je velikost (výška) průsakové trubice je větší než 80 % výšky hráze (Obr. 7.12).

$$0.8 \cdot (H_{koruna} - H_{osa}) \leq D_{i+1} \quad (7.12)$$



Obr. 7.12 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice

Tři výše uvedené vztahy byly doplněny do zdrojového kódu SW. Je zde možnost volby využití jednotlivých předpokladů zvolením jednoho z příslušných vztahů. V modifikovaném kódu je možná volba mezi stávajícími a nově zavedenými vztahy.

#### 7.1.8.3 Odnos materiálu po zřícení nadloží průsakové trubice

Po zřícení nadloží průsakové trubice byl zdrojový kód SW upraven tak, aby bral v úvahu různé scénáře naplnění trubice materiálem z nadloží a jeho postupné erodování. Konkrétně byly zavedeny tři různé předpoklady, které se liší mírou naplnění trubice materiálem z nadloží:

- Naplnění poloviny průsakové trubice materiálem z nadloží a následné odstranění zbytku materiálu.
- Naplnění čtvrtiny průsakové trubice materiálem z nadloží a následné odstranění zbytku materiálu.
- Okamžité odstranění všeho materiálu z nadloží průlomového otvoru a předpoklad, že dno průlomového otvoru se nachází ve dně průsakové trubice.

Je možné zvolit jeden ze tří předpokladů v závislosti na konkrétní situaci a volbě příslušného vztahu.

#### 7.1.9 Způsoby řešení ztráty třením v průsakové trubici

Součinitel ztráty třením  $\lambda$  se standardně používá v rámci výpočtů proudění v potrubí. Volba vztahu pro výpočet součinitele ztráty třením ovlivňuje rychlost průtoku v průsakové trubici, a tedy i vývoj průsakové trubice a čas zřícení nadloží průsakové trubice.

Při proudění vody v průsakové trubici je délka úseku, na které začne turbulentní proudění, závislá na geometrii a tvaru průsakové trubice, tvaru vtoku průsakové trubice, kde se mohou

narušovat proudnice o vstupní hrany, a také na drsnosti povrchu průsakové trubice. Ve vtokové části průsakové trubice dochází k vytváření rychlostního profilu a plně rozvinuté turbulentní proudění nastává až po určité vzdálenosti  $x_{krit}$ . V odborné literatuře (Smetana, 1957; Boor a kol., 1965) se uvádí, že plně vyvinuté turbulentní proudění je ve vzdálenosti od vtoku  $(10-60) D$ .

Součinitel ztráty třením uvedený v manuálu SW (van Damme a kol., 2012) je vztah (6.213). SW však používá vztah (6.214), což je v rozporu. U obou vztahů se jedná o empiricky stanovenou rovnici pro výpočet součinitel ztrát třením.

Z výše uvedených důvodů byly v SW AREBA přidány nové funkce, které umožňují uživateli si vybrat metodu výpočtu ztráty třením v průsakové trubici:

Prvním nově zakomponovaným vztahem pro výpočet součinitele ztrát třením při proudění v potrubí byl Colebrook–Whiteův (1937) popisující turbulentní oblasti proudění v technickém potrubí ve tvaru (Boor a kol., 1965)

$$\frac{1}{\lambda_i^{1/2}} = -2 \cdot \log \left( \frac{2.51}{Re_i \cdot \lambda_i^{1/2}} + \frac{\Delta_d}{3.71 \cdot D_i} \right), \quad (7.13)$$

kde  $Re$  je Reynoldsovo číslo,  $\Delta_d$  je hydraulická drsnost stěny průsakové trubice, kde  $\Delta_d \approx d_{50}$ . Vztah s iterační procedurou byl testován v rámci SW AREBA. V prvním kroku, je výpočet pomalejší než v případě původním empirickým vztahu, jelikož dochází k iteracím. V dalším časovém kroku se přebírá ztrátový součinitel z předchozího časového kroku a tím je iterační procedura v dalších krocích zásadně urychlena, jelikož dochází k rychlejší konvergenci výsledků. Vztah lze však využít pouze pro rozmezí  $0 \leq d_{50}/D \leq 5 \cdot 10^{-2}$ . Druhý testovaný vztah pro řešení součinitele ztrát v průsakové trubici při plně turbulentním proudění byl Manningův (Boor a kol., 1965)

$$\lambda_i = \frac{8 \cdot g \cdot n_M^2}{R_i^{1/3}}, \quad (7.14)$$

kde  $g$  je tíhové zrychlení,  $n_M$  je drsnostní součinitel dle Manninga a  $R$  je hydraulický poloměr průsakové trubice. Výhodou je, že ztráta třením je jako v případě přelití závislá na velikosti a volbě drsnostního součinitele, který může být zvolen deterministicky anebo ho lze vypočítat podle celé řady autorů uvedených např. v publikaci Smelík (2015).

Pokud se používá Manningův vztah, je do výpočtu začleněn drsnostní součinitel, který může být určen buď stochasticky pomocí zadání pravděpodobnostního rozdělení, nebo vypočítán pomocí vztahu 7.15. Pokud se součinitel určuje pomocí vztahu 7.14, lze také variovat stochasticky, a to v závislosti na změně stochasticky variované hodnoty  $d_{50}$  vstupující do vztahu pro stanovení součinitele drsnosti. Stochastické variování to v závislosti na změně stochasticky variované hodnoty  $d_{50}$  lze také v případě vztahu 6.214.

### 7.1.10 Rozbor výpočtu součinitele drsnosti

Drsnostní součinitel charakterizuje odpory koryta nebo potrubí proti proudění. Jeho výhodou je globální přístup, všechny možné vlivy jsou zahrnuty do jediného součinitele. Není konstantní, může se měnit s vodním stavem, ročním obdobím atd. Při jeho použití lze snadno zohlednit odlišnou hodnotu různých částí omočeného obvodu. Jeho určení zejména pro vodní toky je poměrně obtížné, dosti subjektivní a vyžaduje značnou zkušenost. Různí jedinci mohou dospět i ke značně odlišným hodnotám. Celkově je známá tendence součinitel drsnosti spíše podhodnocovat. Drsnostním součinitelem se zabývala celá řada autorů, jejich shrnutí lze nalézt například v disertační práci Smelíka (2015).

Při porušení sypaných hrází vstupuje drsnostní součinitel do výpočtu ztrátového součinitele v průsakové trubici a do výpočtu smykového napětí v případě přelítí. Drsnostní součinitel se zadává pomocí jedné konstantní hodnoty. Zjednodušení však nevystihuje realitu dostatečně věrohodně, hodnota drsnostního součinitele se mění v průběhu času a po délce. V průběhu poruchy dochází ke zřícení svahů do průlomového otvoru (blokování) a při proudění vznikají velké turbulence, což má za následek vznik diskontinuit a obstrukcí v místě poruchy. Například Wu (2013) doporučuje pro stanovení drsnostního součinitele univerzální vztah charakterizující 50 % částici zeminy

$$n_M = \frac{d_{50}^{1/6}}{a_N}, \quad (7.15)$$

kde  $a_N = 20$  pro pevné podloží bez formování vývoje eroze a může být postupně sníženo až 10 kvůli formaci a vývoji vlivem eroze. Pokud je podloží či stěny velice nepravidelné může být  $a_N$  ještě menší. Modelové testování porušení sypaných hrází pomocí SW DL Breach ukazuje, že hodnota konstanty  $a_N = 16$  je vhodná pro laboratorní pokusy a  $a_N = 12$  pro reálné pokusy. Pro významně soudržné zeminy se pohybuje průměrná částice zeminy  $d_{50}$  kolem 0,00003 m, proto je doporučený minimální drsnostní součinitel  $n_M = 0,016 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$  (Wu, 2013). Pro proudění v průsakové trubici by bylo vhodné prošetřit vztahy popisující proměnný drsnostní součinitel v průsakové trubici v čase. Tato analýza je nad rámec disertační práce a bude součástí dalšího výzkumu.

V případě přelítí se drsnostní součinitel mění s hloubkou a s tím, jak se vyvíjí průlomový otvor. Podle citlivostní analýzy je parametr drsnostního součinitele citlivý při změně, a proto by se velikost hodnoty drsnostního součinitele měla zohlednit při volbě hodnoty parametru erodibility  $k_d$ . Z toho důvodu by bylo vhodné zapracovat do SW AREBA takový vztah, který by věrohodně popsal drsnostní součinitel bez dalšího zásahu. Pro odhad proměnlivého součinitele drsnosti v případě přelítí lze využít například vztahu Bahramifaret a kol. (2013) odvozený na základě neuronové sítě pro šířky průlomového otvoru od 0,1 m  $< \bar{B} < 850$  m, pro průtok  $0,1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1} < Q_b < 17\,000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , výšky přepadu  $0,05 \text{ m} < h < 14$  m, průřezovou rychlost  $0,01 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1} < v_p < 9 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ , průměrnou velikostí částice zeminy  $0,00003 \text{ m} < d_{50} < 0,4$  m, sklon dna  $0,00004 < J < 0,2$  a bezrozměrné smykové napětí na povrchu  $0,02 < \tau^* < 1,6$

$$n_{M,i} = 1,24 \cdot h_i^{1,251} \cdot J_i^{1,012} \cdot d_{50}^{-0,474}. \quad (7.16)$$

Jak je ze vztahu patrné, vychází proměnně pro každý časový krok, jelikož je vztažen k výšce přepadu a sklonu.

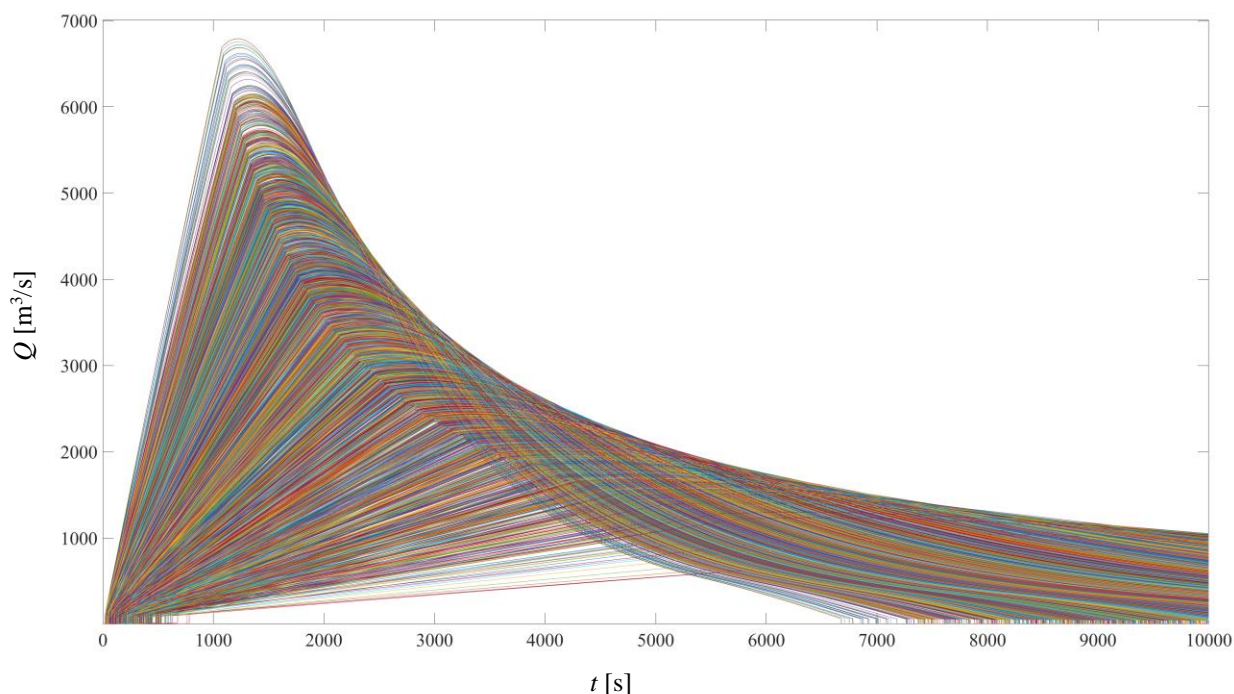
Jak je uvedeno už v předchozím textu drsnostní součinitel lze nově v SW AREBA určit buďto deterministicky odhadem, stochasticky pomocí pravděpodobnostního rozdělení, nebo vypočítat pomocí vztahu 7.15. Pokud se drsnostní součinitel určuje pomocí vztahu 7.15, může být také stochasticky variován v závislosti na změně stochasticky variované hodnoty  $d_{50}$ , která se využívá v daném vztahu.

## 7.2 ANALÝZY SW AREBA

### 7.2.1 Parametrické analýzy

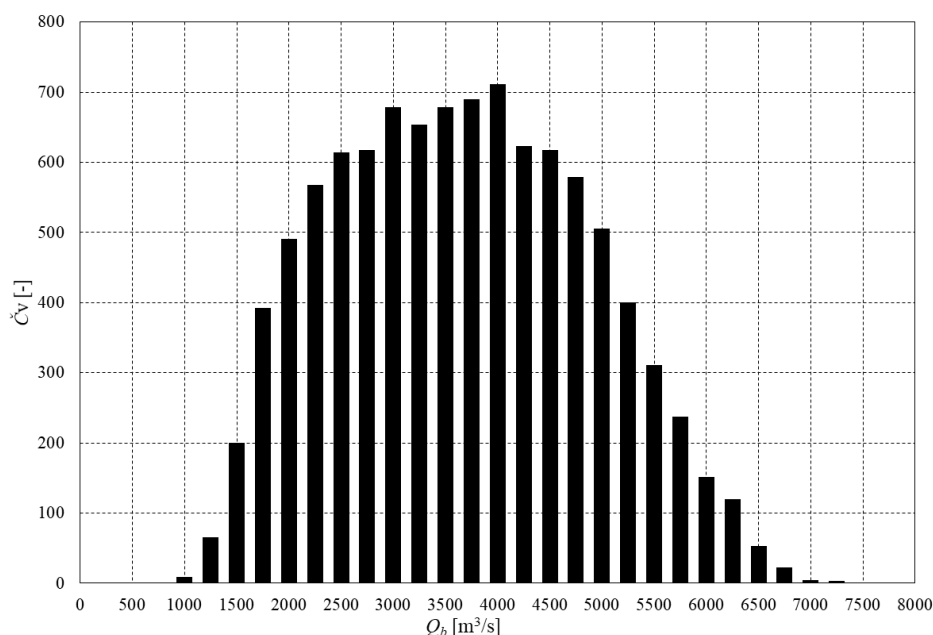
#### 7.2.1.1 Ověření Monte Carlo simulací

Na Obr. 7.13, je uveden příklad výsledku simulace na případovou studii 3 – Big Bay var. 1, pro 10 000 simulací s využitím metody Monte Carlo s LHS pro trojúhelníkové rozdělení, kdy byly variováno všech 11 parametrů popsaných v kap. 7.1.2.6. Jak je z Obr. 7.13 patrné, dochází k poměrně velké variaci výsledků průtoků při poměrně malém rozptylu sledovaných parametrů. Je tedy nutné brát velký zřetel při volbě intervalu hodnot vstupních parametrů pro stochastické modelování. Při špatné variaci intervalů pak mohou vycházet nereálné výsledky. Proto by se následně výsledky ze simulací měly podrobit statistickému vyhodnocení.

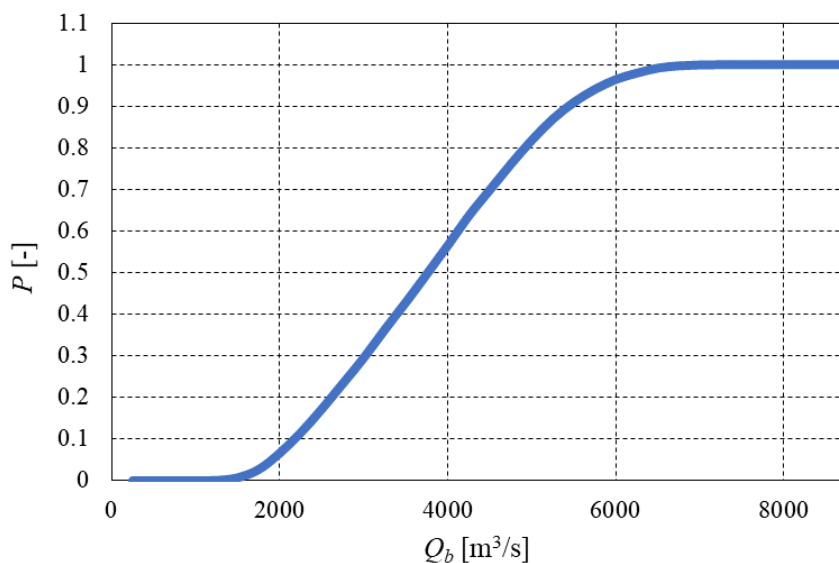


**Obr. 7.13** Příklad vyhodnocení pravděpodobnosti výskytu průtoků pro 10 000 simulací (pro trojúhelníkové rozdělení jednotlivých parametrů případové studie 3 – Big Bay var. 1)

Výsledkem simulace může být například histogram četnosti výskytu  $\check{C}_v [-]$  např. průtoků, který ukazuje, že průtok v rozsahu 3500 až 4000  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  se vyskytl 690× z 10 000 simulovaných průtoků (Obr. 7.14 a Obr. 7.15). To znamená, že pravděpodobnost výskytu průtoků v tomto rozmezí je  $690/10\,000 = 0,0690$  nebo taky 6,9 %. Pro samotnou zvláštní povodeň se doporučuje 95% interval spolehlivosti, ve kterém se s určitou pravděpodobností nachází skutečná hodnota parametru. Konkrétně se jedná o interval, který zachycuje 95 % všech možných hodnot průlomových průtoků, které byly získány z mnohonásobných simulací. V tomto případě se jedná o průlomový průtok cca 6000  $\text{m}^3/\text{s}$ .



**Obr. 7.14** Příklad histogramu četnosti výskytu průtoku pro 10 000 simulací (pro trojúhelníkové rozdělení jednotlivých parametrů případové studie 3 – Big Bay var. 1)



**Obr. 7.15** Příklad vyhodnocení pravděpodobnosti výskytu průtoku pro 10 000 simulací (pro trojúhelníkové rozdělení jednotlivých parametrů případové studie 3 – Big Bay var. 1)

Simulacemi zvláštních povodní (po protržení hráze) se získávají informace o možném průběhu a rozsahu povodňové vlny, které jsou nezbytné pro plánování účinných protipovodňových a evakuačních opatření v dané oblasti. Simulace protržení se doporučuje provádět pro různé pravděpodobnosti výskytu povodní, obvykle 1 %, 5 %, 10 %, 50 %, 90 %, 95 % a 99 % (Sarchani a Koutroulis, 2022). Počítání s takto stanovenými pravděpodobnostmi umožňuje získat hydrogramy, které reprezentují možné povodňové stavy, které mohou nastat s určitou pravděpodobností. Vyhodnocením výsledků pro různé pravděpodobnosti výskytu se získá přehled o celém rozmezí možných průtoků a hladin při povodních. Získané hydrogramy

a stanovené pravděpodobnosti výskytu tak vytvářejí podklad pro volbu vhodných opatření, která musí být schopna ochránit dané území a obyvatelstvo před zvláštními povodněmi různé intenzity. Výpočty provedené pro široké spektrum pravděpodobností tak umožňují komplexně navrhnout účinná a robustní ochranná a evakuační opatření. Ačkoli deterministická řešení mohou být v určitých souvislostech užitečná, nezohledňují řadu potenciálních výsledků, které mohou nastat. Pomocí odhadů pravděpodobnosti mohou rozhodovací orgány lépe porozumět rizikům a vyvinout účinnější strategie jejich řízení. Pokud například analýza pravděpodobnosti ukáže, že existuje 75 % pravděpodobnost protržení přehrady za určitého souboru podmínek, lze tyto informace využít k určení priorit při zmírňování dopadů a plánování reakce na mimořádné události. Osoby s rozhodovací pravomocí mohou tyto informace využít k přidělování zdrojů, vypracování evakuačních plánů a informování veřejnosti o rizicích. Vyhodnocení pravděpodobností zaplaveného území, povodňového nebezpečí a rizika v případě zvláštní povodně je příkladně řešeno v disertační práci publikovanou Peterem (2017) anebo v publikaci Rizzo a kol. (2023).

### 7.2.1.2 Ověření vztahů pro výpočet zřícení nadloží průsakové trubice

Do SW AREBA byly přidány vztahy (7.8–7.12), které lze využít pro přesnější vystihnoutí času zřícení nadloží průsakové trubice. V rámci ověření vztahů pro výpočet zřícení nadloží průsakové trubice byla sledována velikost průsakové trubice a čas zřícení nadloží průsakové trubice. V případě výsledků se provedl výpočet procentuální odchylky jednotlivých sledovaných (vypočtených) parametrů. Pro porovnání jednotlivých modelů, a to jednak z hlediska času zřícení nadloží průsakové trubice, tak i její velikosti, byl zaveden parametr  $P_r$  [–] určující přesnost vztahů ve tvaru

$$P_r = \left\{ \left[ \ln \left( \frac{D_i}{D_m} \right) \right]^2 + \left[ \ln \left( \frac{t_{p,i}}{t_{pm}} \right) \right]^2 \right\}^{1/2}, \quad (7.17)$$

kde  $D_m$  je naměřená či odhadnutá velikost průsakové trubice v době zřícení nadloží průsakové trubice a  $t_{pm}$  je zaznamenaný čas zřícení nadloží průsakové trubice při reálné poruše. Čím menší hodnotu parametr  $P_r$  nabývá, tím přesnější je samotný vztah popisující daný jev.

Ověření vztahů pro výpočet zřícení nadloží průsakové trubice bylo provedeno pro případovou studii 1 IMPACT Norsko (kap. 8.2) a případovou studii 2 P1–USDA HERU (kap. 8.3).

Pro případovou studii 1 IMPACT Norsko (kap. 8.2), vztahy využívané v SW AREBA nevykazovaly dostatečně věrohodné časy zřícení nadloží průsakové trubice, kdy nejmenší procentuální odchylka od času zřícení nadloží činila cca 90,25 %. Při využití původních rovnic 7.35–7.39 nedošlo k žádnému zřícení nadloží a průsaková trubice se erodovala i nad korunu hráze. V případě nově odvozených rovnic dosahovala odchylka od času zřícení nadloží cca 90,25 %. V případě velikosti průsakové trubice byla nejmenší procentuální odchylka od zaznamenané velikosti průsakové trubice cca 38 % (6.235). V případě nově odvozených rovnic stability nadloží průsakové trubice (7.9–7.11) dosahovala odchylka velikosti průsakové trubice cca 47 % (Tab. 7.1). Pro celkové hodnocení vztahů se vypočetl parametr  $P_r$  podle vztahu (7.17).



Podle výsledků parametru  $P_r$  nejlépe predikoval velikost průsakové trubice a čas zřícení nadloží průsakové trubice, a tedy kolaps nadloží průsakové trubice vztah (6.235) (Tab. 7.1). V rámci vztahů využívající fyzikální předpoklady, tj. vztah odvozený Mohammedem (2002) (6.236–6.239) a van Dammem (2020) (6.240–6.242), nedošlo ke zřícení nadloží průsakové trubice. V případě použití vztahů (7.9–7.11) dojde ke zřícení dříve než v případě reality, ale jako jediný vztah využívající fyzikální předpoklady poskytnul poměrně uspokojivý výsledek oproti ostatním vztahům.

**Tab. 7.1 Výsledky času kolapsu nadloží pomocí různých autorů pro 2 případové studie**

Označení studie	$t_{pm}, t_p$ [s]	odchylka $t_p$ [%]	$D, D_m$ [m]	odchylka $D$ [%]	$P_r$ [-]
<b>Případová studie 1</b>	<b>800</b>	–	3,9	–	0
<b>IMPACT Norsko</b>					
(6.235)	78	–90,25	2,42	37,95	2,38
(6.236–6.239)	nedošlo ke zřícení	–100	–	–100	–
(6.240–6.242)	nedošlo ke zřícení	–100	–	–100	–
(7.8)	84	–89,5	2,81	–27,95	2,28
(7.9–7.11)	67	–92	2,08	–46,70	2,56
(7.12)	100	–87,6	3,38	–14,00	2,08
<b>Případová studie 2</b>	<b>840</b>	–	1,28	–	0
<b>P1 – USDA HERU</b>					
(6.235)	804	–3,81	0,52	–52,08	0,90
(6.236–6.239)	nedošlo ke zřícení	–100	–	–	–
(6.240–6.242)	nedošlo ke zřícení	–100	–	–	–
(7.8)	872	+3,81	0,61	–52,34	0,74
(7.9–7.11)	1029	+22,50	0,82	–35,94	0,49
(7.12)	968	+15,24	0,74	–43,00	0,56

Pro případovou studii 2 P1–USDA HERU (kap. 8.3), tak jako u předešlé případové studie, při využití původních rovnic (6.236–7.242) nedošlo k žádnému zřícení nadloží a průsaková trubice erodovala i nad korunu hráze. Nejmenší procentuální odchylka pro případovou studii 2 v případě využití původní vztah (6.235) od simulovaného času zřícení nadloží činila cca 4 %. V případě velikosti průsakové trubice činila minimální odchylka cca 52 %. Při použití vztahu (7.8) dosahovala minimální odchylka času zřícení nadloží cca 4 % a v případě velikosti průsakové trubice cca 52 %. V případě nově odvozeného vztahu (7.12) dosahovala minimální odchylka času zřícení nadloží cca 15 %, velikosti průsakové trubice cca 43 %. Při použití vztahů stability nadloží průsakové trubice (7.9–7.11) dosahovala minimální odchylka času zřícení nadloží u případové studie 2 cca 22,50 % a velikost průsakové trubice cca 36 %. Celkově nejlépe predikoval velikost průsakové trubice a čas zřícení nadloží průsakové trubice v případě případové studie 2 nově navržené vztahy stability nadloží průsakové trubice (7.9–7.11). V rámci vztahů využívajících fyzikální předpoklady, tj. vztah odvozený Mohammedem (2002) (6.236–6.239) a van Dammem (2020) (6.240–6.242), nedošlo ke zřícení nadloží průsakové trubice (Tab. 7.1). V případě nově použitých vztahů hodnota  $P_r$  dosahovala nejmenší hodnota cca 0,49. Jak je patrné z Tab. 7.1, vztah (7.8) převzatý z BREACH mnohem lépe predikoval čas zřícení, avšak v celkovém hodnocení predikoval hůře nežli nově zavedené vztahy stability nadloží průsakové trubice (7.9–7.11).

Výsledky pilotních testů na případových studiích ukázaly, že původní vztahy odvozené z fyzikálních předpokladů využívané v SW AREBA nedokázaly dostatečně přesně predikovat časy zřícení nadloží průsakové trubice. Nově odvozené vztahy stability nadloží průsakové trubice (7.9–7.11) dosahovaly lepších výsledků, ale stále nejsou dostatečně přesné. V celkovém hodnocení nejlépe predikuje velikost průsakové trubice a čas zřícení nadloží nově zavedený vztah geometrického předpokladu (7.12). Všechny výše testované vztahy byly zapracovány do zdrojového kódu SW AREBA a je na jednotlivých uživatelích, který vztah si zvolí.

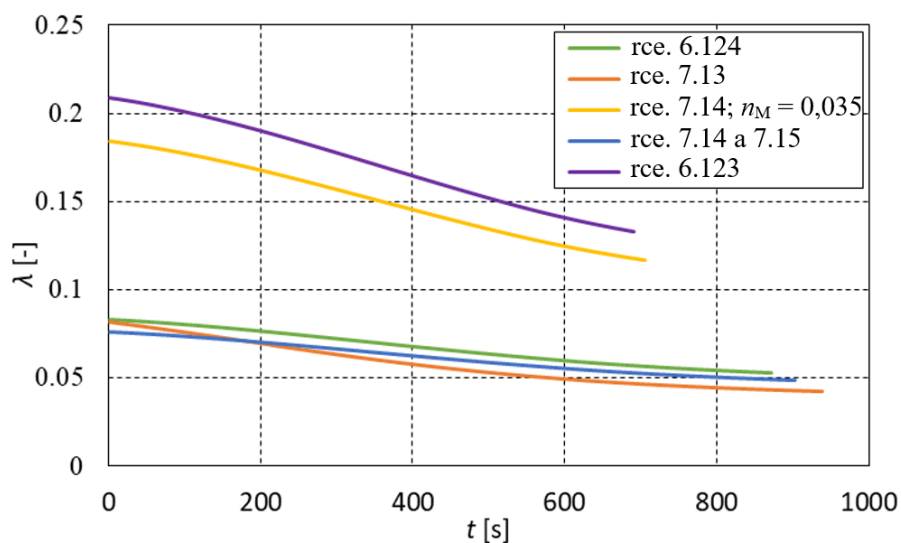
### 7.2.1.3 Ověření vztahu pro ztrátu třením v průsakové trubici

Do zdrojového kódu SW AREBA byly doplněny vztahy (7.55 a 7.56). Původní vztah použitý v SW a vztahy (7.15 a 7.16) popisující ztrátu třením v průsakové trubici, byly porovnány na příkladu P1 USDA–HERU (kap. 8.3). v rámci analýzy byla sledována hodnota ztráty třením po délce v čase.

Z výsledků na Obr. 7.16 lze odvodit, že ztrátový součinitel má nepřímý vliv na velikost rozšiřování průsakové trubice a tím zároveň na čas zřícení nadloží průsakové trubice a tvar a velikost hydrogramu predikovaného SW. Empirický vztah použitý van Dammem a kol. (2012) v SW AREBA (6.124) poměrně věrohodně kopíruje vztah odvozený Colebrook–Whitem (7.13). Při výpočtu součinitele ztrát třením v průsakové trubici pomocí Manningova vztahu (7.14), pokud je drsnostní součinitel vypočítán podle (7.15), vychází ztráta také velmi obdobně jako ztráta stanovená pomocí předešlých metod (Obr. 7.16). Při vyčíslení ztráty původním vztahem (6.123) uvedeným v dokumentaci (van Damme a kol., 2012) se hodnota  $\lambda$  pohybuje v hodnotách 0,21–0,13, což přibližně odpovídá výsledku z rovnice (7.14) při použití konstantního součinitele drsnosti  $0,035 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$ . Při každé simulaci je potřeba kontrola meze platnosti. Například v případě případové studie P1 USDA–HERU pro počáteční průsakovou rovnici, platí poměr průměrné velikosti zrna vůči průměru průsakové trubice  $0,00013 / 0,04 = 0,00325$  kdy platnost vztahu je pro poměr do 0,005 a lze tedy tento vztah využít. Tento poměr však nemusí vždy vycházet v mezích platnosti a pro zeminy s větší průměrnou velikostí částice (písek, šterk apod.) větší než 0,0002 m tento poměr nespadá do intervalu platnosti a potom je potřeba využít jiného vztahu či postupu pro stanovení ztráty v průsakové trubici.

Při proudění vody v průsakové trubici na začátku poruchy je poměrná drsnost vůči velikosti průsakové trubice extrémně velká a s rozšiřováním průsakové trubice se ztráta v průsakové trubici postupně zmenšuje až na hodnoty podle vztahu Colebrook–White (7.13).

Stanovení součinitele ztráty třením v průsakové trubici pro větší velikost výstupků, až v řádech několika milimetrů  $0 \leq d_{50}/D \leq 1$  by měla být součástí dalšího výzkumu, pro věrohodné vystihnutí ztráty v průsakové trubici, popřípadě vyšetřit vhodnou rovnici popisující proměnný drsnostní součinitel v průsakové trubici pro výpočet ztráty třením pomocí Manningova vztahu. Tato analýza je nad rámec disertační práce a bude součástí dalšího výzkumu.



**Obr. 7.16** Průběh ztráty třením po délce v průsakové trubici podle různých autorů (zelená – Huokuna, 2001; oranžová – Colebrook–White, 1937; žlutá – Manning s  $n_M = 0,035$  [ $s \cdot m^{-1/3}$ ]; modrá – Manning a Wu, 2013; fialová – van Damme a kol., 2012).

## 7.2.2 Citlivostní analýza

SW AREBA – empirické řešení, se zapracovanými návrhy pro zvýšení vypovídací hodnoty, byl testován pomocí citlivostní analýzy se zaměřením na změnu geotechnických parametrů zemin vstupující do výpočtu v SW AREBA.

### 7.2.2.1 Případová studie

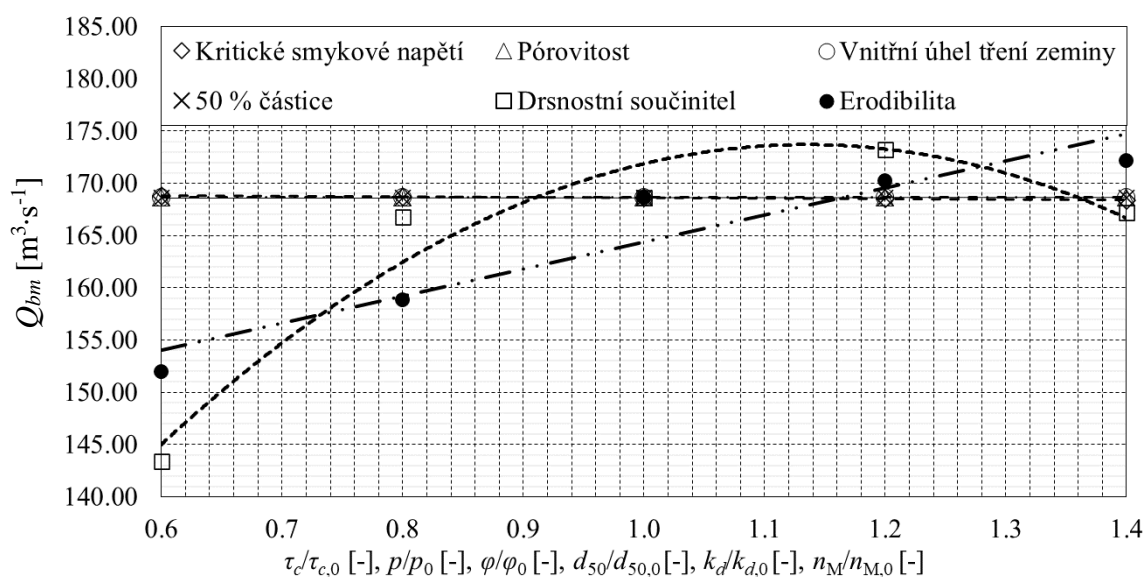
Pro deterministickou citlivostní analýzu byly vybrány vstupní parametry vlastností zemin případové studie 1 – IMPACT popsané v kap. 8.2. Sledované parametry, pro které byla vyšetřována citlivost, jsou uvedeny v Tab. 7.2. Uvedené parametry byly měněny v rozsazích  $\pm 20\%$  a  $\pm 40\%$ .

**Tab. 7.2 Parametry sledované v rámci citlivostní analýzy SW AREBA**

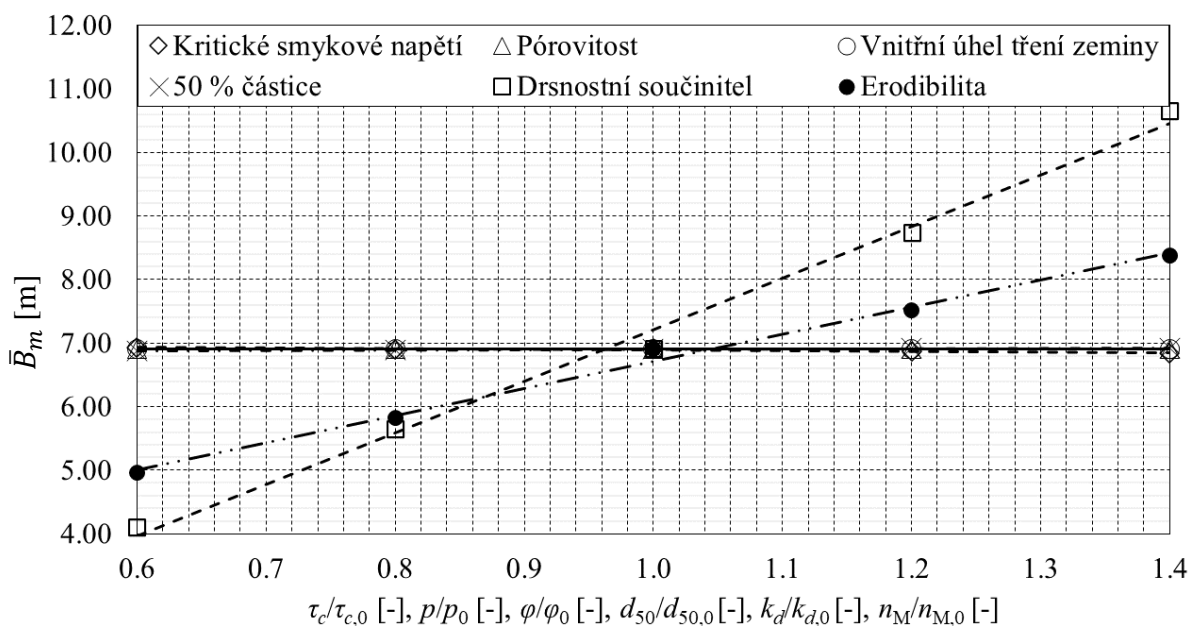
Vstupní parametry pro citlivostní analýzu	Jednotky	60 % vstupní hodnoty	80 % vstupní hodnoty	Vstupní hodnoty	120 % vstupní hodnoty	140 % vstupní hodnoty
Součinitel drsnosti – $n_M$	$[s \cdot m^{-1/3}]$	0,022	0,029	0,036	0,043	0,05
Kritické smykové napětí – $\tau_c$	$[kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}]$	3,41	4,544	5,68	6,82	7,95
Součinitel erodibility – $k_d$	$[cm^2 \cdot s \cdot kg^{-1}]$	10,61	14,14	17,68	21,22	24,75
Pórovitost – $n$	$[-]$	0,147	0,196	0,245	0,294	0,343
Průměrná velikost částice – $d_{50}$	$[m]$	0,0039	0,0052	0,0065	0,0078	0,0091
Vnitřní úhel tření zeminy – $\varphi$	$[^\circ]$	27,36	36,48	45,6	54,72	63,84

### 7.2.2.2 Výsledky citlivostní analýzy

Pro vybraný SW AREBA, popsáný v kapitole 6, byly provedeny simulace protržení hráze dle zvoleného experimentu popsáného v kapitole 8.2 v rozsahu všech hodnot uvedených v Tab. 7.2 pomocí jednoparametrické deterministické citlivostní analýzy. Z výsledků analýzy je patrné, že změny parametrů pórovitosti  $n$ , průměrné částice zeminy  $d_{50}$ , vnitřního úhlu tření zeminy  $\varphi$  a kritického smykového napětí  $\tau_c$  mají minimální vliv na sledovaný maximální průlomový průtok, velikost průlomového otvoru a na čas porušení (Obr. 7.17 a Obr. 7.18).



**Obr. 7.17 Graf výsledků citlivostní analýzy parametrů nejvíce ovlivňujících sledované výsledné veličiny; vliv na velikost průlomového průtoku**



**Obr. 7.18** Graf výsledků citlivostní analýzy parametrů nejvíce ovlivňujících sledované výsledné veličiny; vliv na velikost šířky průlomového otvoru

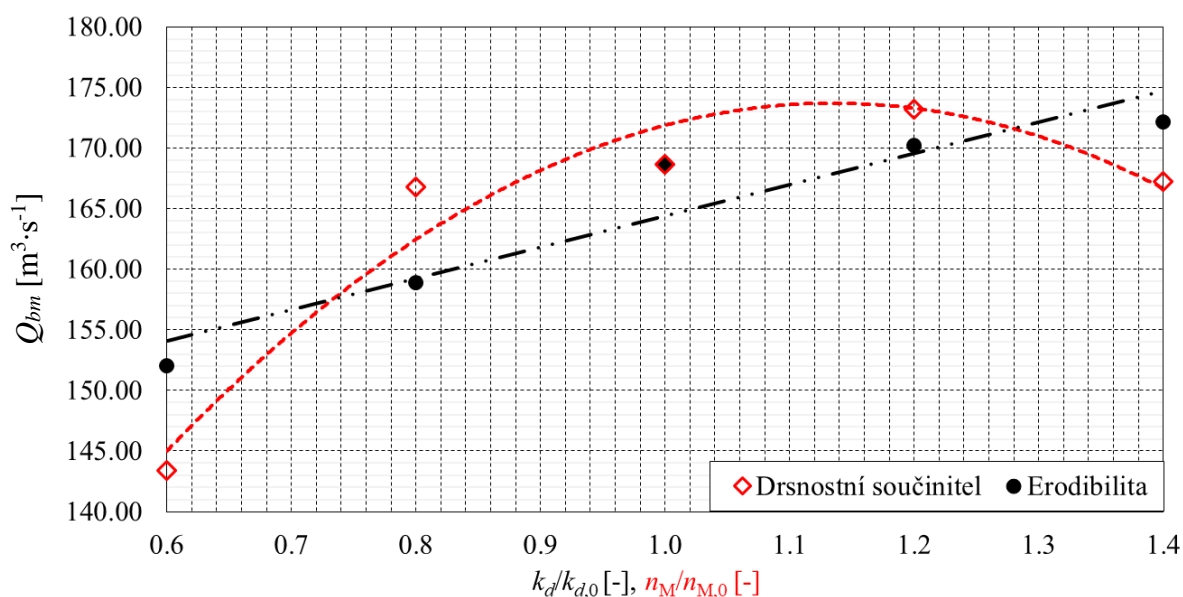
SW AREBA je citlivý při volbě součinitele erodibility  $k_d$  vstupujícího do výpočtu míry eroze zeminy a drsnostního součinitele  $n_M$  vstupujícího do výpočtu smykového napětí  $\tau$ . Je třeba zdůraznit, že součinitel drsnosti je funkcí velikosti částice zeminy nejčastěji  $d_{50}$ . Významné vstupní parametry ovlivňující sledované výsledné parametry a jejich procentuální odchylky od 100 % vstupní hodnoty jsou uvedeny v Tab. 7.3, Tab. 7.4 a na Obr. 7.19 a Obr. 7.20. Odchýlená hodnota je značena dolním indexem  $v$ .

**Tab. 7.3** Významný parametr ovlivňující sledované výsledné veličiny a jejich procentuální odchylky od vstupního výsledku – drsnostní součinitel  $n_M$

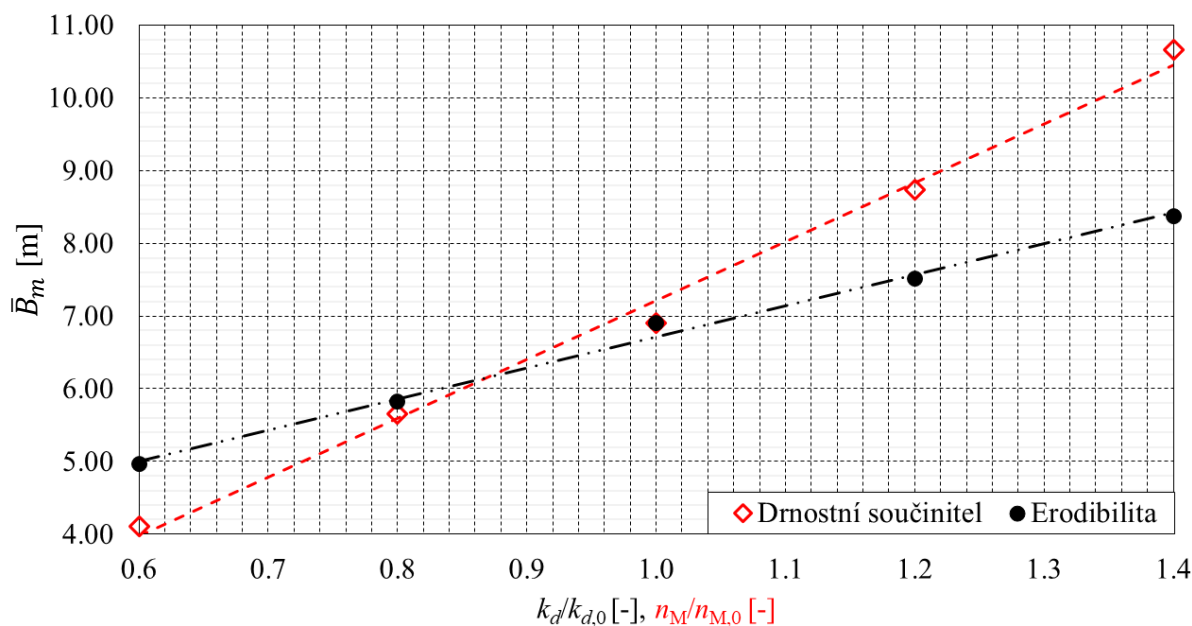
Parametr	Vstupní hodnoty	60 % vstupní hodnoty	80 % vstupní hodnoty	120 % vstupní hodnoty	140 % vstupní hodnoty
$Q_b, Q_{bm}$ [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]	168,64	143,36	155,02	173,22	167,23
$Q_{bm}/Q_b$ [%]	100	85	92	102,75	99,16
$t_p, t_{pm}$ [s]	2007	2108	2044	1951	1920
$t_{pm}/t_p$ [%]	100	105,03	101,84	97,21	95,67
$\bar{B}, \bar{B}_m$ [m]	6,91	4,11	5,36	8,74	10,66
$\bar{B}_m/\bar{B}$ [%]	100	59,48	77,57	126,47	154,27

**Tab. 7.4** Významný parametr ovlivňující sledované výsledné veličiny a jejich procentuální odchylky od vstupního výsledku – součinitel erodibility  $k_d$

Parametr	Vstupní hodnoty	60 % vstupní hodnoty	80 % vstupní hodnoty	120 % vstupní hodnoty	140 % vstupní hodnoty
$Q_b, Q_{bm}$ [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]	168,64	152,00	158,87	170,21	172,14
$Q_{bm}/Q_b$ [%]	100	90,13	94,21	100,93	101,95
$t_p, t_{pm}$ [s]	2007	2061	2049	1967	1956
$t_{pm}/t_p$ [%]	100	102,69	102,09	98,01	97,46
$\bar{B}, \bar{B}_m$ [m]	6,91	4,96	5,82	7,52	8,37
$\bar{B}_m/\bar{B}$ [%]	100	71,78	84,23	108,83	121,13



**Obr. 7.19** Graf výsledků citlivostní analýzy parametrů nejvíce ovlivňujících sledované výsledné veličiny; vliv na velikost průlomového průtoku



**Obr. 7.20** Graf výsledků citlivostní analýzy parametrů nejvíce ovlivňujících sledované výsledné veličiny; vliv na velikost šířky průlomového otvoru

V případě vlivu součinitele drsnosti dle Manninga  $n_M$  na vývoj šířky průlomového otvoru  $B$  lze konstatovat, že vliv má konstantní pozitivní lineární sklon. Při zmenšujících se hodnotách součinitele drsnosti dochází k významnému zmenšení výsledné velikosti průlomového otvoru. V případě zmenšení součinitele drsnosti o 20 % a 40 % dojde ke zmenšení šířky průlomového otvoru úměrně, a to o cca 20 % a 40 %. Vliv na velikost průlomového průtoku mají hlavně menší hodnoty součinitele drsnosti v intervalu od cca (0,016–0,035  $s \cdot m^{-1/3}$ ). Při zvětšujících se hodnotách drsnostního součinitele není vliv na průtok velký a dochází dokonce ke zmenšování

průlomového průtoku  $\pm 3 \%$ . Vliv součinitele drsnosti při větších hodnotách se projevuje pouze v šířce průlomového otvoru.

Erodibilita má v případě vyhodnocení vlivu na šířku průlomového otvoru lineární pozitivní sklon, avšak s menším sklonem než v případě součinitele drsnosti. Lze tedy konstatovat, že vliv na šířku průlomového otvoru není tak velký jako v případě součinitele drsnosti, a to o cca 10 %. Vliv erodibility na velikost průlomového průtoku mají hlavně jeho menší hodnoty (podhodnocení), kde je nárůst průtoku lineárně strmější než v případě vyšších hodnot součinitele erodibility (nadhodnocení). Při větších hodnotách součinitele erodibility je změna průtoku  $\pm 6 \%$ .

Analýza citlivosti ukázala, že tvar, velikost a průběh hydrogramu průtoku jsou velmi citlivé na dobu vzniku porušení a na dobu vývoje průlomového otvoru. Ve světle těchto zjištění má citlivostní analýza přispět k dalšímu relevantnímu výzkumu při určování souboru klíčových parametrů v experimentálním nebo modelovém úsilí tak, aby se omezila nejistota, která vychází z osobního úsudku.

## 8 POROVNÁNÍ VÝSLEDKŮ SIMULACÍ SW AREBA A JINÝCH SW NA PŘÍPADOVÝCH STUDIÍCH

Kapitola se zaměřuje na porovnání výsledků simulací, které byly provedeny pomocí modifikovaného SW AREBA, a výsledků získaných pomocí dalších SW na základě případových studií. Cílem porovnání je zhodnotit věrohodnost výsledků simulací SW AREBA v porovnání s jinými komerčními SW, které se používají v daných oblastech výzkumu a praxe.

SW použité pro porovnání jsou popsány v kap. 6.6.1. Nebyl porovnáván SW RUPRO, jelikož je velmi složitý na nastavení a ve francouzském jazyce a SW OvaBreach, jelikož jeho komerční verze je ve vývoji. U každé případové studie je prezentován také jeden výsledek porovnání výsledků pracovní skupiny Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation (Obr. 8.8, Obr. 8.24 a Obr. 8.39), kde je patrný vliv zadání vstupních parametrů jednotlivými institucemi. V těchto případech jsou prezentovány výsledky i ze SW RUPRO a OvaBreach od jejich vývojářů.

Nejprve se provedla rešerše a přehled případových studií, které byly vybrány pro porovnání výsledků simulací ze SW AREBA a dalších vybraných SW. Dále je popsána metodika, která byla použita při provádění simulací a následné porovnání výsledků pomocí SW AREBA a dalších vybraných SW. Nakonec jsou prezentovány jednotlivé případové studie, které jsou popsány z hlediska historie protržení, a jsou uvedeny také parametry těchto studií, jako jsou parametry hráze, použitý materiál, výsledný hydrogram protržení a další relevantní informace. Následně jsou prezentovány výsledky simulací a porovnání SW nástrojů pomocí popsané metodiky. Závěry kapitoly mohou sloužit jako podklad pro rozhodování o použití SW AREBA při reálných aplikacích a pro další vývoj a vylepšování SW AREBA.

### 8.1 REŠERŠE DOSTUPNÝCH PŘÍPADOVÝCH STUDIÍ

V případě laboratorních testů bylo provedeno velmi málo experimentů (Tab. 6.1), kdy celá řada testů např. (Morris a Hassan, 2005) není použitelná pro testování SW, které se používají v daných oblastech výzkumu a praxe, jelikož 3 z 5 testů byly provedeny speciálně v laboratoři (Ghataora a kol., 2003). Zbylé dva testy nebyly vhodné a nebyl dostatek informací (výsledky testu, parametry zemin) pro samotnou simulaci. V případě polních experimentů uvedených v literatuře (Vaskinn a kol. 2004) byly provedeny dva testy porušení. První experiment byl provedený na homogenní hrázi z morény (špatně vytríděný materiál s jílovitou příměsí) testovaný v rámci této práce, a druhý polní experiment byl proveden na hrázi s jádrovým těsněním, u kterého nedošlo k vývoji průsakové trubice do takové míry, že došlo k okamžitému vzniku kaverny, zřícení nadloží a následnému přelítí hráze. Další zaznamenané experimenty porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze probíhaly v Číně v rámci Eleventh five-year science and technology support program (2009). Výsledky těchto testů nejsou v současné době dostupné. U dvou provedených laboratorních testů porušení sypaných hrází (homogenní a s jádrovým těsněním) v důsledku vnitřní eroze testovaných Wahlem (2019) nedošlo ve vývoji



průsakové trubice do takové míry, aby došlo ke zřícení nadloží a porušení celé hráze. V rámci polních testů dále byly provedeny 4 testy, avšak byly publikovány pouze dva (Hanson, 2010), z čehož jen u jednoho došlo k takovému vývoji průsakové trubice, že došlo ke zřícení nadloží trubice a následnému dalšímu vývoji porušení přelítím. Do současné doby nebylo provedeno dostatečné množství použitelných laboratorních testů, porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze, pro validaci SW sloužící pro simulování porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze. V případě reálného protržení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze byla nalezena velká databáze protržení a celá řada literatury (Bernard-Garcia, a Mahdi, 2020). Parametry protržení v případě vnitřní eroze je velmi obtížné stanovit (čas zřícení nadloží, velikost průsakové trubice, počátek porušení, kulminační průtok apod.) a také vstupní parametry (přítok do nádrže, odtok funkčními objekty, batygrafické křivky nádrže apod.). Aureli a kol. (2021) dohledal celkem 6 dobře zdokumentovaných reálných protržení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze, avšak u nich chybí často určitá data. Po provedené rešeršní části, byl vybrán nejlépe zdokumentovaný a na data dostupný experiment Big Bay uvedený v celé řadě dokumentů (Burge, 2004; Yochum a kol., 2008; Altınakar a kol., 2010; Ferguson, 2014; Wahl, 2014; Macchione a kol., 2016). Z literatury je patrné, že pro jednu hráz jsou uvedeny rozdílné parametry, a proto je zde určitá nejistota stanovení vstupních parametrů a výsledných parametrů protržení. Například v případě výšky hráze uvádí jednotliví autoři rozdílné hodnoty v rozpětí 15,60–18,30 m. U batygrafických křivek jsou uvedeny rozdílné objemy.

Pro porovnání SW byly zvoleny dva dobře zdokumentované experimenty a jedno reálné porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze, viz Tab. 8.1.

**Tab. 8.1 Vybrané experimenty a reálná protržení pro jednotlivé etapy porovnání SW**

Označení testu	Organizace poskytující data k experimentům nebo testům	Popis experimentu	Reference experimentů
1	HR Wallingford – IMPACT test Norsko	Vnitřní eroze – piping	Vaskinn a kol., (2004)
2	USDA–ARS–HERU test P1	Vnitřní eroze – piping	Hanson a kol., (2010)
3	EDF – Big Bay	Vnitřní eroze – piping	Ferguson a kol., (2004)

## 8.2 METODIKA POROVNÁNÍ

Cílem modelování porušení hráze vnitřní erozí je určení časového průběhu průtoku hypotetickou průsakovou trubicí  $Q_b$  ve vazbě na průběh úrovně hladiny vody v nádrži  $H$  a průměru průsakové trubice  $D$ . Zjednodušeně se dá říct, že vnitřní eroze je první stupeň porušení hráze, který po zřícení průsakové trubice přechází v přelítí.

Porovnání výsledků simulací jednotlivých SW je provedeno ve třech etapách na případových studiích a reálném protržení Big Bay. V první a druhé etapě se porovnávaly výsledky simulací SW na experimentálních pokusech malých homogenních hrází, u kterých jsou dobře zaznamenány všechny parametry protržení. V třetí etapě bylo předmětem řešení reálné

protržení hráze v důsledku vnitřní eroze. Každá etapa byla rozdělena na dvě fáze porovnání. V první fázi, tzv. „blind“ bylo k dispozici jen omezené množství informací bez známých hodnot maximálního průlomového průtoku, šířky a tvaru průlomového otvoru atd. Cílem porovnání bylo optimalizovat parametry porušení a odhadnout hydrogram průtoku a rozměry průlomového otvoru. Následně byly výsledky simulací porovnány s naměřenými daty průlomového průtoku, velikostí průlomového otvoru, dobou protržení atp. V druhé fázi, tzv. „aware“ byly poskytnuty všechny dostupné informace a data k provedeným experimentům či reálným protržením, které byly zaznamenány. Cílem porovnání bylo optimalizovat vstupní parametry vstupující do SW a sblížit výsledné průběhy křivek co nejpřesněji s naměřenými hodnotami a následně určit odchylky výsledků od výsledků reálných protržení.

V porovnání je použito zkratk institucí: VUT – Vysoké učení technické v Brně, UClrk – Clarkson University, HRW – HR Wallingford; ERDC – Engineer Research and Development Center, EDF – Électricité de France, ARS – Agricultural Research Service.

### 8.3 PŘÍPADOVÁ STUDIE 1 – HR WALLINGFORD – IMPACT TEST NORSKO

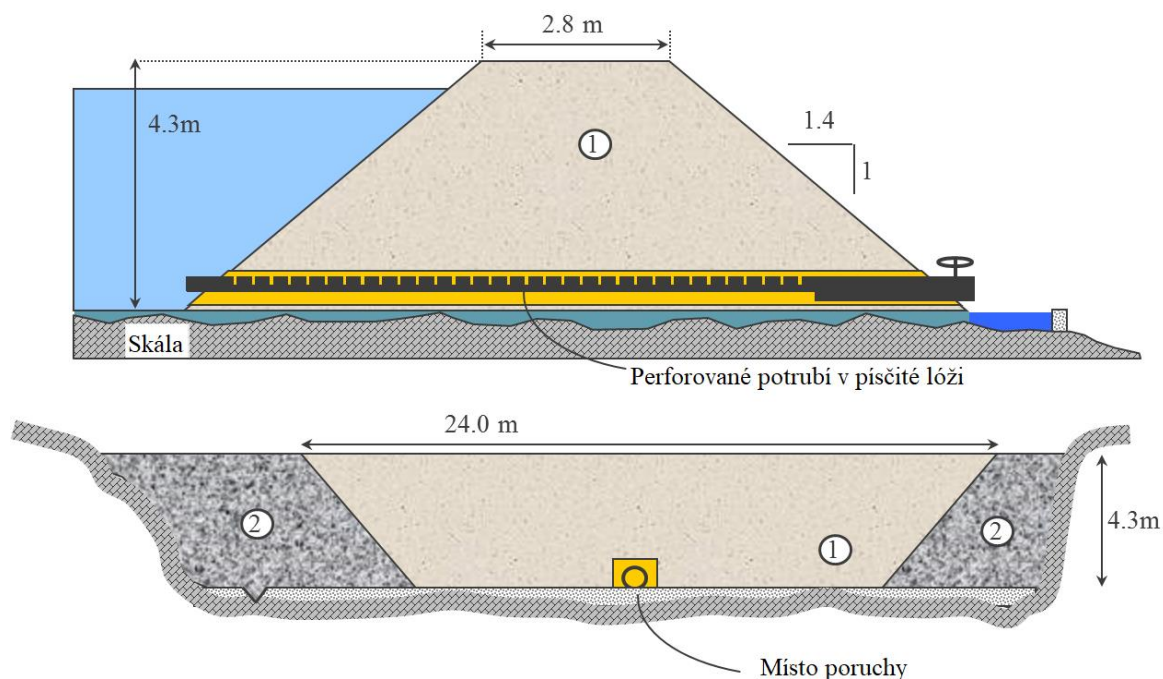
#### 8.3.1 Popis lokality

Experiment byl proveden v říjnu 2003 v rámci projektu IMPACT financovaného Evropskou unií jako řízený experiment. Experiment sloužil pro lepší pochopení vzniku porušení a pro identifikaci mechanismů porušení homogenních hrází v důsledku vnitřní eroze (Vaskinn a kol. 2004). Zkušební místo hráze se nacházelo v Norsku asi 60 km jižně od města Mo i Rana poblíž nádrže Røssvatn na řece Røssaga, asi 600 m po proudu od přehrady Røssvassdammen (Obr. 8.1). Řeka Røssaga je typicky málo vodná řeka. Průtok je větší jen na jaře a řeka je tedy vhodná pro experimenty porušení sypaných hrází. Regulovat lze úroveň hladiny v nádrži testované hráze a zároveň přítok do nádrže. Kontrolní měření průtoků probíhalo v měrných bodech VM 1 – VM 5 (Obr. 8.1).



Obr. 8.1 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – situace s vyznačením měrných bodů (Vaskinn a kol., 2004)

### 8.3.2 Charakteristiky hráze a nádrže



**Obr. 8.2** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – příčný řez hráze. 1 – Těleso hráze z morénových jílu, 2– zavázání hráze kamenité (Vaskinn a kol., 2004)

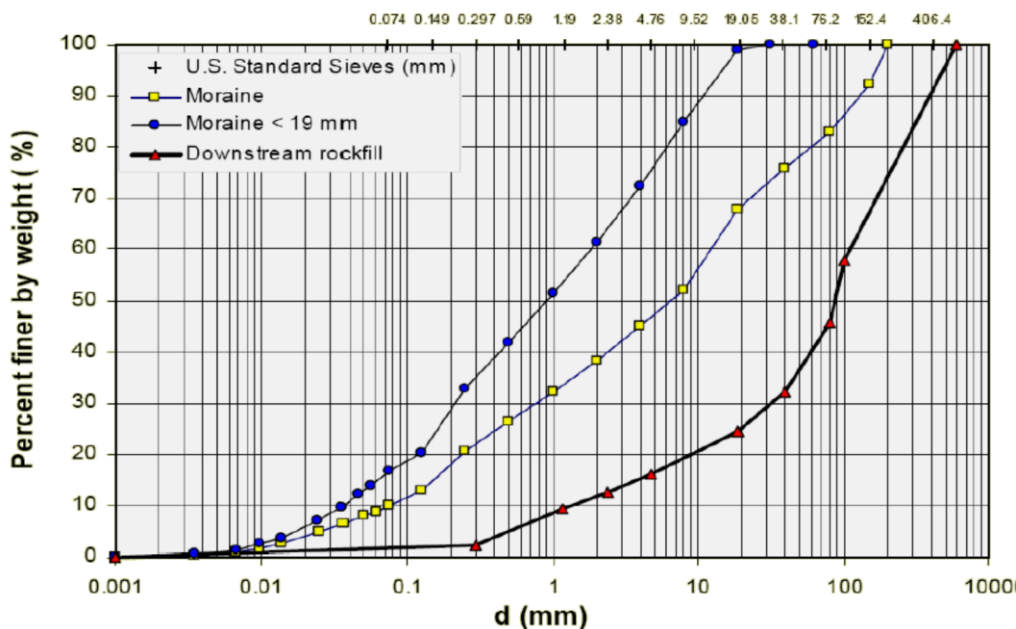
Těleso hráze bylo postaveno z jílovité morénové zeminy výšky 4,3 m (Obr. 8.2). Nádrž měla objem 110 000 m<sup>3</sup> při nejvyšší možné úrovni hladiny 372,00 m n. m. V dolní části tělesa hráze bylo položeno perforované potrubí DN 200, uložené v písčité zemi vrstvě příčného profilu 1 m × 1 m (Obr. 8.3), opatřené regulovatelným uzávěrem (Vaskinn a kol., 2004). Na začátku testu byl uzávěr otevřen a pískové lože bylo vypláchnuto, aby se zahájil test porušení v důsledku vnitřní eroze. Počáteční výtok z potrubí byl cca 0,2 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>. Přímé měření času zřícení nadloží a erozních charakteristik zeminy nebylo v rámci testu proveditelné (Vaskinn a kol., 2004). Základní parametry polního pokusu IMPACT v Norsku jsou uvedeny v Tab. 8.2 a na Obr. 8.4 – 8.6.



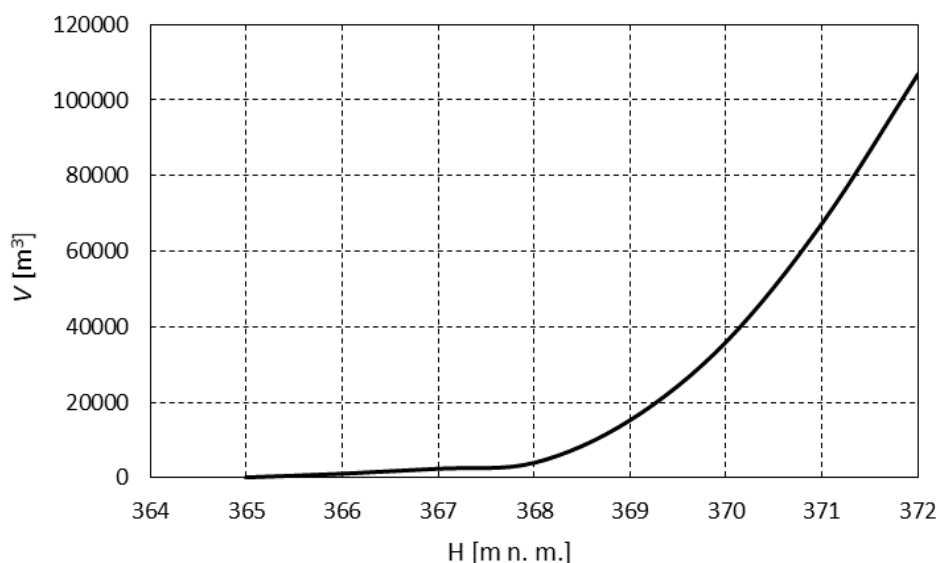
**Obr. 8.3** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku (Vaskinn a kol., 2004)

**Tab. 8.2 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – základní parametry (Vaskinn a kol., 2004).**

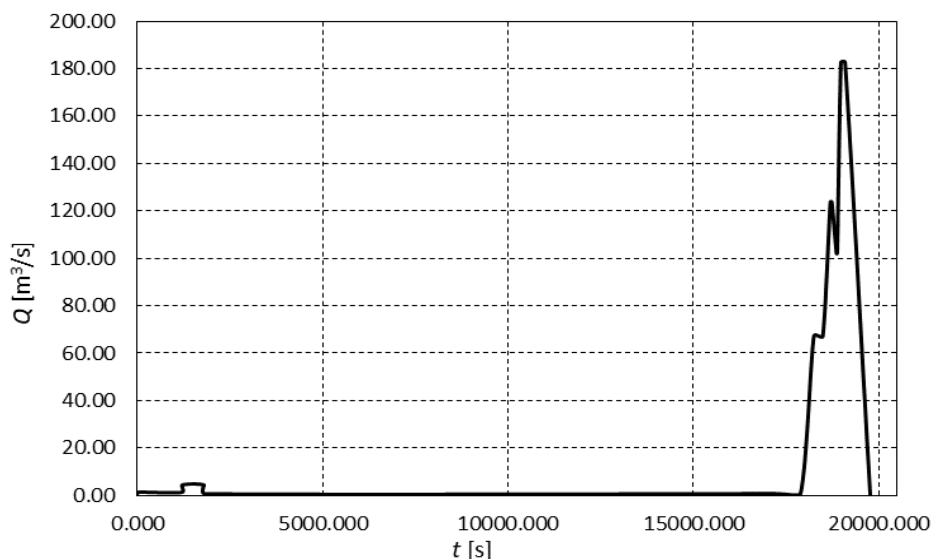
Název vstupního parametru	Značka veličiny	Hodnota	Jednotka
Počáteční úroveň hladiny v nádrži	$H_0$	368,50	[m n. m.]
Úroveň koruny hráze	$H_{koruna}$	369,00	[m n. m.]
Výška hráze	$h_d$	4,30	[m]
Šířka koruny hráze	$C_w$	2,80	[m]
Délka koruny hráze	$B_R$	24	[m]
Úroveň skalního podloží	$H_{podloží}$	324,70	[m n. m.]
Sklon návodního svahu	1:X	1:1,4	[V:H]
Sklon vzdušního svahu	1:X	1:1,4	[V:H]
Počáteční úroveň výtoku z průsak. trubice	$H_{out}$	364,81	[m n. m.]
Počáteční úroveň osy průsak. trubice	$H_{osa}$	364,81	[m n. m.]
Počáteční průměr průsakové trubice	$D_0$	0,2	[m]
Součinitel průtoku	$\varphi_p$	0,7	[-]
Velikost částice	$d_{50}$	0,002	[m]
Objemová hmotnost suché zeminy	$\rho_d$	2090	[kg·m <sup>-3</sup> ]
Soudržnost zeminy	$c$	20	[N·m <sup>-2</sup> ]
Zastoupení jílu	$P\%$	2	[%]
Index plasticity	$PI$	Netestováno	[-]
Úhel vnitřního tření zeminy	$\varphi$	45,6	[°]
Kritické smykové napětí	$\tau_c$	Netestováno	[N·m <sup>-2</sup> ]
Součinitel erodibility	$k_d$	Netestováno	[m <sup>2</sup> ·s·kg <sup>-1</sup> ]
Součinitel drsnosti	$n_M$	Neznámé	[s·m <sup>-1/3</sup> ]
Pórovitost	$n$	0,245	[-]



**Obr. 8.4 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – křivka zrnitosti (Vaskinn a kol., 2004)**



**Obr. 8.5** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – křivka objemu nádrže (Vaskinn a kol., 2004)

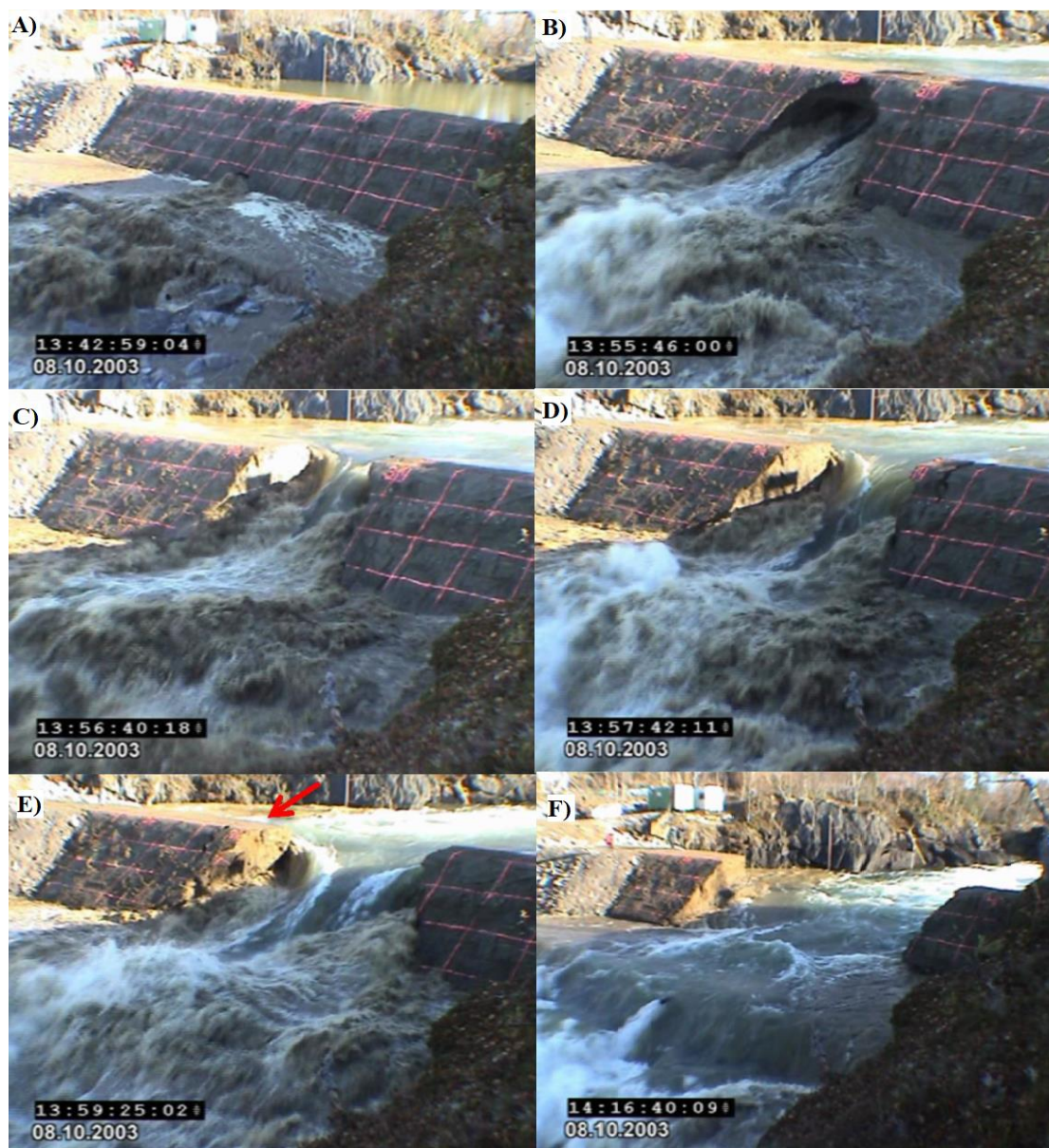


**Obr. 8.6** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – hydrogram přítoku do nádrže (Vaskinn a kol., 2004)

### 8.3.3 Popis protržení

Otevřením ventilu na konci drenážního potrubí 8. října 2003 ve 13:34:00, započala případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku, kdy byl postupně odplaven písek z lóže drenážního potrubí a ve 13:40:00 započal pokus porušení vnitřní eroze s velikostí průsakové trubice 0,2 x 0,2 m. Hlavní proces rozšiřování průsakové trubice probíhal od 13:40:00 do 13:56:14. Maximální průměr průsakové trubice dosahoval cca 4,2 m. Průběh rozšiřování trval přibližně 974 s. V 13:56:14 se nadloží průsakové trubice zřítilo do průlomového otvoru a materiál nadloží byl okamžitě odplaven dále po toku. Po zřícení nadloží se zformoval obdélníkový průlomový otvor, u kterého docházelo k dalšímu rozšiřování průlomového otvoru

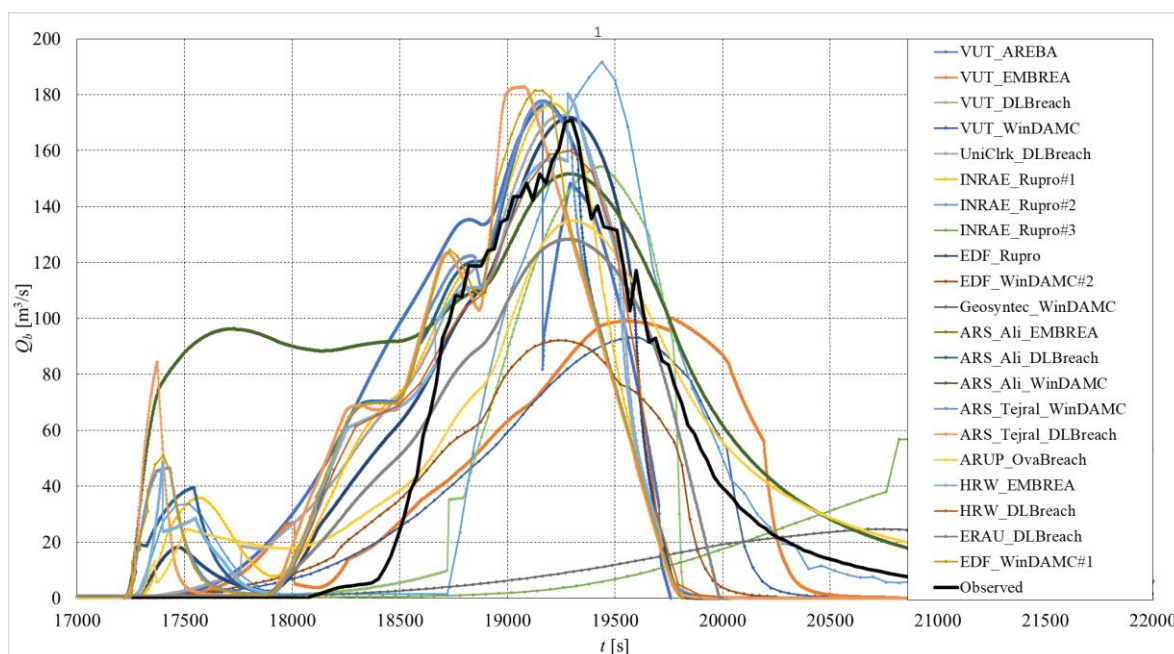
do stran u dna a následně docházelo ke zřícení svahů průlomového otvoru. Konec eroze byl zaznamenán ve 14:16:00, kdy došlo k zformování finálního tvaru průlomového otvoru (Obr. 8.7). Údaje hydrogramu odtoku průlomového průtoku byly měřeny ve stanici VM5, který byl lokalizován asi 200 m po proudu níže v údolí. Stanice VM5 však nemohla měřit průtok menší než  $5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Hydrogram odtoku tedy částečně zahrnoval transformaci hydrogramu údolím pod hrází. Průlomový otvor měl finální tvar obdélníku s průměrnou šířkou cca 14 m dosahující maximálního průlomového průtoku cca  $171 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .



**Obr. 8.7** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – fotky z průběhu poruchy A) počátek porušení, B) vývoj průlomového otvoru, C) zřícení nadloží průsakové trubice, D) počátek přelítí, E) zřícení svahů průlomového otvoru, F) konec experimentu zformovaný průlomový otvor (Vaskinn a kol., 2004)

### 8.3.4 Výsledky simulace případové studie 1 – HR Wallingford – IMPACT test Norsko

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – IMPACT v Norsku – část „blind“ v rámci pracovní skupiny Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation (Morris a Courivaud, 2021), kde je patrný vliv zadání parametrů jednotlivými institucemi (Obr. 8.8). Na Obr. 8.8 je vidět celkem konzistentní rozptyl hodnot výsledných kulminačních průtoků a časů dosažení kulminace. Většina SW relativně věrohodně predikovala výsledný hydrogram průlomového průtoku. Oproti změřenému průtoku většina SW predikovala zvětšený odtok z nádrže okamžitě po začátku poruchy kolem (17 500 s – 18 000 s). Velký vliv na výsledný hydrogram hraje volba vstupních neznámých parametrů hlavně kritické smykové napětí a erodibilita.



Obr. 8.8 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku

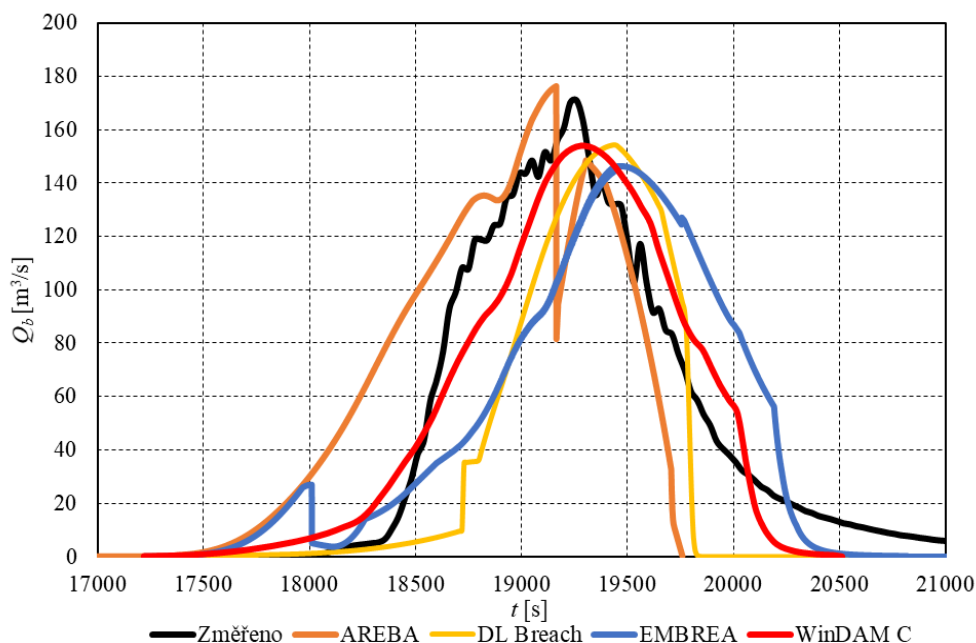
#### 8.3.4.1 Blind

Parametry sledované a měněné v rámci porovnání SW – případová studie IMPACT v Norsku „blind“ jsou uvedeny v Tab. 8.3. Erodibilita a kritické smykové napětí nebyly v rámci pokusu měřeny, a proto musely být odhadnuty.

Tab. 8.3 Parametry sledované v rámci porovnání SW – případová studie IMPACT v Norsku

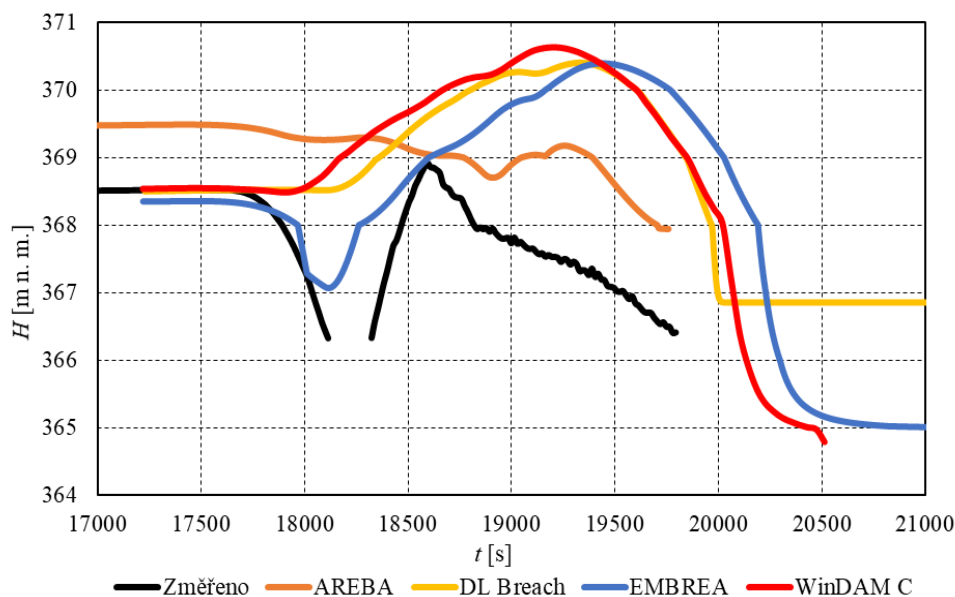
Vstupní parametry měněné v rámci modelování		Součinitel drsnosti	Kritické smykové napětí	Erodibilita $k_d$
		$n_M$ [s·m <sup>-1/3</sup> ]	$\tau_c$ [kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ·s·kg <sup>-1</sup> ]
Blind	AREBA	0,03	0,001	4,50
	EMBREA	0,03	0,001	4,50
	DL Breach	0,03	0,001	4,50
	WinDAM C	0,03	0,001	4,50

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – IMPACT v Norsku – část „blind“ jsou uvedeny na Obr. 8.9–8.11.



**Obr. 8.9** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku

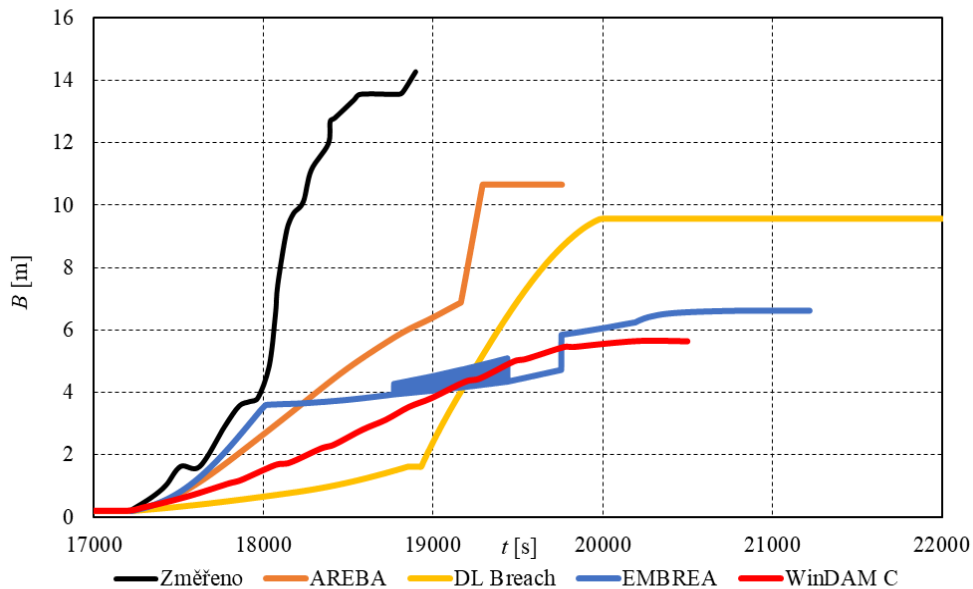
Průběh úrovně hladiny v nádrži během protržení (Obr. 8.10) vykazuje chybné výsledky, jelikož hladina v nádrži u většiny SW stoupla nad korunu hráze (369,00 m n. m.), a tak SW predikovaly zároveň přelévání koruny hráze, což se v reálném případě nestalo.



**Obr. 8.10** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „blind“ – průběh hladiny v nádrži



Rychlost eroze a finální velikost průlomového otvoru nekorespondovala s průběhem rozšiřování během poruchy. Všechny SW zásadně podhodnocovaly rozšiřování a finální velikost průlomového otvoru v čase (Obr. 8.11).



**Obr. 8.11** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „blind“ – průběh šířky průlomového otvoru

### 8.3.4.2 Aware

Parametry sledované a měněné v rámci porovnání SW – případová studie IMPACT v Norsku „aware“ jsou uvedeny v Tab. 8.4.

**Tab. 8.4 Parametry sledované v rámci porovnání SW – případová studie IMPACT v Norsku**

Vstupní parametry měněné v rámci modelování		Součinitel drsnosti $n_M$	Kritické smykové napětí $\tau_c$	Erodibilita $k_d$
		[ $s \cdot m^{-1/3}$ ]	[ $kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$ ]	[ $cm^2 \cdot s \cdot kg^{-1}$ ]
Aware	AREBA	0,036	5,47	17,68
	EMBREA	0,036	5,47	17,68
	DL Breach	0,036	5,47	17,68
	WinDAM C	0,036	5,47	50,00

Výsledky simulací porušení sypané hráze vnitřní erozí – IMPACT v Norsku – část „aware“ jsou uvedeny na Obr. 8.12–8.14 a v Tab. 8.5 a Tab. 8.6. V rámci porovnání případové studie IMPACT v Norsku činila průměrná odchylka od všech sledovaných výsledků pro SW AREBA 7,37 %, DL Breach 7,33 %, EMBREA 6,58 % a WinDam C 5,41 %.

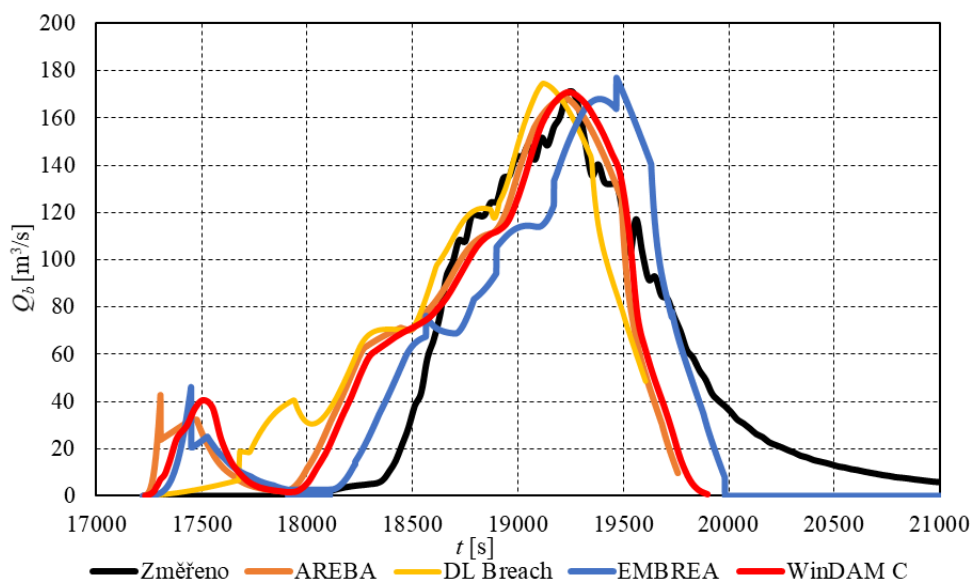
**Tab. 8.5 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ – výsledky**

TEST IMPACT Aware	Průlomový průtok [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]	Čas dosažení průlomového průtoku [s]	Čas zřícení nadloží průsakové trubice [s]	Maximáln í velikost průsakové trubice [m]	Úroveň hladiny v nádrži v čase průlomového průtoku [m n. m.]	Šířka průlomového otvoru v čase průlomového průtoku [m]	Finální šířka průlomového otvoru [m]
Změřeno	171	19260	17966	3,83	366,834	14,28	14,28
AREBA	168	19227	17304	2,81	369,00	12,83	15,56
DL Breach	174	19119	17944	4,64	368,24	16,18	16,20
EMBREA	168	19387	17449	3,22	368,76	12,59	16,07
WinDAM C	171	19240	17551	4,52	368,96	12,09	14,50

**Tab. 8.6 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ chyba výsledků od naměřených hodnot**

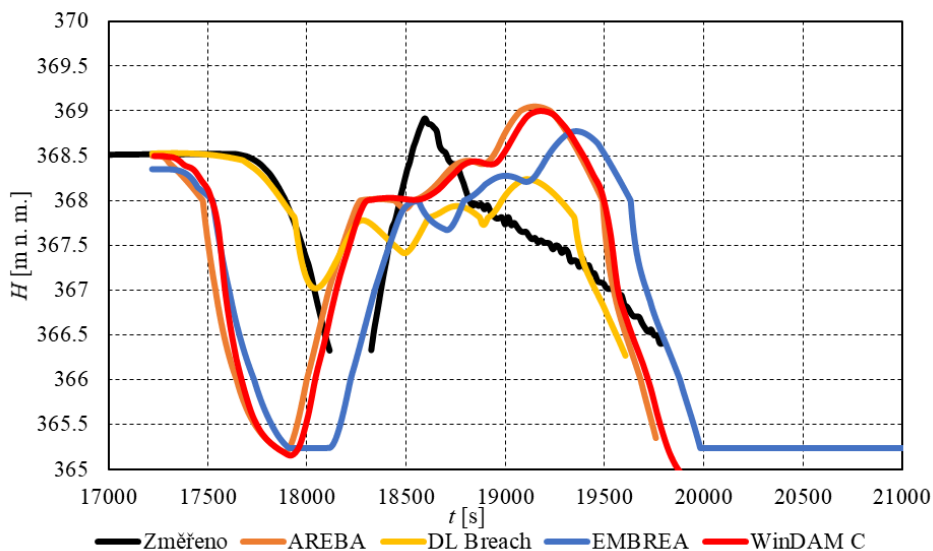
TEST IMPACT Aware	Průlomový průtok % Error	Čas dosažení průlomového průtoku % Error	Čas zřícení nadloží průsakové trubice % Error	Maximální velikost průsakové trubice % Error	Úroveň hladiny v nádrži v čase průlomového průtoku % Error	Šířka průlomového otvoru v čase průlomového průtoku % Error	Finální šířka průlomového otvoru % Error
AREBA	-1,39	-0,17	-3,68	-26,63	+0,59	-10,15	+8,96
DL Breach	+2,18	-0,73	-0,12	+21,15	+0,38	+13,33	+13,45
EMBREA	-1,72	+0,66	-2,88	-15,93	+0,53	-11,83	+12,54
WinDAM C	0,00	-0,10	-2,31	+18,02	+0,58	-15,34	+1,54

V případě hydrogramu průtoku došlo k výraznému zpřesnění výsledků u všech testovaných SW. Došlo k přepočtení hodnoty erodibility na základě vstupního smykového napětí a dále se zvětšila hodnota drsnostního součinitele. Hydrogram průtoku byl velmi dobře predikován všemi dostupnými SW. V případě tvaru hydrogramu a odtoku na začátku poruchy (čas cca 17 500 s) podle osobní komunikace s Markem Morrisem (jeden z iniciátorů pokusů fyzikálních experimentů porušení sypaných hrází v rámci projektu IMPACT) tento zvýšený odtok na začátku odpovídal reálnému průběhu. Hydrogram, který je na Obr. 8.12 uveden jako změřený (černý), se měřil 200 m níže po toku, a tedy docházelo k „transformaci“ a zkreslení měřeného průtoku v čase.



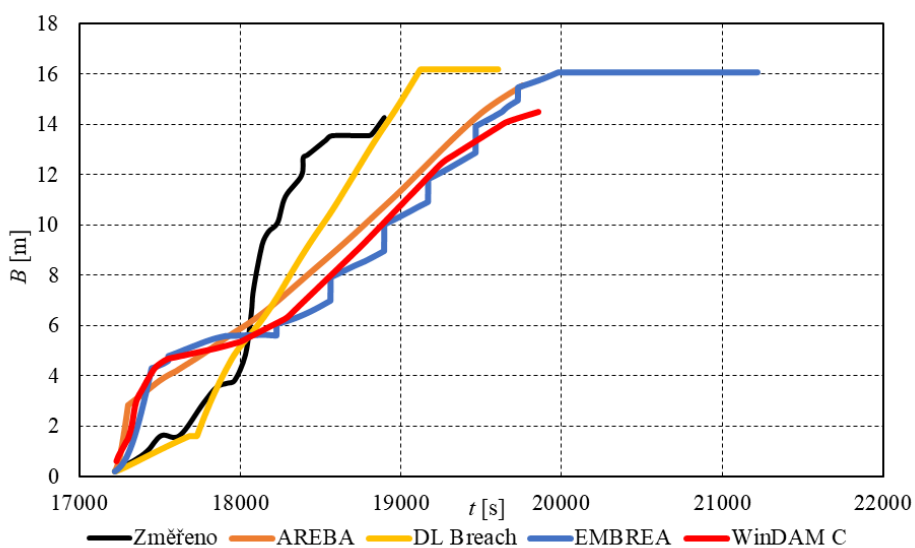
**Obr. 8.12** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ – hydrogram průlomového průtoku

Při průběhu hladiny v nádrži během protržení (Obr. 8.13) je patrné, že dochází u většiny SW k rychlému počátečnímu vyprázdnění nádrže až na SW DL Breach, který počáteční prázdnění nádrže predikoval nejpřesněji. Jak je z výsledků patrné, při této simulaci již nedocházelo k přelévání koruny hráze, což odpovídá reálnému pokusu.



**Obr. 8.13** Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ – průběh hladiny v nádrži

Průběh rozšiřování průlomového otvoru (Obr. 8.14) dokázal nejpřesněji predikovat SW DL Breach. Na začátku poruchy většina SW predikovala rychlejší rozšiřování průsakové trubice, než bylo reálně zaznamenáno. Po zřícení nadloží průsakové trubice došlo ke zpomalení rozšiřování průlomového otvoru u většiny SW.



**Obr. 8.14 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ – průběh šířky průlomového otvoru**

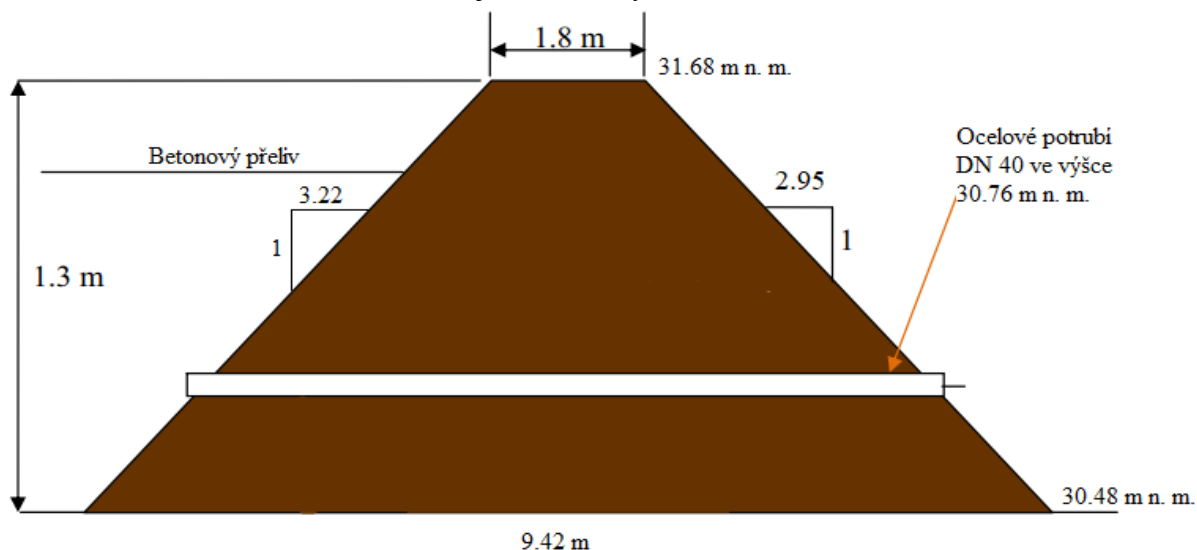
## 8.4 PŘÍPADOVÁ STUDIE 2 – USDA ARS HERU – STILLWATER, USA – TEST P1

### 8.4.1 Popis lokality

Experiment byl proveden v létě 2010 v rámci výzkumu v laboratoři NRCS USDA–HERU, Stillwater, Oklahoma ve venkovní hydraulické laboratoři unií. Pokus porušení sypané hráze vnitřní erozí byl realizován jako řízený experiment. Před tělesem hráze byl umístěn bezpečnostní přeliv o délce 43 m (Obr. 8.17), který simuloval velkou nádrž a udržoval relativně konstantní úroveň hladiny v nádrži (Hanson a kol., 2010).

### 8.4.2 Charakteristiky hráze a nádrže

Těleso hráze bylo postaveno z homogenního zemního materiálu výšky 1,3 m v nadmořské výšce 31,68 m n. m. (Obr. 8.15). Uprostřed tělesa hráze byla položena ocelová trubka o průměru 40 mm, která byla po naplnění nádrže odstraněna a byla zahájena iniciace vnitřní eroze (Obr. 8.16). Těleso hráze bylo postaveno po vrstvách s výškou hutnění vrstev 0,09 m za použití vibračního válce, přičemž každá vrstva byla zhutněna rovnoměrně dvěma pojezdy. Návodní i vzdušná strana hráze byla postavena ve sklonu 1:3. Základní parametry případové studie P1 USDA – HERU Stillwater jsou uvedeny v Tab. 8.7 a na Obr. 8.18–8.22.



Obr. 8.15 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – příčný řez hrází (Hanson a kol. 2010)



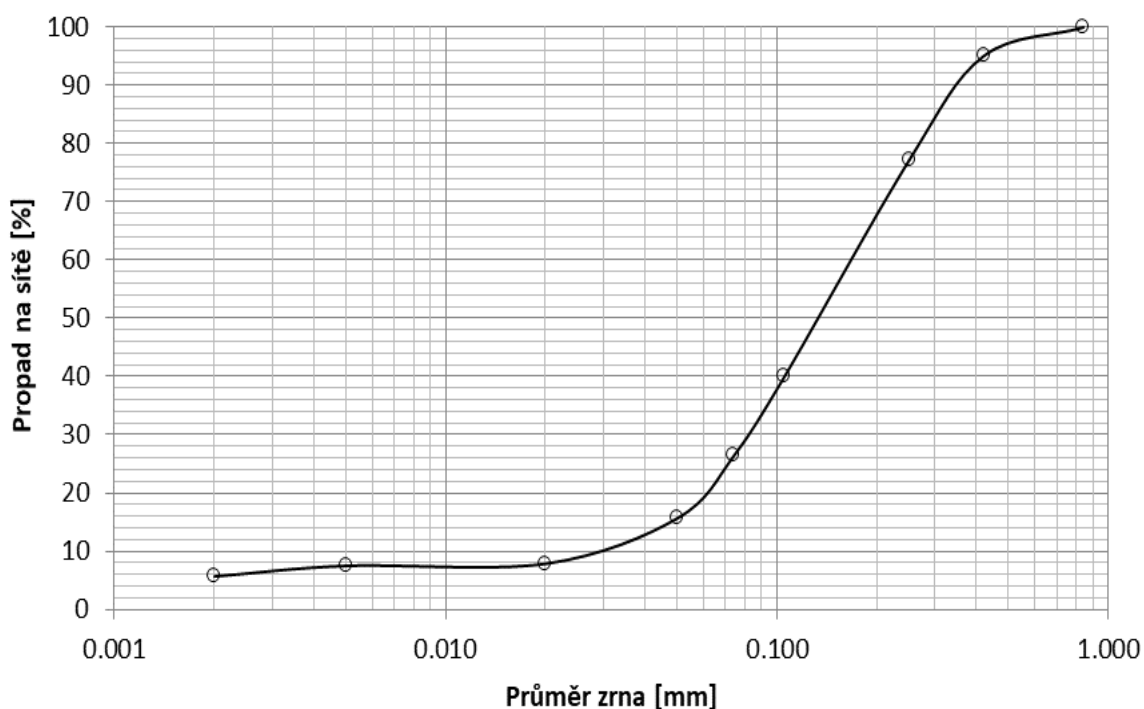
**Obr. 8.16 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze – těleso hráze (Hanson a kol., 2010)**

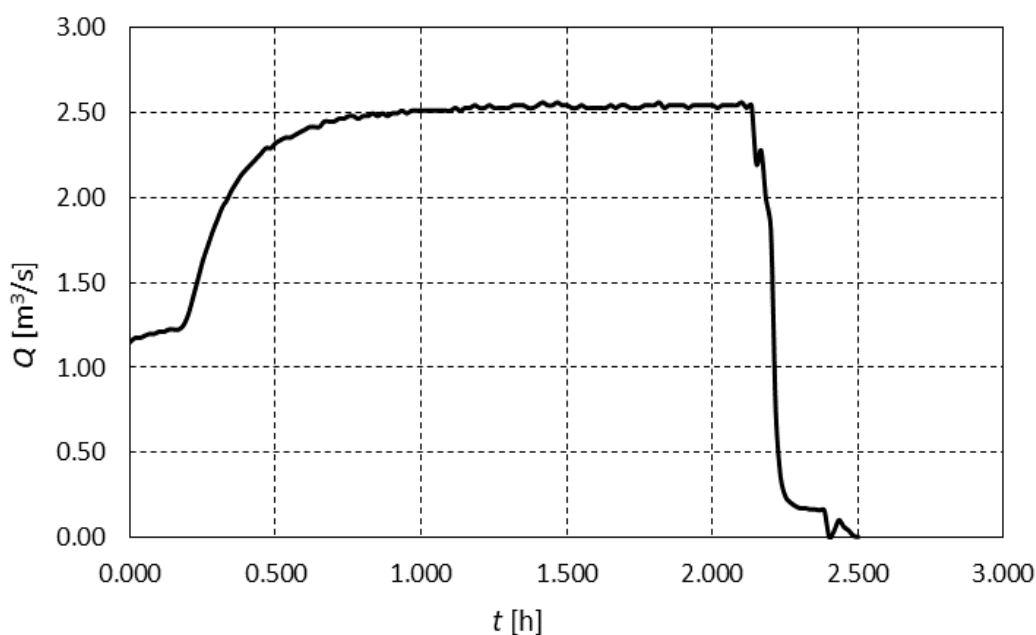


**Obr. 8.17 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – bezpečnostní přeliv a koruna hráze (Hanson a kol., 2010)**

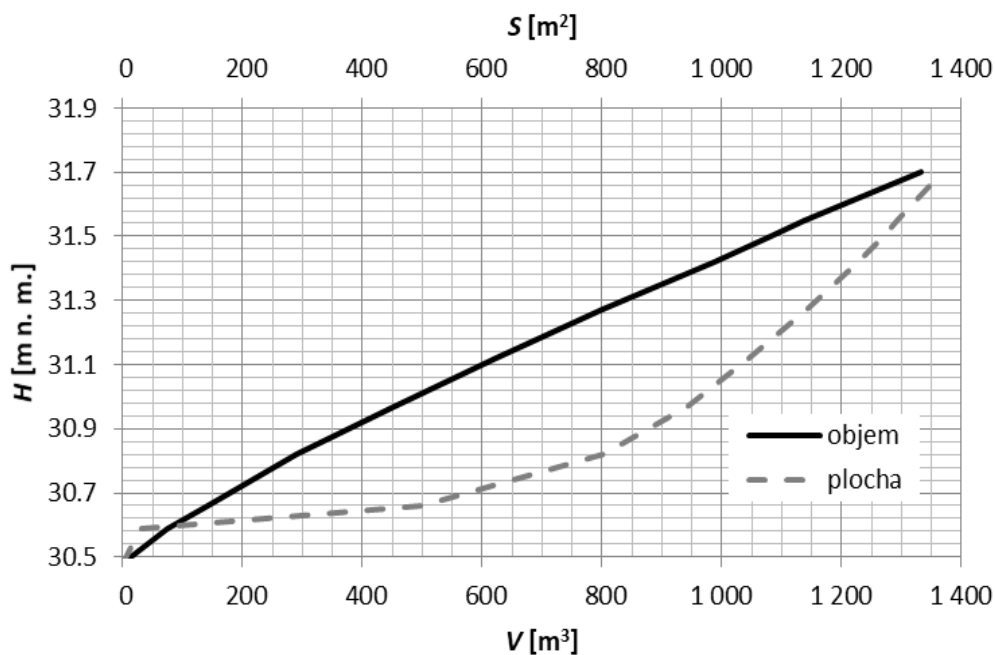
**Tab. 8.7 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – základní parametry (Hanson a kol., 2010)**

Název vstupního parametru	Značka veličiny	Hodnota	Jednotka
Počáteční úroveň hladiny v nádrži	$H_0$	31,392	[m n. m.]
Úroveň koruny hráze	$H_{koruna}$	31,68	[m n. m.]
Výška hráze	$h_d$	1,20	[m]
Šířka koruny hráze	$C_w$	1,98	[m]
Délka koruny hráze	$B_R$	9,75	[m]
Úroveň skalního podloží	$H_{podloží}$	30,48	[m n. m.]
Sklon návodního svahu	1:X	1:3,22	[V:H]
Sklon vzdušního svahu	1:X	1:2,95	[V:H]
Počáteční úroveň výtoku z průsak. trubice	$H_{out}$	30,76	[m n. m.]
Počáteční úroveň osy průsak. trubice	$H_{osa}$	30,76	[m n. m.]
Počáteční průměr průsakové trubice	$D_0$	0,04	[m]
Součinitel průtoku	$\varphi_p$	1,4	[-]
Velikost částice	$d_{50}$	0,00013	[m]
Objemová hmotnost suché zeminy	$\rho_d$	1740	[kg·m <sup>-3</sup> ]
Soudržnost zeminy	$c$	7	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]
Zastoupení jílu	$P_{\%}$	8	[%]
Index plasticity	$PI$	Neplastická zemina	[-]
Úhel vnitřního tření zeminy	$\varphi$	32	[°]
Kritické smykové napětí	$\tau_c$	0,144	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]
Součinitel erodibility	$k_d$	120	[cm <sup>2</sup> ·s·kg <sup>-1</sup> ]
Součinitel drsnosti	$n_M$	Neznámé	[s·m <sup>-1/3</sup> ]
Pórovitost	$n$	0,34	[-]

**Obr. 8.18 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater –křivka zrnitosti (Hanson a kol., 2010)**

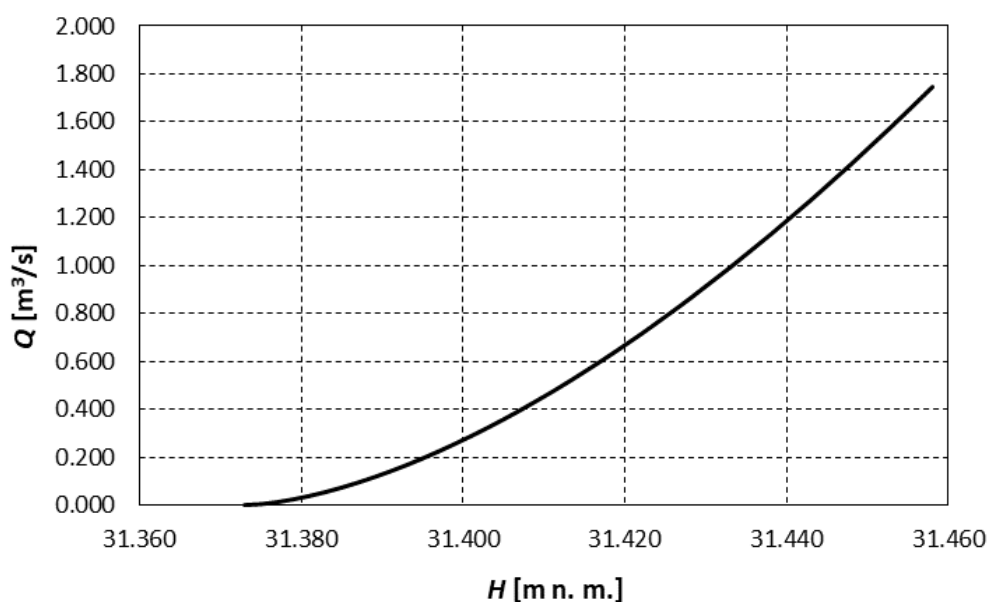


Obr. 8.19 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – hydrogram přítoku do nádrže (Hanson a kol., 2010)

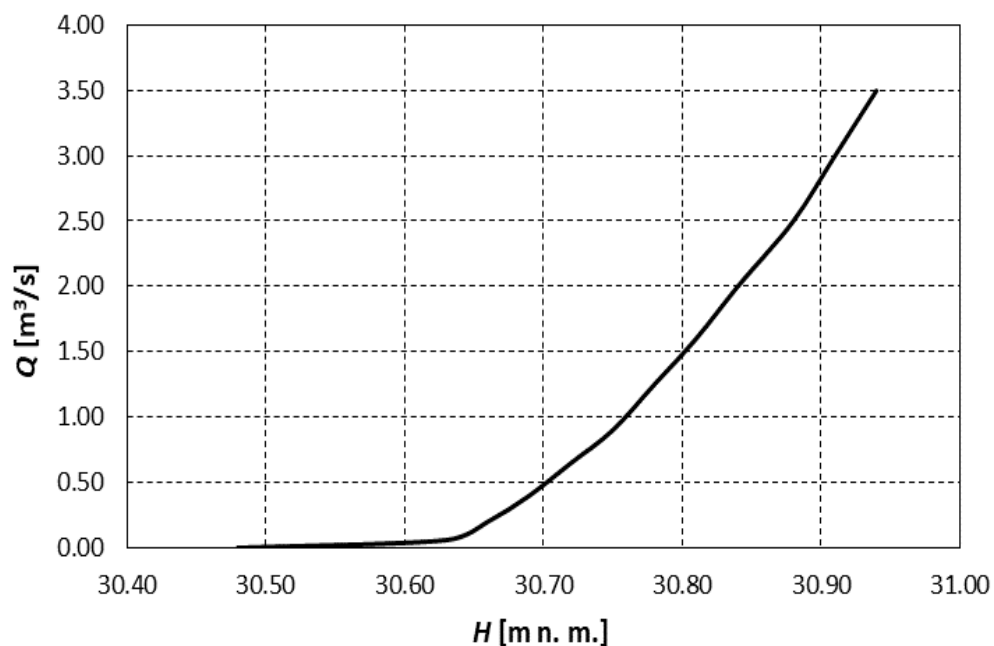


Obr. 8.20 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – křivka objemů nádrže (Hanson a kol., 2010)





Obr. 8.21 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – křivka objemů nádrže (Hanson a kol., 2010)

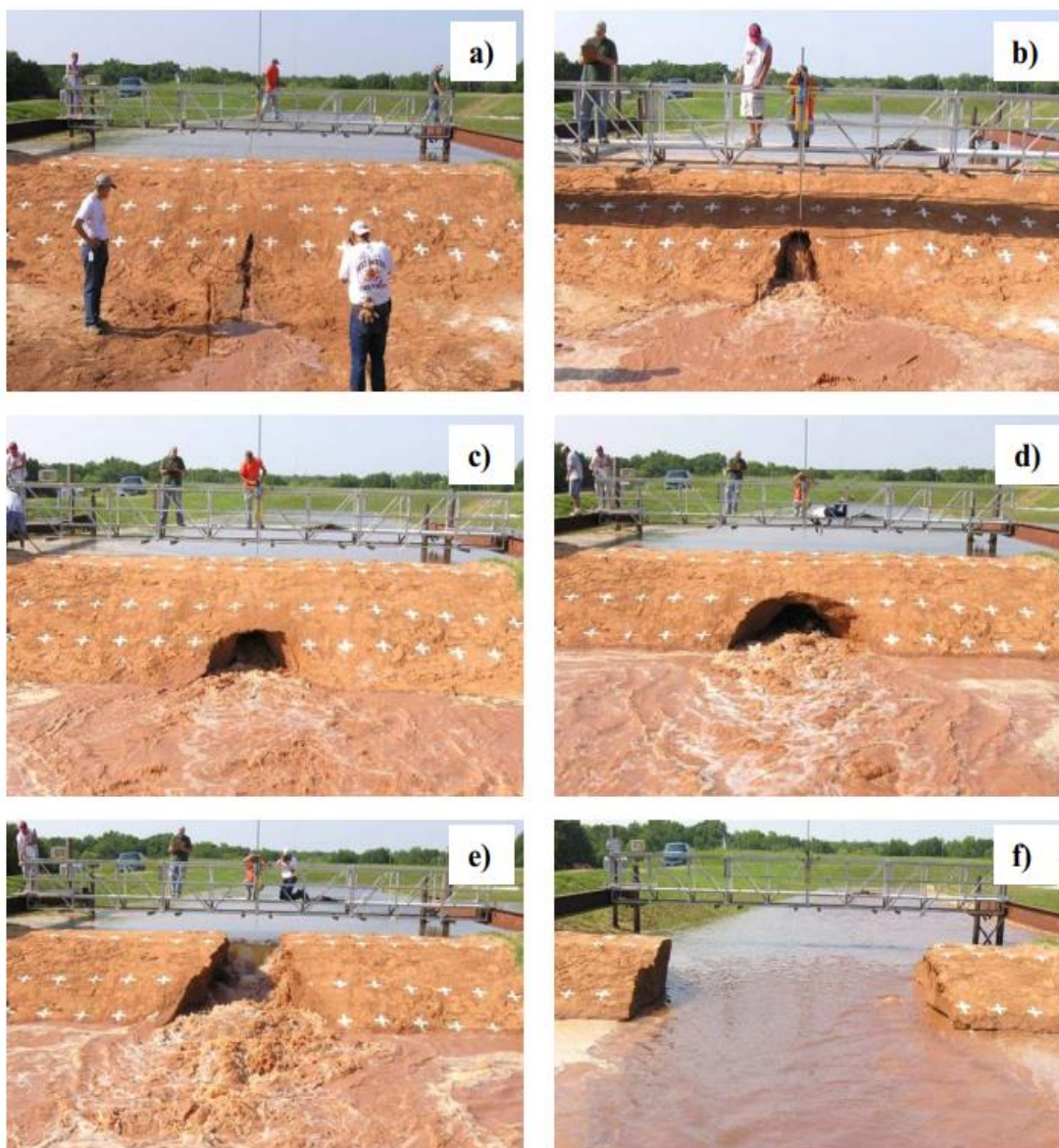


Obr. 8.22 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – křivka objemů nádrže (Hanson a kol., 2010)

### 8.4.3 Popis protržení

Vytažení ocelového potrubí průměru 40 mm, v průběhu roku 2006 a 2007, započala případová studie porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze P1 v laboratořích USDA–HERU Stillwater, Oklahoma, USA. Hlavní proces rozšiřování průsakové trubice probíhal od 00:00:00 do 00:15:00. Maximální šířka průsakové trubice dosahovala cca 2,2 m a výška byla

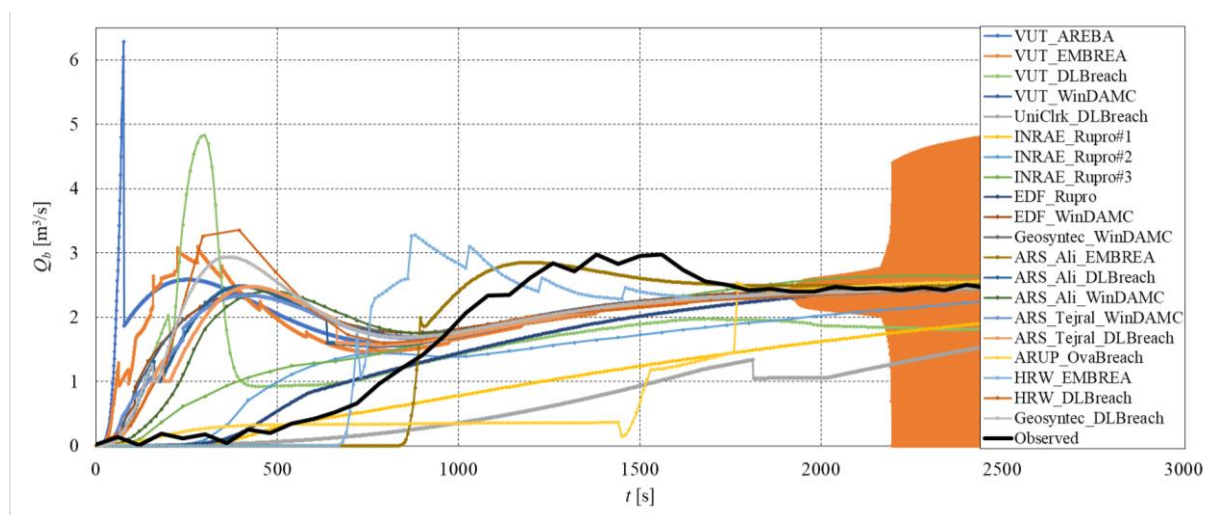
kolem 1 m. Průběh rozšiřování trval přibližně 900 s. V 00:15:00 se nadloží průsakové trubice zřítilo do průlomového otvoru a materiál nadloží byl okamžitě odplaven dále po toku. Po zřícení nadloží se zformoval obdélníkový průlomový otvor, u kterého docházelo k dalšímu rozšiřování průlomového otvoru do stran u dna a následně docházelo ke zřícení svahů průlomového otvoru. Konec eroze byl zaznamenán ve 00:60:00, kdy došlo k zformování finálního tvaru průlomového otvoru (Obr. 8.23). Údaje hydrogramu odtoku průlomového průtoku byly měřeny pomocí měrného profilu na odtoku z prostoru pod hrází cca (10 m pod tělesem hráze). Průlomový otvor měl finální tvar obdélníku s průměrnou šířkou cca 5,3 m dosahující maximálního průlomového průtoku  $3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .



**Obr. 8.23 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – fotky z průběhu poruchy**  
a) počátek porušení (0 min), b) vývoj průlomového otvoru (5 min), c) vývoj průlomového otvoru (8 min), d) vývoj průlomového otvoru (13 min), e) zřícení nadloží průlomového otvoru (15 min), f) konec experimentu zformovaný průlomový otvor (60 min) (Hanson a kol., 2010)

### 8.4.4 Výsledky simulace případové studie 2 – USDA–ARS – HERU Stillwater – test P1

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – P1 USDA – HERU Stillwater – část „blind“ v rámci pracovní skupiny Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation, kde je patrný vliv zadání vstupních veličin jednotlivými institucemi je uveden na Obr. 8.24. Na Obr. 8.24 je vidět velký rozptyl výsledných hodnot kulminačních průtoků, a to jak velikostí průtoku  $1\text{--}6\text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ , tak i časem dosažení kulminace 200–2000 s. Velký vliv zde hraje volba neznámých vstupních parametrů zeminy. Jedná se o pórovitost, erodibilitu a kritické smykové napětí, které si každá instituce expertně odhadla sama. Tím se potvrdil velký vliv jednotlivých expertních odhadů na celkové výsledky. V případě SW EMBREA docházelo k oscilacím hydrogramu průtoku na sestupné větvi, a to z důvodu zadání dolní okrajové podmínky. V případě SW AREBA výsledky „aware“ došlo k testování analytické metody řešení eroze popsané v kap. 6.4.1.



Obr. 8.24 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku

#### 8.4.4.1 Blind

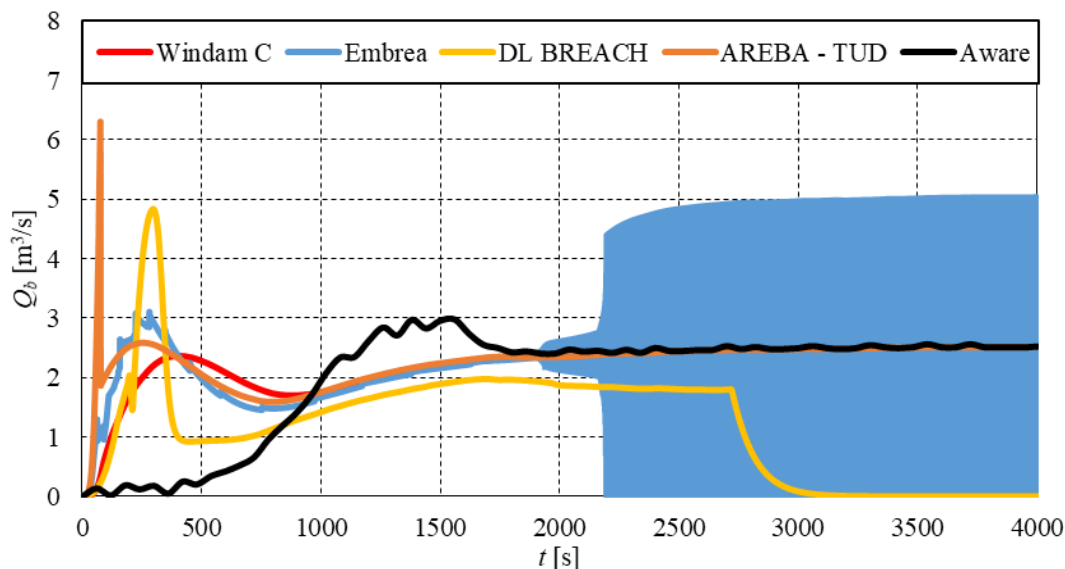
Parametry sledované a měněné v rámci porovnání SW – případová studie P1 USDA–HERU „blind“ jsou uvedeny v Tab. 8.8. Erodibilita a kritické smykové napětí byly v rámci pokusu měřeny, a proto byly zadány dle měření.

Tab. 8.8 Parametry sledované v rámci porovnání SW – případová studie P1 USDA–HERU

Vstupní parametry měněné v rámci modelování		Součinitel drsnosti	Kritické smykové napětí $\tau_c$	Erodibilita $k_d$
		$n_M$ [ $\text{s}\cdot\text{m}^{-1/3}$ ]	[ $\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}$ ]	[ $\text{cm}^2\cdot\text{s}\cdot\text{kg}^{-1}$ ]
Blind	AREBA	0,03	0,144	120
	EMBREA	0,03	0,144	120
	DL Breach	0,03	0,144	120
	WinDAM C	0,03	0,144	120

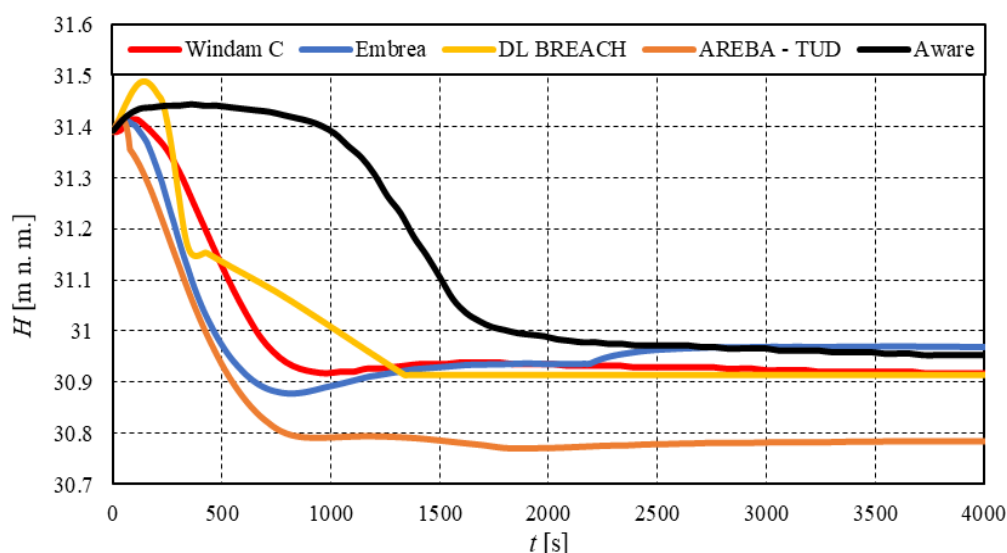
## Porovnání výsledků simulací SW AREBA a jiných SW na případových studiích

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – P1 USDA – HERU Stillwater – část „blind“ jsou uvedeny Obr. 8.25, Obr. 8.26 a Obr. 8.27. Jak je z výsledků hydrogramů patrné, ani jeden z testovaných SW nedokázal věrohodně simulovat hydrogram protržení. U všech modelů došlo k velmi rychlému vývoji průlomového otvoru. V případě SW EMBREA došlo k oscilacím průtoku a to z důvodu použití dolní okrajové podmínky.



**Obr. 8.25** Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku

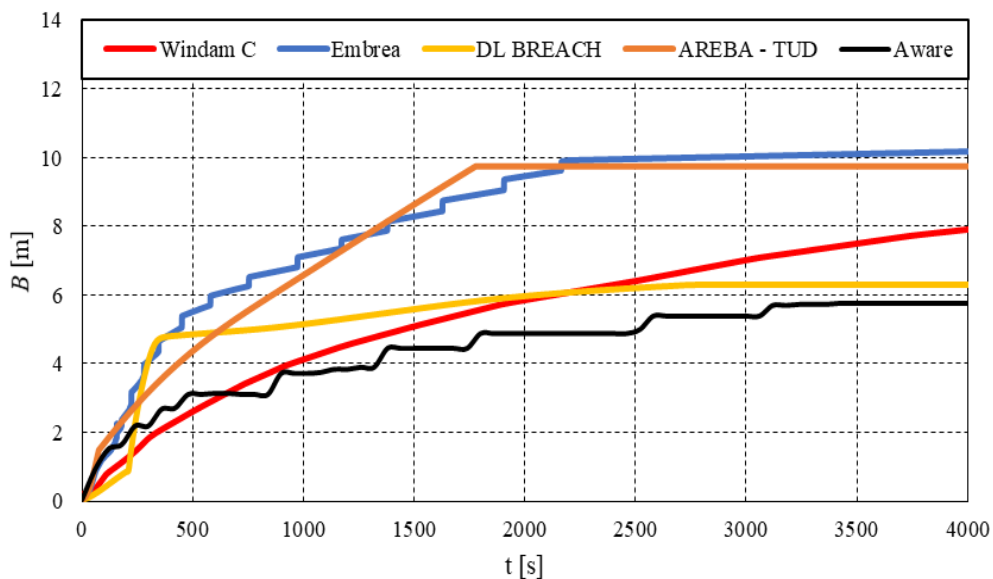
V případě průběhu úrovně hladiny v nádrži během protržení (Obr. 8.26) je patrné, že dochází k předčasnému vyprázdnění nádrže u všech SW.



**Obr. 8.26** Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „blind“ – průběh hladiny v nádrži

Průběh rozšiřování průlomového otvoru (Obr. 8.27) dokázal poměrně přesně predikovat SW DL Breach a WinDam C. Finální šířku průlomového otvoru dokázala simulovat většina SW až

na SW AREBA A EMBREA, který predikoval finální šířku průlomového otvoru jako celkovou šířku hráze.



**Obr. 8.27** Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „blind“ – průběh šířky průlomového otvoru

#### 8.4.4.2 Aware

Parametry sledované a měněné v rámci porovnání SW – případová studie P1 USDA–HERU „aware“ jsou uvedeny v Tab. 8.9.

**Tab. 8.9 Parametry sledované v rámci porovnání SW – případová studie P1 USDA–HERU**

Vstupní parametry měněné v rámci modelování		Součinitel drsnosti	Kritické smykové napětí $\tau_c$	Erodibilita $k_d$
		$n_M$		
		[ $s \cdot m^{-1/3}$ ]	[ $kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$ ]	[ $cm^2 \cdot s \cdot kg^{-1}$ ]
Aware	AREBA	0,070	5,70	4,30
	EMBREA	0,030	0,14	8,50
	DL Breach	0,030	0,60	20,00
	WinDAM C	0,030	0,14	8,50

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – P1 USDA – HERU Stillwater – část „aware“ jsou uvedeny na Obr. 8.28, Obr. 8.29 a Obr. 8.30 a v Tab. 8.10 a Tab 8.11. V rámci fyzikálního experimentu případové studie P1 v laboratořích USDA–HERU Stillwater činila průměrná odchylka od všech sledovaných výsledků pro SW AREBA 17,06 %, DL Breach 22,23 %, EMBREA 22,10 % a WinDam C 33,41 %.

**Tab. 8.10 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – výsledky**

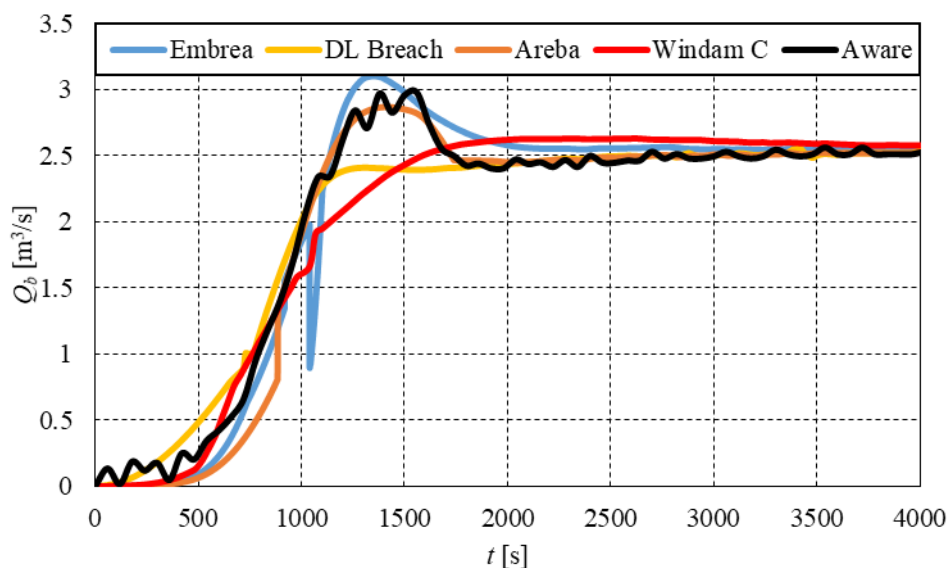
TEST P1 Aware	Průlomový průtok	Čas dosažení průlomového průtoku	Čas zřícení nadloží průsakové trubice	Maximální velikost průsakové trubice	Úroveň hladiny v nádrži v čase průlomového průtoku	Šířka průlomového otvoru v čase průlomového průtoku	Finální šířka průlomového otvoru
	[ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]	[s]	[s]	[m]	[m n. m.]	[m]	[m]
Změřeno	2,98	1560	900	1,20	31,063	4,45	6,46
AREBA	2,87	1414	884	0,62	30,86	2,03	6,41
DL Breach	2,41	1309	719	0,66	31,23	2,15	6,66
EMBREA	3,125	1351	1020	0,92	31,223	2,85	12,00
WinDAM C	2,56	1897	660	3,14	30,99	4,88	6,46

**Tab. 8.11 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – % error výsledků od naměřených hodnot**

TEST P1 Aware	Průlomový průtok	Čas dosažení průlomového průtoku	Čas zřícení nadloží průsakové trubice	Maximální velikost průsakové trubice	Úroveň hladiny v nádrži v čase průlomového průtoku	Šířka průlomového otvoru v čase průlomového průtoku	Finální šířka průlomového otvoru
	% Error	% Error	% Error	% Error	% Error	% Error	% Error
AREBA	-3,66	-9,36	-1,78	-48,79	-0,65	-119,22	-0,77
DL Breach	-19,10	-16,09	-20,11	-45,00	+0,54	-110,00	+3,10
EMBREA	+4,64	-15,47	+11,76	-30,40	+0,54	-56,14	+46,17
WinDAM C	-14,07	+21,60	-26,67	+161,67	-0,22	+8,81	0,00

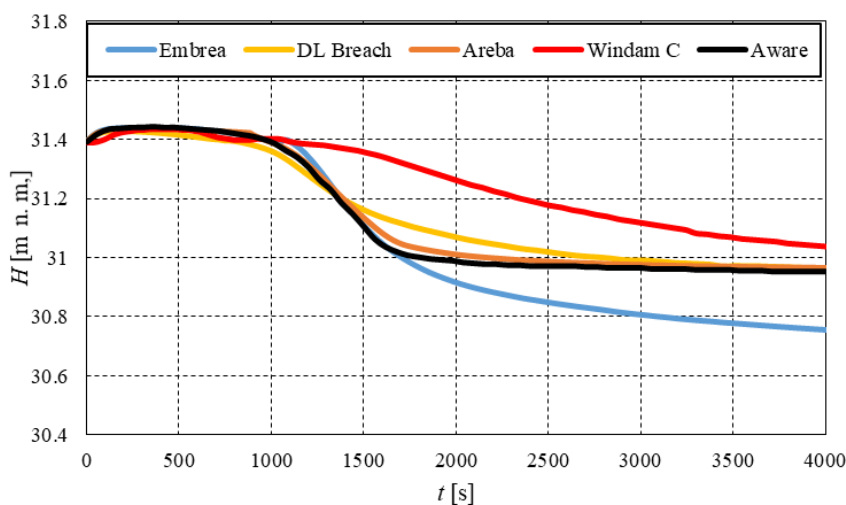
V případě hydrogramu průtoku (Obr. 8.28) došlo k výraznému zpřesnění výsledků u všech testovaných SW. Provedla se změna hodnoty erodibility na základě vstupního smykového napětí a v případě SW DL Breach se měnilo nejen kritické smykové napětí ale i erodibilita. Dále byla do simulace doplněna známá dolní okrajová podmínka průběhem úrovně hladiny v území pod hrází v čase. Hydrogram průtoku byl nejlépe predikován SW AREBA – empirickou metodou výpočtu eroze. SW WinDAM C a EMBREA predikovaly

rychlejší průběh poruchy v důsledku vnitřní eroze, a to zvýšeným odtokem na začátku poruchy (Obr. 8.28).



**Obr. 8.28** Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – hydrogram průlomového průtoku

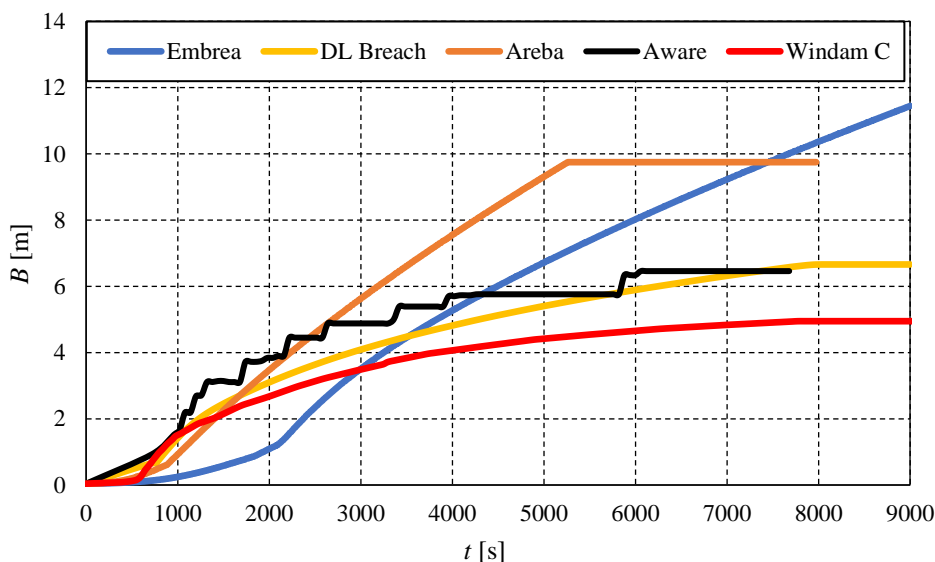
Při průběhu hladiny v nádrži během protržení (Obr. 8.29) je patrné, že dochází k pomalejšímu poklesu hladiny v nádrži v případě SW EMBREA a WinDAM C, jelikož zde nebylo možné zadat dolní okrajovou podmínku průběhem úrovně hladiny v čase. V případě SW EMBREA lze zadat dolní okrajovou podmínku v čase, avšak docházelo k velkým oscilacím průtoku, proto se s ní u výpočtu v tomto případě nevažovalo (průběh hladiny se zadal 0 v čase, tj. vše okamžitě odteče). Průběh hladiny v nádrži nejlépe predikoval SW AREBA. Z výsledku je patrné, že dolní okrajová podmínka má zásadní vliv na průběh hladiny v nádrži a zároveň na hydrogram průtoku, který ovlivňuje vývoj průlomového otvoru v čase.



**Obr. 8.29** Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – průběh hladiny v nádrži

## Porovnání výsledků simulací SW AREBA a jiných SW na případových studiích

Průběh rozšiřování průlomového otvoru (Obr. 8.30) dokázal nejpřesněji predikovat SW DL Breach. SW AREBA jak empiricky, tak analyticky nejlépe predikovala v počátcích přesné rozšiřování průlomového otvoru (po cca 2200 s). SW DL Breach lehce podhodnocoval vývoj průlomového otvoru v čase. V případě SW EMBREA docházelo k pomalejšímu rozšiřování průlomového otvoru.



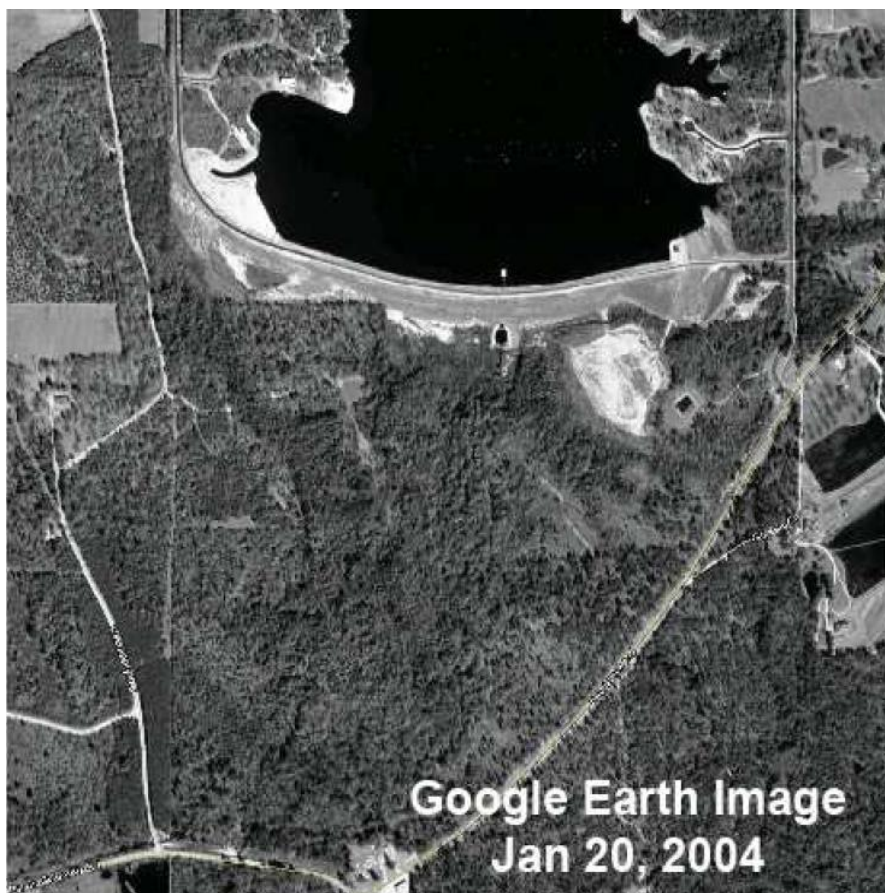
Obr. 8.30 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – průběh šířky průlomového otvoru



## 8.5 PŘÍPADOVÁ STUDIE 3 – MISSISIPPI, USA – BIG BAY

### 8.5.1 Popis lokality

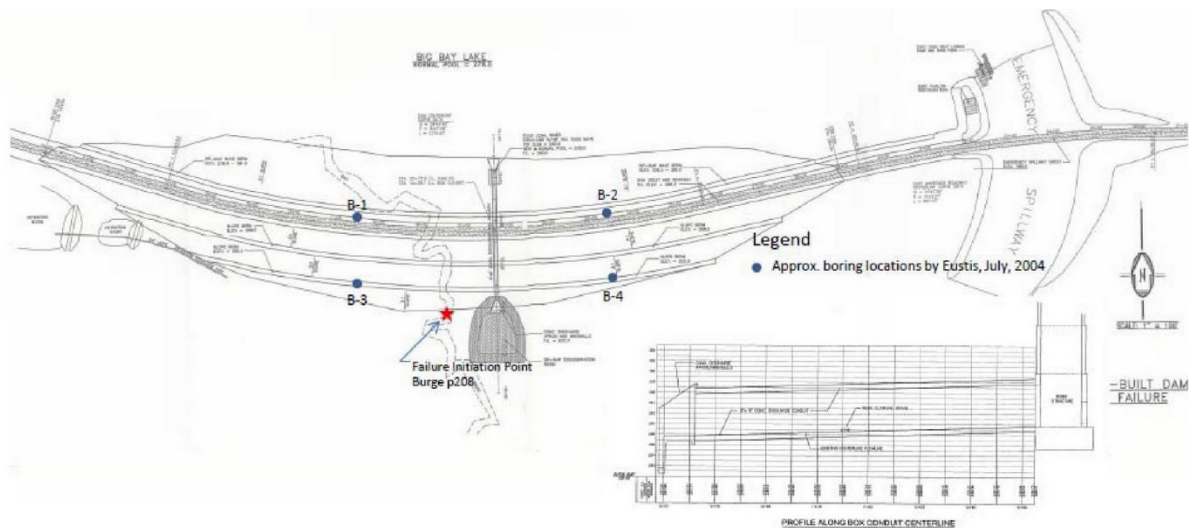
Přehrada Big Bay byla postavena v roce 1991. Nachází se cca 18 km západně od Purvis Mississippi na Bay Creek Road v okrese Lamar. Pod přehradou je Bay Creek, který se vlévá do Lower Little Creek asi 1,6 km jižně od přehrady. Lower Little Creek teče na západ do hrabství Marion a poté do Pearl River 16 km jižně od Columbie. Jednalo se o zonální hráz s vnitřním jílovitým těsněním výšky cca 17,5 m s plochou zátopy cca 4 046 000 m<sup>2</sup> (Obr. 8.31, Obr. 8.32 a Obr. 8.33). Vrtty (Obr. 8.35) ukázaly, že těsnicí stěna v tělese hráze měla podobnou propustnost jako zbytek materiálu hráze a nebyla dotažena až na podloží s nízkou propustností, ale místo toho končila ve vrstvě usazenin. Materiály hráze byly většinou klasifikovány jako SC (jílovitý písek), přičemž některé vzorky vykazovaly stopy hrubého písku nebo šterku. Vzdušní svah hráze byl opatřen travním porostem (Obr. 8.33 a Obr. 8.34). 12. března 2004, 12 let po výstavbě přehrady, došlo k protržení hráze v důsledku vnitřní eroze v blízkosti bezpečnostního přelivu. K poruše došlo při hladině, která sahala asi 0,15 m nad hladinu zásobního prostoru 84,73 m n. m. Průlomový průtok hydrogramu byl odhadnut na základě geometrie porušení, načasování porušení a objemu nádrže o velikosti 4 200 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> a o celkovém objemu 17 500 000 m<sup>3</sup>.



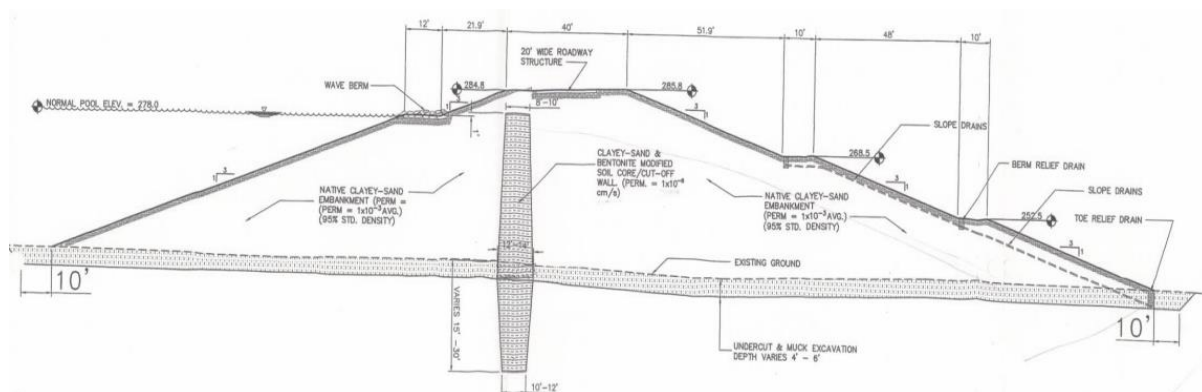
Obr. 8.31 – Reálné protržení Big Bay, 2004 – situace hráze (Ferguson a kol., 2004)

### 8.5.2 Charakteristiky hráze a nádrže

Maximální odtok skrze ovládatelný bezpečnostní přeliv činil max.  $3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Území pod hrází má velký sklon. Pokles terénu je o 10 m na 2 km. Základní parametry reálného protržení Big Bay, 2004 P1 jsou uvedeny v Tab. 8.12 a na Obr. 8.34–8.36.



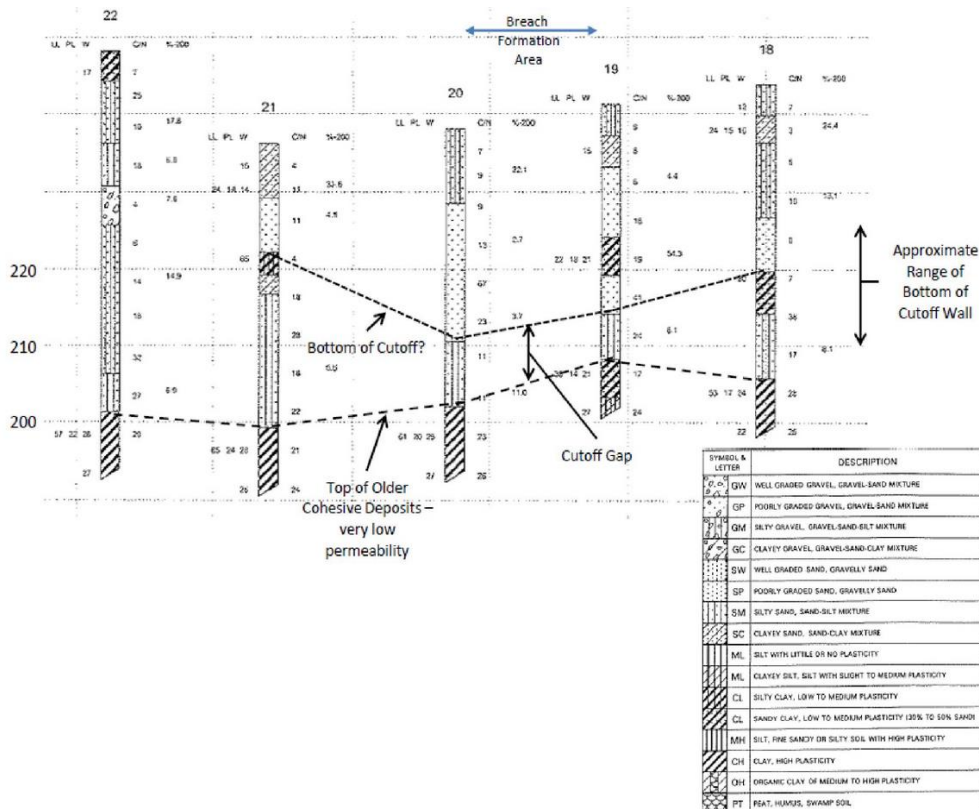
Obr. 8.32 – Reálné protržení Big Bay, 2004 – půdorys tělesa hráze (Ferguson a kol., 2004)



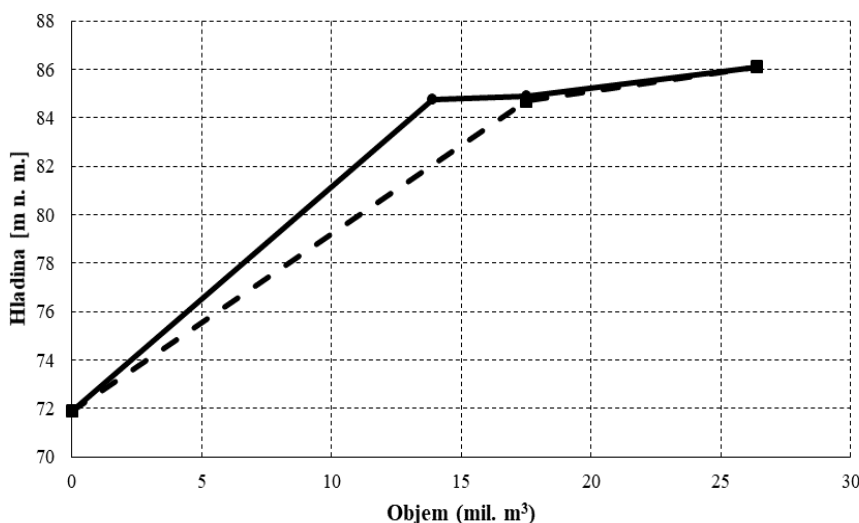
Obr. 8.33 – Reálné protržení Big Bay, 2004 – řez tělesa hráze (Ferguson a kol., 2004)

**Tab. 8.12 Reálné protržení Big Bay, 2004 – základní parametry (Ferguson a kol., 2004)**

Název vstupního parametru	Značka veličiny	Hodnota	Jednotka
Počáteční úroveň hladiny v nádrži	$H_0$	31,392	[m n. m.]
Úroveň koruny hráze	$H_{koruna}$	88,70	[m n. m.]
Výška hráze	$h_d$	17,40	[m]
Šířka koruny hráze	$C_w$	12,2	[m]
Délka koruny hráze	$B_R$	600	[m]
Úroveň skalního podloží	$H_{podloží}$	71,30	[m n. m.]
Sklon návodního svahu	1:X	1:3	[V:H]
Sklon vzdušního svahu	1:X	1:3	[V:H]
Počáteční úroveň výtoků z průsak. trubice	$H_{out}$	71,30	[m n. m.]
Počáteční úroveň osy průsak. trubice	$H_{osa}$	71,30	[m n. m.]
Počáteční průměr průsakové trubice	$D_0$	0,01	[m]
Součinitel průtoku	$\Phi_p$	1,4	[-]
Velikost částice	$d_{50}$	0,265	[mm]
Objemová hmotnost suché zeminy	$\rho_d$	2020	[kg·m <sup>-3</sup> ]
Soudržnost zeminy	$c$	11	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]
Zastoupení jílu	$P\%$	–	[%]
Index plasticity	$PI$	15,1	[-]
Úhel vnitřního tření zeminy	$\varphi$	35	[°]
Kritické smykové napětí	$\tau_c$	Neznámé	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]
Součinitel erodibility	$k_d$	Neznámé	[m <sup>2</sup> ·s·kg <sup>-1</sup> ]
Součinitel drsnosti	$n_M$	Neznámé	[s·m <sup>-1/3</sup> ]
Pórovitost	$n$	0,30	[-]



**Obr. 8.35 Reálné protržení Big Bay, 2004 – vrty v hrázi (počáteční místo poruchy) (Ferguson a kol., 2004)**



Obr. 8.36 Reálné protržení Big Bay, 2004 – křivka objemů nádrže – 2 varianty (plná čára – Var. 1; čárkovaná – Var. 2) (Ferguson a kol., 2004)

### 8.5.3 Popis protržení

Mezi 12:20 a 13:20 12. března 2004 se přehrada Big Bay náhle protrhla v důsledku vnitřní eroze při plném zásobním objemu 17 515 000 m<sup>3</sup> vody. Maximální průlomový průtok nastal cca 55 min po začátku iniciace poruchy s maximální hodnotou průlomového průtoku 4250 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>. Předpokládá se, že úplná formace nastala ve 13:15 – doba vytvoření průlomového otvoru se odhaduje na 55 min (Obr. 8.37). Průlomový otvor měl finální tvar lichoběžníku s šířkou ve dně cca 70 m a 96 m v koruně se sklonem svahů na pravé straně 0,61 a na levé straně 1,30. Hloubka průlomového otvoru byla cca 8,53 m. Vyšetřováním vzniku poruchy a protržení přehrady Big Bay se zjistilo, že porucha byla pravděpodobně způsobena průsaky neexistujícím jílovým těsněním tělesem hráze (Obr. 8.38) na spoji mezi spodní výpustí a jejím uzávěrem (šoupátkem). Bylo zjištěno, že průsaky vedly k vynášení částic materiálu náspu způsobující zpětnou erozi s následným sesuvem vzdušního svahu hráze.



Obr. 8.37 Reálné protržení Big Bay, 2004 – půdorysný pohled na protrženou hráz (Ferguson a kol., 2004)



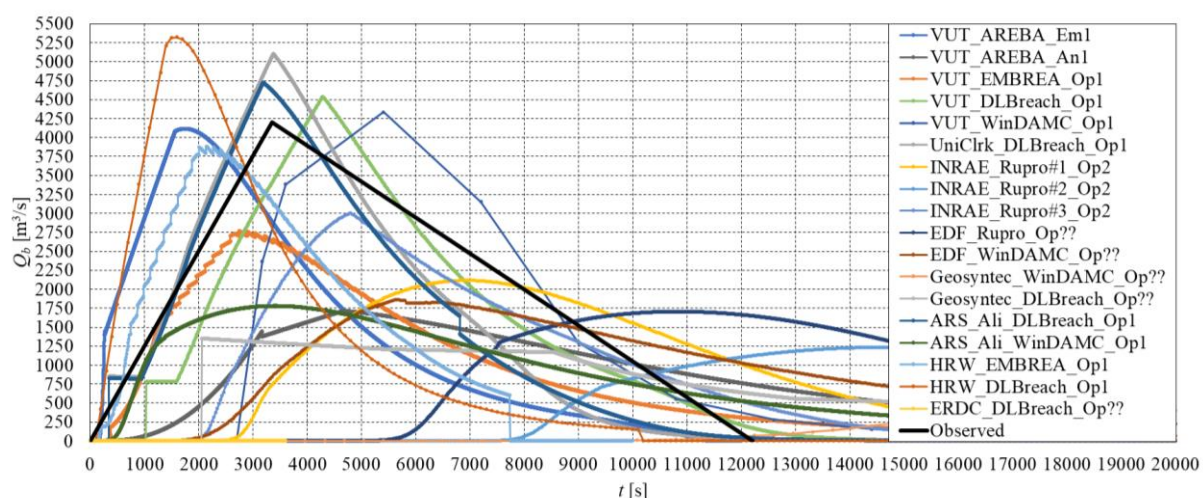
**Obr. 8.38 Reálné protržení Big Bay, 2004 – pohled na profil průlomového otvoru – patrné že nebylo provedeno vnitřní těsnění dle projektu (Ferguson a kol., 2004)**

### **8.5.4 Výsledky simulace případové studie 3 – Big Bay**

Případová studie Big Bay byla rozdělena na dvě varianty, a to z důvodu lišící se křivky batygrafie nádrže (Obr. 8.36). V případě Var. 1 bylo využito menšího objemu nádrže (čárkovaná čára na Obr. 8.36), ve Var. 2 bylo využito většího objemu nádrže (plná čára na Obr. 8.36).

#### **8.5.4.1 Blind – Var. 1**

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – Big Bay – Var. 1 – část „blind“ v rámci pracovní skupiny „Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation“, kde je patrný vliv zadání vstupních parametrů jednotlivými institucemi je uveden na Obr. 8.39, kde je vidět velký rozptyl výsledných kulminačních průtoků, a to jak velikostí od cca  $1250 - 5250 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , tak i časem dosažení kulminace cca 1500–11 000 s. Velký vliv zde hraje volba neznámých vstupních parametrů zeminy. Jedná se o parametry zeminy jako drsnostní součinitel, erodibilita a kritické smykové napětí, které si každá instituce expertně odhadla sama. Tím se potvrdil velký vliv jednotlivých expertních odhadů na celkové výsledky. V případě SW AREBA došlo také k testování analytické metody řešení eroze popsané v kap. 6.4.1.



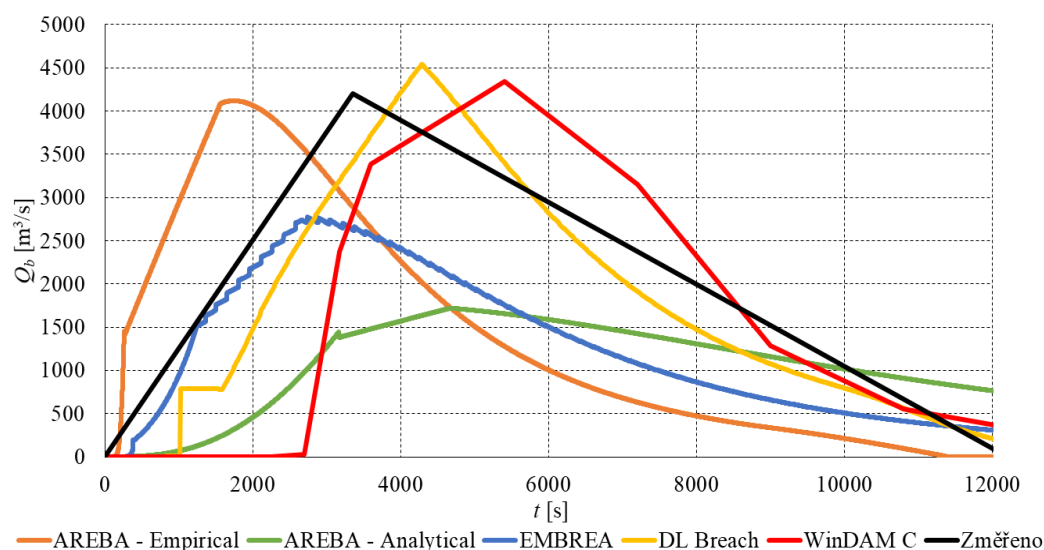
**Obr. 8.39** Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – Var. 1 – „blind“ – protržení Big Bay, 2004

Parametry sledované a měněné v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 a Var. 2 – „blind“ jsou uvedeny v Tab. 8.13. Erodibilita a kritické smykové napětí nebyly v rámci pokusu měřeny, a proto musely být odhadnuty.

**Tab. 8.13** Parametry sledované v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Blind – Var. 1 a Var. 2

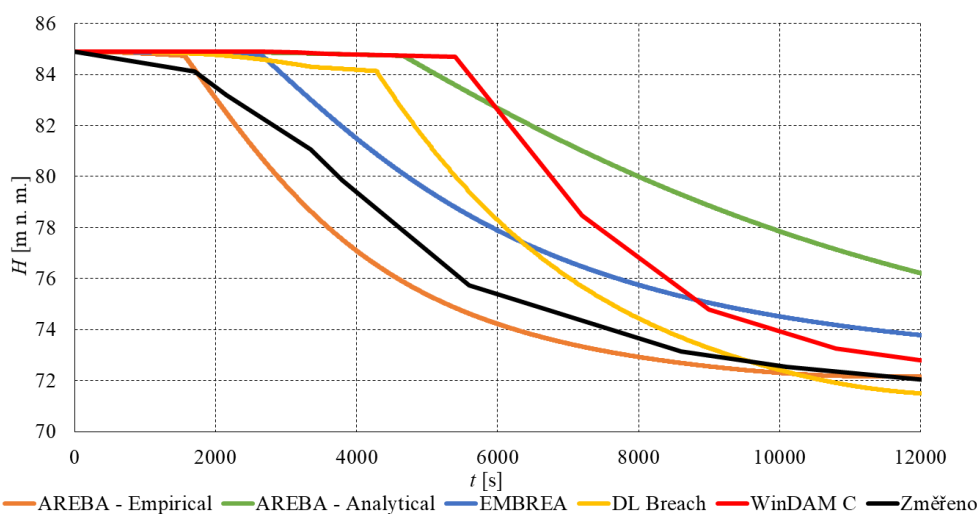
Vstupní parametry měněné v rámci modelování Var. 1 a Var. 2.		Součinitel drsnosti	Kritické smykové napětí $\tau_c$	Erodibilita $k_d$
		$n_M$ [s·m <sup>-1/3</sup> ]	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ·s·kg <sup>-1</sup> ]
Blind	AREBA	0,035	1,60	25,00
	EMBREA	0,025	0,50	27,00
	DL Breach	0,025	0,50	10,00
	WinDAM C	0,025	2,40	88,00

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – Big Bay – Var. 1 – část „blind“ jsou uvedeny na Obr. 8.40 – 8.42. U detailnější analýzy hydrogramu průtoků (Obr. 8.40) je patrné, že pro dosažení podobných kulminačních průtoků (SW AREBA, DL Breach a WinDAM C) se musely změnit vstupy kritického smykového napětí i erodibility více jak dvojnásobně (Tab.8.13). V případě porovnání vstupů a výstupů z SW EMBREA a AREBA, které vycházejí z původního SW HR Breach, vykazují diametrálně odlišné výsledky tvaru hydrogramu, velikostí i časem kulminačního průtoku. Jediný rozdílný vstup do SW přitom byl drsnostní součinitel, který byl v případě SW AREBA větší. Jak je z výsledků patrné, nejhůře predikoval kulminační průtok SW AREBA s analytickým řešením eroze. Model EMBREA při stejných hodnotách vstupních parametrů zásadně podhodnotil kulminační průtok.



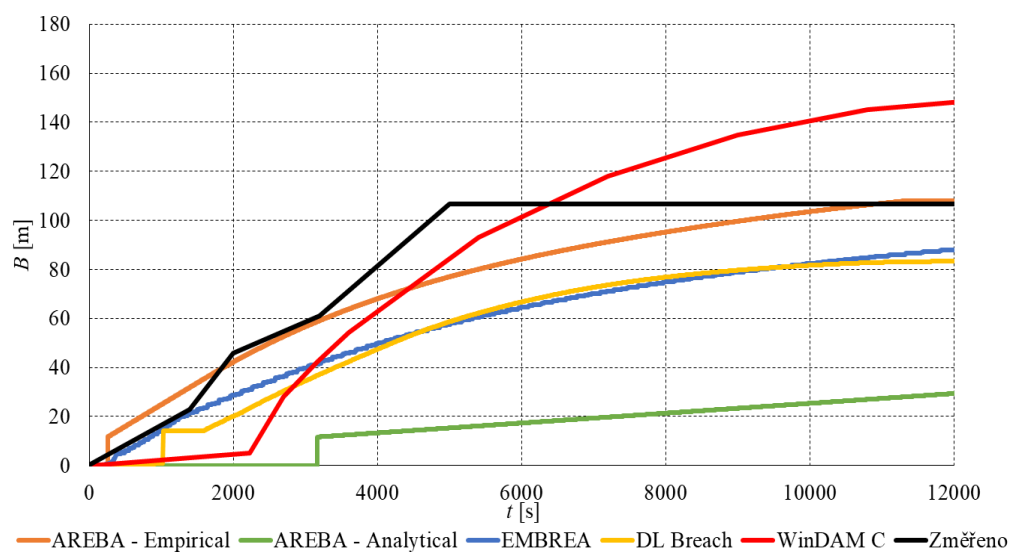
**Obr. 8.40 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku**

V případě průběhu hladiny v nádrži během protržení (Obr. 8.41) je patrné, že dochází k vyprazdňování nádrže až po dosažení kulminačního průtoku. Pro jednotlivé SW tedy vychází různé průběhy hladiny, jelikož kulminační průtoky nastaly v různé časy.



**Obr. 8.41 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „blind“ – průběh hladiny v nádrži**

Průběh rozšiřování průlomového otvoru (Obr. 8.42) dokázal nejpřesněji predikovat SW EMBREA a dále SW DL Breach. SW DL Breach predikoval celkem uspokojivě i velikost kulminačního průtoku. Oproti tomu SW EMBREA predikoval kulminační průtok o cca 2000 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> menší nežli SW DL Breach.

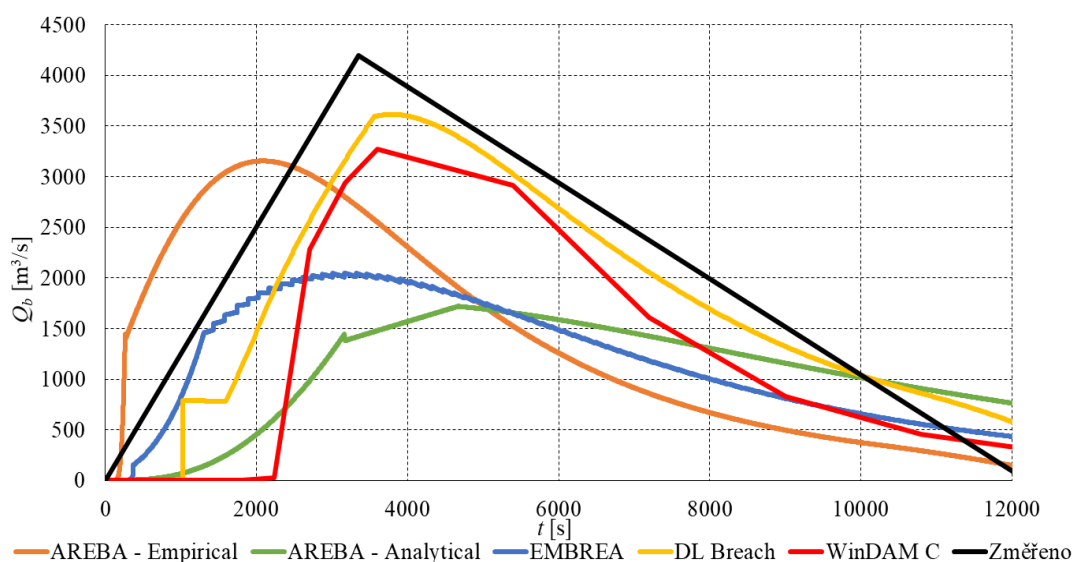


**Obr. 8.42 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „blind“ – průběh šířky průlomového otvoru**



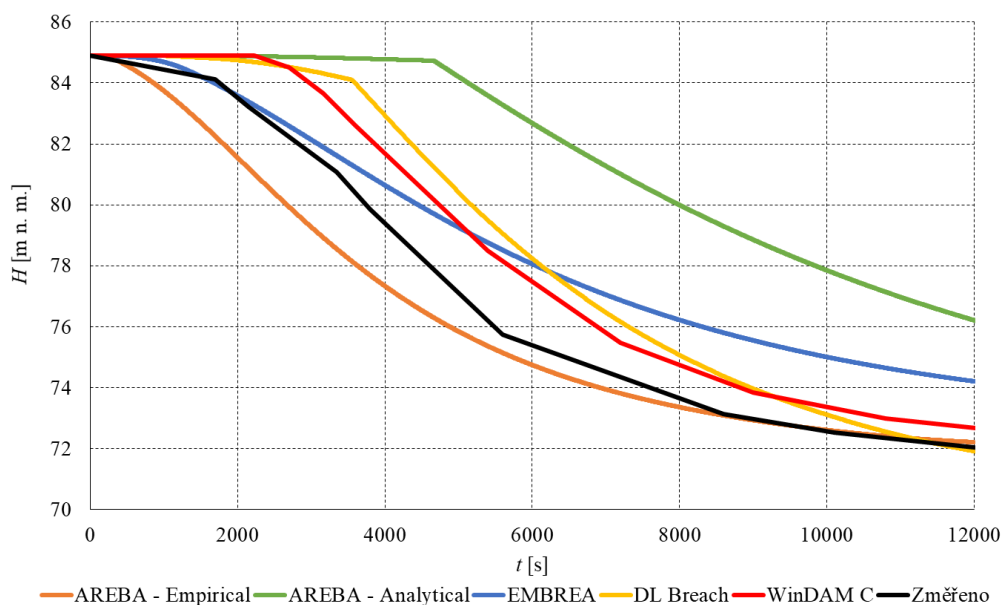
### 8.5.4.2 Blind – Var. 2

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – Big Bay – Var. 2 – část „blind“ jsou uvedeny na Obr. 8.43–8.45. Jediným rozdílem ve vstupech mezi Var. 1 a Var. 2 je jeden bod batygrafie (Obr. 8.36). SW AREBA s analytickým řešením simuluje děj stejně jako pro Var. 1, kdy batygrafie nemá vliv na velikost kulminačního průtoku ani tvaru hydrogramu. Na Obr. 8.43 je vidět, že výsledné průběhy hydrogramů jsou oproti Var. 1 menší o cca  $1000 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , kdežto čas dosažení kulminace je o cca 400–500 s dříve než v případě Var. 1. Objem v nádrži je ve Var. 1 o cca 4 mil.  $\text{m}^3$  větší než ve Var. 2. Pokud se ví, že porucha trvala cca 3800 s, lze odvodit, že kulminační průtok by měl být ve Var. 1 o cca  $1050 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  větší nežli ve Var. 2, což odpovídá výslednému rozdílu kulminací průlomových průtoků u většiny SW. U SW EMBREA jako u jediného došlo ke zmenšení kulminačního průtoku pouze o cca  $700 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

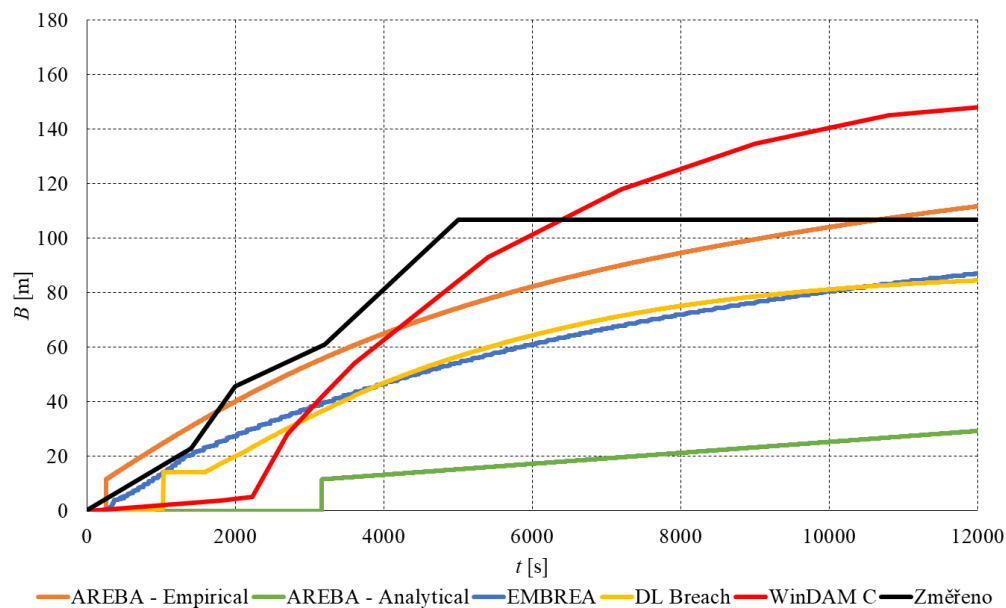


**Obr. 8.43 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku**

Z průběhu hladiny v nádrži během protržení (Obr. 8.44) je patrné, že dochází k vyprazdňování nádrže dříve než ve Var. 1, tj. před dosažením kulminačního průtoku, protože je celkově menší objem v nádrži. Pro jednotlivé SW vychází různé průběhy hladiny v čase. Nejrychlejší prázdnění nádrže nastalo u SW AREBA, jelikož u něj nastal nejrychlejší nástup eroze, a tedy i kulminačního průtoku.



**Obr. 8.44** Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „blind“ – průběh hladiny v nádrži  
 Průběh rozšiřování průlomového otvoru (Obr. 8.45) je pomalejší než ve Var. 1, avšak finální velikost průlomového otvoru vychází skoro stejně jako ve Var. 1.



**Obr. 8.45** Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „blind“ – průběh šířky průlomového otvoru

### 8.5.4.3 Aware – Var. 1

Parametry sledované a měněné v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ jsou uvedeny v Tab. 8.14.

**Tab. 8.14 Parametry sledované v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Aware – Var. 1**

Vstupní parametry měněné v rámci modelování Var. 1 a Var. 2.		Součinitel drsnosti	Kritické smykové napětí $\tau_c$	Erodibilita $k_d$
		$n_M$ [s·m <sup>-1/3</sup> ]	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ·s·kg <sup>-1</sup> ]
Aware	AREBA	0,035	1,60	30,00
	EMBREA	0,025	0,50	73,00
	DL Breach	0,025	0,50	9,00
	WinDAM C	0,025	2,40	86,00

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – Big Bay – Var. 1 – část „aware“ jsou uvedeny na Obr. 8.46–8.48 a v Tab. 8.15 a Tab. 8.16. V rámci porovnání SW na případové studii Big Bay Var. 1 činila průměrná odchylka od všech sledovaných výsledků pro SW AREBA 46,26 %, DL Breach 24,93 %, EMBREA 28,88 % a WinDam C 25,66 %. Je zde však poměrně velká nejistota ve stanoveném průtoku (při protržení) a jeho charakteristik (velikost průlomového otvoru atp.). V případě hydrogramu průtoku (Obr. 8.46 a Tab. 15) došlo k výraznému zpřesnění výsledků kulminačního průtoku všech testovaných SW změnou hodnoty erodibility a smykového napětí (Tab. 8.13 a Tab. 8.14). Koeficient erodibility byl u většiny SW mírně upraven oproti Var. 1 „blind“ až na SW EMBREA, kde musel být více jak zdvojnásoben. Z výsledků je patrné, že pro dosažení stejného kulminačního průtoku se pro každý SW musí zvolit jiná hodnota koeficientu erodibility v rozsahu 9–86 cm<sup>2</sup>·s·kg<sup>-1</sup>. Je tedy potřeba vědět, jak se jednotlivé SW chovají, aby se vhodně zvolil rozsah vstupního parametru erodibility, který nelze univerzálně predikovat pro všechny SW.

**Tab. 8.15 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – výsledky**

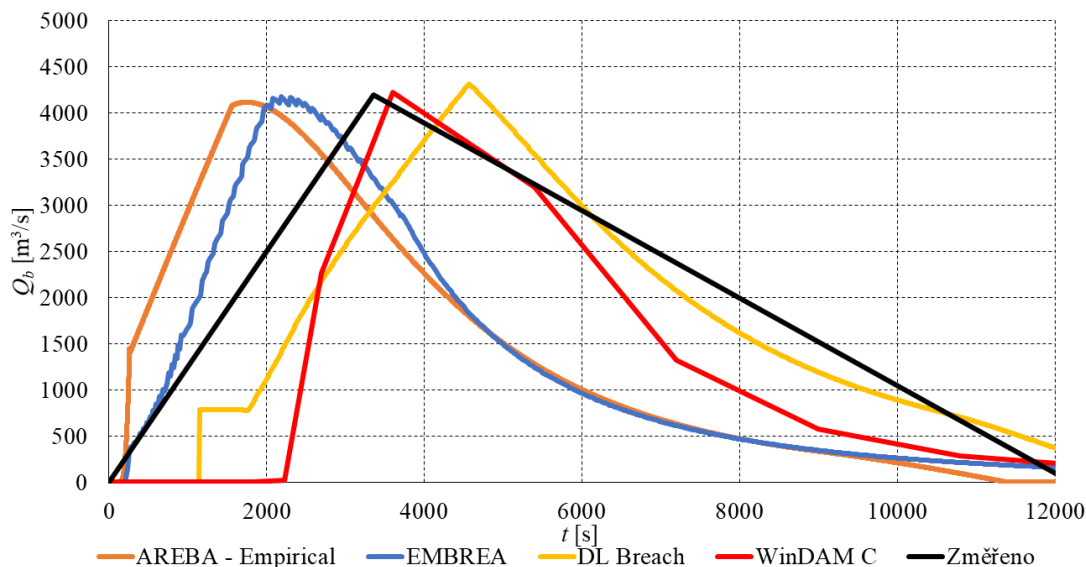
TEST Big Bay Var. 1 Aware	Průlomový průtok [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	Čas dosažení průlomového průtoku [s]	Čas zřícení nadloží průsakové trubice [s]	Maximální velikost průsakové trubice [m]	Úroveň hladiny v nádrži v čase průlomového průtoku [m n. m.]	Šířka průlomového otvoru v čase průlomového průtoku [m]	Finální šířka průlomového otvoru [m]
Změřeno	4200	3600	3300	-	-	-	83,2
AREBA	4323	1676	236	11,695	84,00	40,02	113,00
DL Breach	4314	4569	1140	0,92	84,89	48,70	79,38
EMBREA	4173	3270	280	9,80	84,89	85,09	95,00
WinDAM C	4226	3600	2700	3,93	84,73	50,48	152,95

**Tab. 8.16 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – % error výsledků od naměřených hodnot**

TEST Big Bay Var. 1 Aware	Průlomový průtok % Error	Čas dosažení průlomového o průtoku % Error	Čas zřícení nadloží průsakové trubice % Error	Maximální velikost průsakové trubice % Error	Úroveň hladiny v nádrži v čase průlomového průtoku % Error	Šířka průlomového otvoru v čase průlomového průtoku % Error	Finální šířka průlomového otvoru % Error
AREBA	+2,93	-53,44	-92,85	-	-	-	+35,82
DL Breach	+2,71	+26,92	-65,47	-	-	-	-4,60
EMBREA	-0,64	-9,17	-91,52	-	-	-	+14,18
WinDAM C	+0,62	0,00	-18,18	-	-	-	+83,83

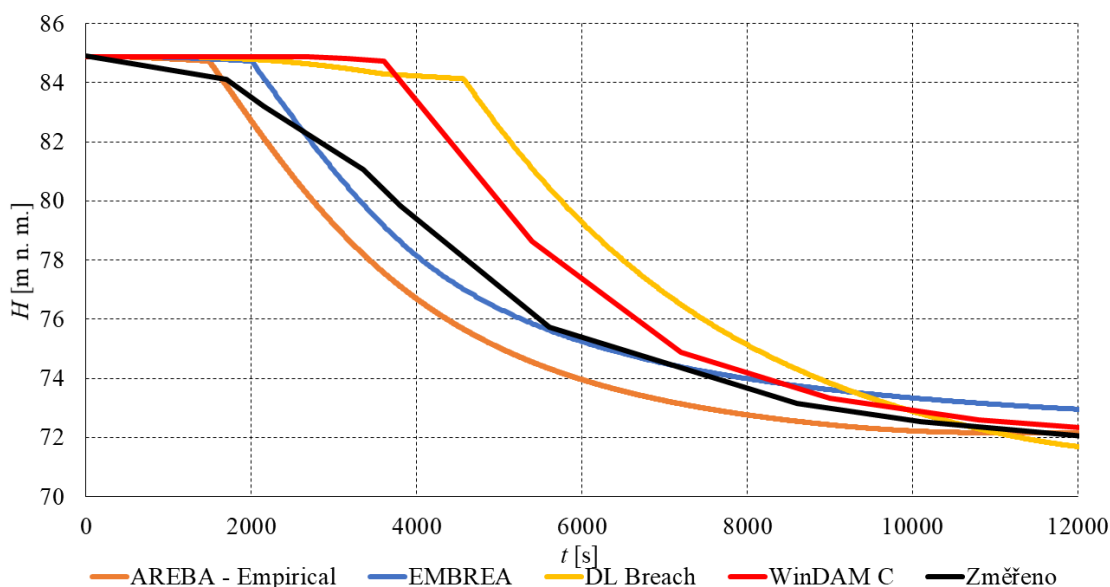
## Porovnání výsledků simulací SW AREBA a jiných SW na případových studiích

Reálný čas dosažení kulminace při protržení se odhaduje na 3800 s. Čas kulminace byl nejdříve predikován SW AREBA (čas kolem 1800 s) a SW EMBREA (čas kolem 2200 s). Nejlépe čas a velikost kulminace postihl SW WinDAM C (čas kolem 3900 s). Naopak SW DL Breach v tomto případě predikoval opožděný čas nástup kulminace o cca 400 s. Jak je patrné u všech SW, došlo k velmi prudkému vývoji průsakové trubice.



**Obr. 8.46 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – hydrogram průlomového průtoku**

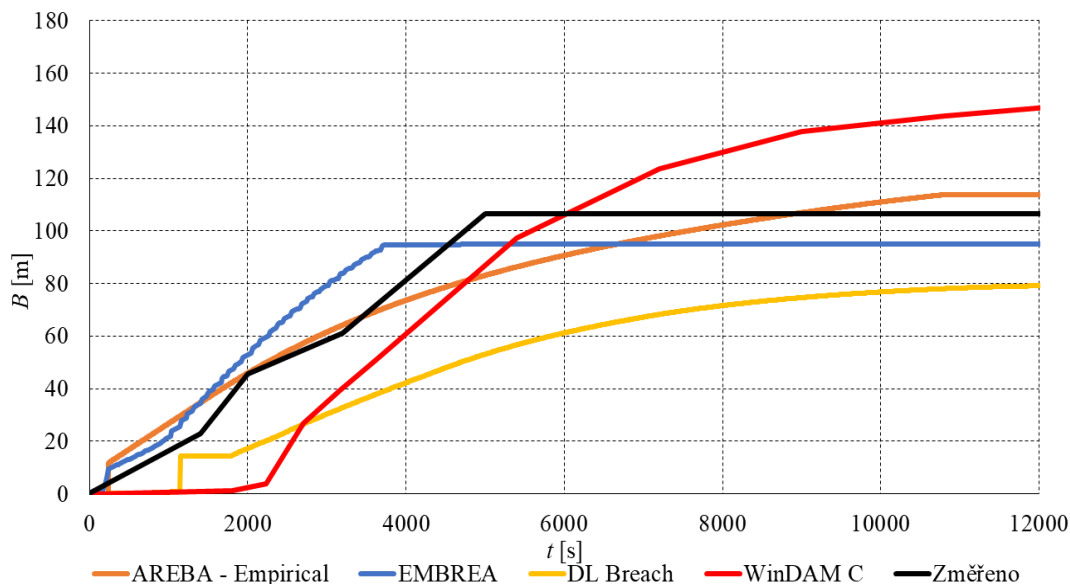
V případě průběhu úrovně hladiny v nádrži během protržení (Obr. 8.47) je patrné, že dochází k vyprazdňování nádrže těsně před dosažením kulminačního průtoku. Pro jednotlivé SW tedy vychází různé průběhy hladiny, jelikož kulminační průtoky nastaly v různé časy.



**Obr. 8.47 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – průběh hladiny v nádrži**

Porovnání výsledků simulací SW AREBA a jiných SW na případových studiích

Rozšiřování průlomového otvoru bylo nejlépe predikováno SW DL Breach. Nejrychleji dochází k rozšiřování u SW AREBA a EMBREA. V případě modelu EMBREA se volí maximální šířka průlomového otvoru, proto větší část simulace (cca 3 900 s – 12 000 s) už dále nedocházelo k rozšiřování průsakové trubice (Obr. 8.48).



**Obr. 8.48 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – průběh šířky průlomového otvoru**

#### 8.5.4.4 Aware – Var. 2

Parametry sledované a měněné v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ jsou uvedeny v Tab. 8.17.

**Tab. 8.17 Parametry sledované v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Aware – Var. 2**

Vstupní parametry měněné v rámci modelování Var. 1 a Var. 2.		Součinitel drsnosti	Kritické smykové napětí $\tau_c$	Erodibilita $k_d$
		$n_M$		
		[ $s \cdot m^{-1/3}$ ]	[ $kg \cdot m^{-1} \cdot s^{-2}$ ]	[ $cm^2 \cdot s \cdot kg^{-1}$ ]
Aware	AREBA	0,035	1,60	50,00
	EMBREA	0,025	0,50	140,00
	DL Breach	0,025	0,50	13,60
	WinDAM C	0,025	2,40	117,00

Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – Big Bay – Var. 2 – část „aware“ jsou uvedeny na Obr. 8.49–8.51 a Tab. 8.18 a Tab. 8.19. V rámci porovnání SW na případové studii Big Bay Var. 2 činila průměrná odchylka od všech sledovaných výsledků pro SW AREBA 46,47 %, DL Breach 27,03 %, EMBREA 38,16 % a WinDam C 42,05 %. Je zde však poměrně velká nejistota ve stanoveném průtoku (při protržení) a jeho charakteristik (velikost průlomového otvoru atp.). V případě hydrogramu průtoku (Obr. 8.49) došlo k výraznému zpřesnění výsledků velikosti kulminačního průtoku všech testovaných SW změnou hodnoty erodibility a smykového napětí (Tab. 8.13 a Tab. 8.17). Koeficient erodibility byl u většiny SW zásadně změněn oproti Var. 2 „blind“ až na SW DL Breach, který byl pouze mírně upraven. Z výsledků je patrné, že pro dosažení stejného kulminačního průtoku se pro každý SW musí zvolit jiná hodnota koeficientu erodibility v rozsahu 13,6–140  $cm^2 \cdot s \cdot kg^{-1}$ . Je tedy potřeba vědět, jak se jednotlivé SW chovají, aby se vhodně zvolil rozsah vstupního parametru erodibility, který nelze univerzálně predikovat pro všechny SW.

**Tab. 8.18 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – výsledky**

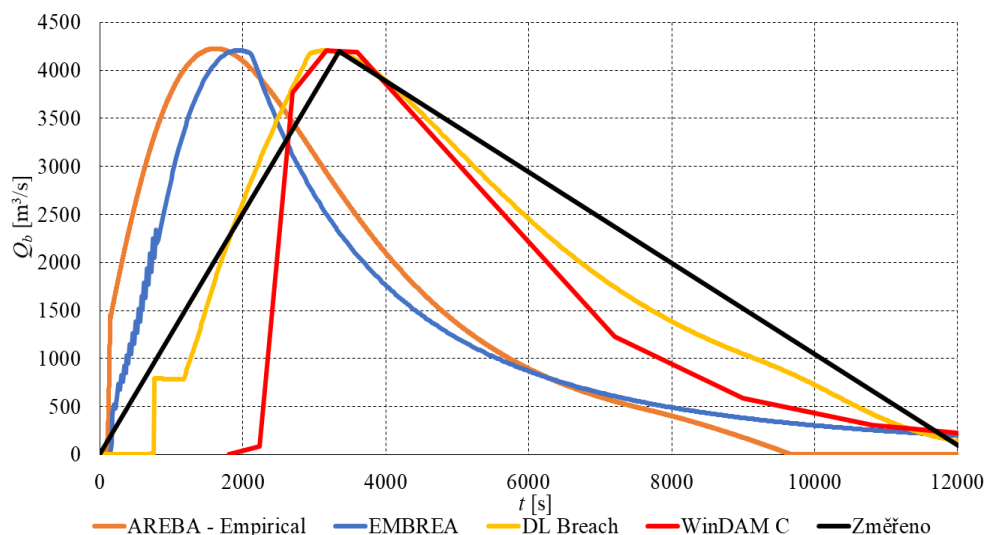
TEST Big Bay Var. 2 Aware	Průlomový průtok [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]	Čas dosažení průlomového průtoku [s]	Čas zřícení nadloží průsakové trubice [s]	Maximální velikost průsakové trubice [m]	Úroveň hladiny v nádrži v čase průlomového průtoku [m n. m.]	Šířka průlomového otvoru v čase průlomového průtoku [m]	Finální šířka průlomového otvoru [m]
Změřeno	4200	3600	3300	–	–	–	83,20
AREBA	4323	1683	235	11,70	71,52	40,23	113,82
DL Breach	4204	3149	760	0,90	83,45	71,64	98,59
EMBREA	4209	1940	260	14,73	81,26	87,16	95,00
WinDAM C	4190	3168	2232	4,47	82,92	61,32	186,05

**Tab. 8.19 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – % error výsledků od naměřených hodnot**

TEST Big Bay Var. 2 Aware	Průlomový průtok % Error	Čas dosažení průlomového průtoku % Error	Čas zřícení nadloží průsakové trubice % Error	Maximální velikost průsakové trubice % Error	Úroveň hladiny v nádrži v čase průlomového průtoku % Error	Šířka průlomového otvoru v čase průlomového průtoku % Error	Finální šířka průlomového otvoru % Error
AREBA	+2,93	-53,25	-92,88	–	–	–	+36,80
DL Breach	+0,11	-12,53	-76,97	–	–	–	+18,50
EMBREA	+0,22	-46,11	-92,12	–	–	–	+14,18
WinDAM C	-0,23	-12,00	-32,36	–	–	–	+123,62

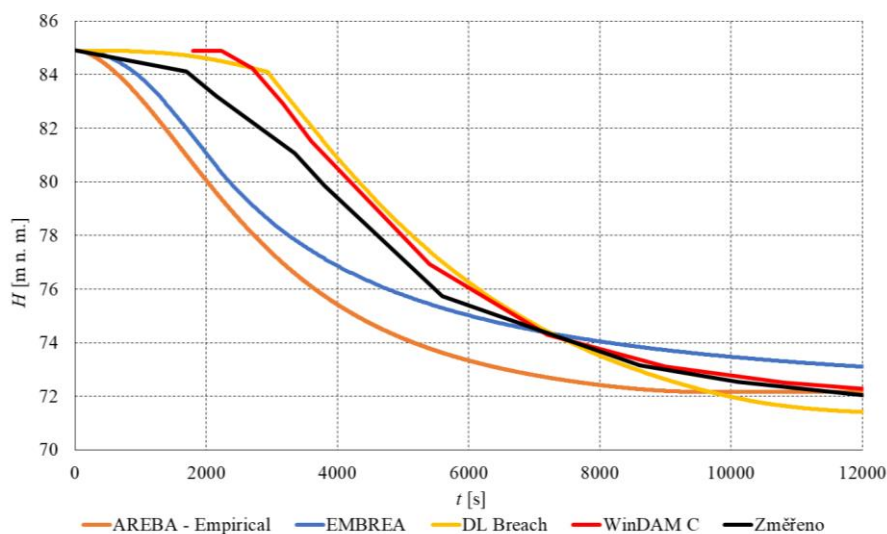
## Porovnání výsledků simulací SW AREBA a jiných SW na případových studiích

Reálný čas dosažení kulminace při protržení se odhaduje na 3800 s. Čas kulminace byl nejdříve predikován SW AREBA a SW EMBREA (čas kolem 1900 s). Tyto SW predikovaly podobný tvar hydrogramu průlomového průtoku, avšak při trojnásobně rozdílných hodnotách koeficientu erodibility (Obr. 8.49 a Tab. 8.11). Nejlépe čas a velikost kulminace postihl SW WinDAM C a SW DL Breach (čas kolem 3800 s). Jak je patrné u všech SW došlo k velmi prudkému vývoji průsakové trubice, tak jako ve Var. 1. Nejpomaleji nastal počátek eroze u SW WinDAM C.



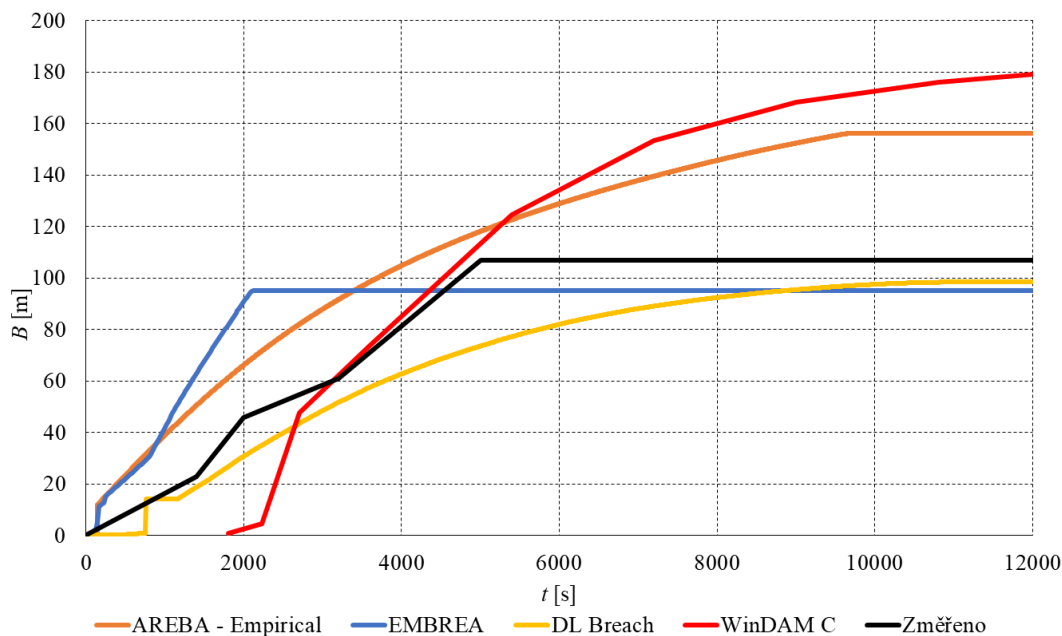
**Obr. 8.49** Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – hydrogram průlomového průtoku

V případě průběhu hladiny v nádrži během protržení (Obr. 8.50) je patrné, že dochází k vyprazdňování nádrže okamžitě po začátku protržení v případě SW AREBA a EMBREA. Pro jednotlivé SW tedy vychází různé průběhy hladiny, jelikož kulminační průtoky nastaly v různé časy.



**Obr. 8.50** Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – průběh hladiny v nádrži

Rozšiřování průlomového otvoru bylo nejlépe predikováno SW DL Breach. SW, které nadhodnocovaly průměrnou šířku průlomového otvoru na konci porušení je WinDam C a AREBA, která nadhodnotila velikost až dvojnásobně. Pokud by nebylo nastavení maximální šířky průlomového otvoru u SW EMBREA, došlo by taky k zásadnímu nadhodnocení finální šířky průlomového otvoru.



**Obr. 8.51 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – průběh šířky průlomového otvoru**

## 8.6 SHRNU TÍ

Z porovnání SW je patrné, že pro dosažení podobného výsledku protržení je potřeba pro každý SW určit jiný koeficient erodibility a součinitel drsnosti, protože každý SW má své specifické předpoklady, zjednodušení a modelové charakteristiky, které ovlivňují výsledky simulací. Největší rozdíl mezi testovanými modely vykazoval SW WinDAM C, u kterého se musela volit mnohonásobně vyšší koeficient erodibility oproti ostatním SW (Tab. 8.4, Tab. 8.13 a Tab. 8.14).

V případě drsnostního součinitele se v případě SW AREBA poměrně nadhodnocoval oproti ostatním modelům, aby bylo dosaženo co nejpřesnějšího výsledku. Na základě toho se musel úměrně snížit koeficient erodibility (Tab 8.9). Jak je patrné z Tab. 8.8 a Tab. 8.9, stanovení koeficientu erodibility přímým měřením charakteristik zemin, nemusí vždy poskytovat relevantní hodnoty koeficientu. Tak např. pro případovou studii P1 – USDA – HERU, je udáváno že naměřená hodnota koeficientu erodibility je  $120 \text{ cm}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{kg}^{-1}$ , avšak pro správný výsledek se musela změnit pro každý SW. Tak např. pro SW AREBA vychází výsledný koeficient erodibility  $4,30 \text{ cm}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{kg}^{-1}$  což je 28krát méně než původní naměřený koeficient erodibility. Oproti tomu se poměrně zásadně zvýšil drsnostní součinitel (v případě SW AREBA) na konstantní hodnotu  $0,07 \text{ s} \cdot \text{m}^{-1/3}$ .

To znamená, že je velmi důležité správně určit parametry součinitele drsnosti a erodibility pro každý model zvlášť, tak aby bylo možné dosáhnout podobných výsledků. U jednotlivých SW



Porovnání výsledků simulací SW AREBA a jiných SW na případových studiích

byly také sledovány faktory jako je funkčnost, spolehlivost, výkon, uživatelská přívětivost, cena, podpora a dostupnost atd. Pro jednotlivé SW byly učiněny následující závěry:

- **SW EMBREA.** Zahrnuje všechny funkce modelu HR BREACH, a navíc umožňuje modelování více zón materiálu hráze s různou erodibilitu, což umožňuje analýzu složitějších konstrukcí, avšak v případě přelití. SW EMBREA je webový SW, který umožňuje provádět analýzy přímo přes internet. K platformě se připojuje prostřednictvím webové stránky. Zde nastavíte požadované parametry a provedete výpočet na externím serveru. Mezi nevýhody patří skutečnost, že některé funkce a možnosti simulací jsou dostupné pouze v placené verzi. Pro plný přístup ke všem funkcím je vyžadována pravidelná platba. Další nevýhodou může být vytížení serveru, zejména v případě, kdy je velké množství uživatelů připojených současně, což způsobuje zpomalení výpočtu nebo dokonce dočasnou nedostupnost služby. Navíc, nastavení parametrů výpočtu je velmi složité pro uživatele, kteří nejsou dobře obeznámeni s daným programem a problematikou analýzy porušení hrází.

- **SW WINDAM C.** Vstupní parametry se museli u jediného testovaného SW přepočítávat do imperiálních jednotek. Výsledky se museli také přepočítat zpátky do základních jednotek SI. Tento SW simuluje porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze a přelití pouze metodou zpětné eroze po blocích, kdy nedochází k erozi na koruně hráze. U SW WinDAM C se vyskytuje latence ve výpočtu tvaru a průlomového průtoku hydrogramu. Jakmile zpětná eroze dojde až k návodnímu svahu, dojde k rapidnímu nárůstu průlomového průtoku. WinDAM C byl vyvinut primárně pro přehradu v USA, které mívají dostatečně opevněnou korunu hráze, že se u nich obvykle při porušení vyskytne zpětná eroze po blocích.

- **SW DL Breach.** Vstupní parametry se do SW DL Breach zadávají jako relativní hodnoty. Do modelu nelze zadat funkční objekty pomocí  $Q=f\{H\}$  křivek, ale je potřeba nastavit parametry pro jednotlivé funkční objekty, což může způsobovat problémy. Nad průtok 10 000 m<sup>3</sup>/s dochází k náhlému poklesu průtoku (bug SW), proto se nedoporučuje používat pro nádrže, kde se odhaduje vyšší průlomový průtok. Model DL Breach byl implementován do SW HEC-RAS 6.0 a vyšší (Brunner, 2022). Doporučuje se „předpočítat“ hydrogram průlomové vlny v externím SW DL Breach a následně tyto vstupní parametry vložit do SW HEC-RAS. Výsledky však nezajistí, že v případě porušení budou stejné, a to z důvodu vnitřního výpočtu horní okrajové podmínky modelu, transformace nádrže a dolní okrajové podmínky v SW HEC-RAS. Výhodou SW DL Breach je poměrně jednoduché řízení simulací externím SW. Je zde tedy dodatečná možnost simulace porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze metodou Monte-Carlo, avšak musí se napsat dodatečný kód pro jeho řízení, např. v MATLABU. Tyto parametry a výsledky pak mohou být podrobeny statistické analýze.

- **SW AREBA (Příloha 2).** Jako jediný model dokáže simulovat porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze metodou Monte-Carlo s volbou vhodných parametrů. Ostatní testované SW tuto možnost neobsahovali. Nevýhodou je že nemá uživatelské prostředí, u SW se vyskytuje složitější zadávání vstupních parametrů a nutnost znalosti jazyka MATLAB. SW AREBA predikoval nejpresnější výsledky ze všech testovaných SW v případě případových

Porovnání výsledků simulací SW AREBA a jiných SW na případových studiích

studií (celková průměrná odchylka od všech sledovaných parametrů činila cca 20 %). V případě reálného protržení sypané hráze (Big Bay), vykazoval SW AREBA nejméně přesné výsledky (celková průměrná odchylka od všech sledovaných parametrů činila cca 47 %). V případě reálného protržení nelze považovat stanovenou odchylku jako přesnou, jelikož je zde poměrně vysoká nejistota ve stanovení parametrů protržení (průlomový průtok, čas a doba protržení, čas kolapsu nadloží průsakové trubice, nejistota v batygrafických křivkách nádrže apod.)

## 9 ZÁVĚR

Sypané hráze nádrží slouží v dobách sucha jako zásobárna vody a během povodní slouží jako protipovodňová ochrana pro zmenšení hodnot kulminačních průtoků. Jako každé jiné stavby jsou sypané hráze spojeny s rizikem a ohrožením území pod vodním dílem při jejich protržení. V případě, že nastane kritická situace na sypané hrázi (přelití, vnitřní eroze), tak je pozornost často zaměřena spíše na aspekt zvládnutí zvláštní povodně, kdy je cílem chránit obyvatelstvo, nežli je sanace a zabezpečení hráze před úplným protržením. Sanace a zabezpečení hráze před protržením se provádí různými způsoby podle typu porušení sypané hráze (přelití, vnitřní eroze, porušení uzávěrů). Pro vybrané hráze se provedou simulace protržení a následný výpočet následků jednotlivých typů selhání (proudění v území pod hrází) spolu s vyhodnocením rizika spojeného s danou poruchou. Rizika se pak snižují evakuací nebo přemístěním obyvatelstva, které by mohlo být zasaženo zvláštní povodní. Je tedy zřejmé, že je třeba provést co nejpřesnější analýzu porušení a predikci hydrogramu průlomové vlny, aby bylo možné předpovědět, jak se bude se zvláštní povodeň šířit v území pod hrází.

V současné době je k dispozici řada SW umožňujících simulace porušení sypaných hrází v důsledku přelití a vnitřní eroze. V ČR se využívají empirické vztahy, vycházející z dat reálného protržení hrází (Tab. 5.1) anebo modely, které byly odvozeny v 90. letech minulého století jako DAMBRK, BREACH, BRDAM, BEED, FLDWAV, NATRZ doporučené v Metodickém pokynu č. 1 /2010 k technicko – bezpečnostnímu dohledu nad vodními díly (MP č. 3/00 OOV MŽP). V současné době je na světě odvozena celá řada nových modelů (Tab. 6.2), které se dosud v ČR nepoužívají. V práci je shrnut současný stav poznání a formulace úlohy porušení sypaných přehrad se zaměřením na vnitřní erozi. Součástí práce byla analýza a návrhy na aktualizaci stávajícího dostupného SW AREBA. SW AREBA je následně porovnáván společně s dalšími vybranými SW (EMBREA, DL Breach, WinDam C). Porovnání modelů bylo provedeno s využitím výsledků fyzikálního modelování (IMPACT a P1) a reálných protržení hrází (Big Bay).

Hlavním výsledkem disertační práce je zlepšení vypovídající schopnosti a rozšíření aplikačních možností SW AREBA pro použití na reálných sypaných hrázích, simulujících jejich protržení v důsledku vnitřní eroze a v důsledku přelití s využitím metody Monte Carlo s LHS vzorkováním. SW AREBA byl analyzován a doplněn o zadání úrovně s libovolnou pozicí srovnávací roviny (nadmořské výšky), konzumpčních křivek jednotlivých funkčních objektů a charakteristik nádrže. Došlo k doplnění výpočtu o vodohospodářského řešení nádrže a jeho rozšíření o stanovení úrovně hladiny dolní vody pod hrází na základě zadání úrovně hladiny v čase nebo zadáním batygrafické křivky zatopeného objemu. SW AREBA byl rozšířen o nové způsoby řešení zřícení nadloží průsakové trubice, řešení odnosu materiálu z průlomového otvoru po zřícení nadloží průsakové trubice, řešení ztráty třením v průsakové trubici a o nový způsob výpočtu drsnostního součinitele. Následně byl SW AREBA doplněn o metodu Monte-Carlo s LHS vzorkováním pro generování vybraných vstupních parametrů.

Po zpracování návrhů pro zlepšení vypovídací schopnosti byla provedena deterministická citlivostní analýza, ze které vyplývá, že SW AREBA je nejvíce citlivý na volbu součinitele erodibility  $k_d$  vstupujícího do výpočtu míry eroze zeminy a volbu drsnostního součinitele vstupujícího do výpočtu smykového napětí  $\tau$ .

V rámci porovnání vybraných SW byly učiněny tyto závěry:

1. Jednotlivé modely používají různé předpoklady a zjednodušení. Vstupní parametry se do SW zadávají v různých jednotkách. Pro správnou simulaci je nutné znát použité vztahy jednotlivých SW, zadávání vstupů (zejména jednotky) a získávání výsledků. Tyto předpoklady v praxi způsobují problémy pro přímé porovnání výsledků zvolených SW.

2. Vzhledem k zjednodušením a předpokladům, které byly přijaty při tvorbě jednotlivých SW, jsou výsledky různě citlivé na volbu hodnot vstupů. Jinými slovy, každý SW může reagovat odlišně na stejné vstupy s ohledem na odlišné předpoklady a zjednodušení, které byly použity při jejich sestavování.

3. U každého modelu lze pozorovat velký rozsah hodnot výsledků z dosavadních testovaných experimentů a případových studií. Při modelování neznámého výsledku („blind“) je složité určit, který výsledek je správný. Simulace zvláště se doporučuje provádět pro různé pravděpodobnosti výskytu povodní, obvykle 5 %, 50 % a 95 %. Počítání s takto stanovenými pravděpodobnostmi umožňuje získat hydrogramy, které reprezentují možné povodňové stavy, které mohou nastat s určitou pravděpodobností.

4. V případech, kdy klíčové parametry – jako např. erodibilita chybějí, se musí věnovat čas pro zajištění reprezentativních hodnot či intervalů hodnot vstupních parametrů laboratorním rozbořem vzorků zemín, z projektové dokumentace nebo z Přílohy 4. Volba některých parametrů (erodibilita, drsnostní součinitel, velikost průsakové trubice atp.) mohou významně ovlivnit výsledky porušení sypané hráze. Pokud se zvolí intervaly hodnot vstupních parametrů, doporučuje se jejich variace metodou Monte Carlo, anebo pomocí metody, kdy se volí minimální, maximální a střední hodnota z intervalu pro jednotlivé vstupní parametry, pro které se provedou kombinace a následné deterministické simulace.

5. V rámci dalšího výzkumu by bylo vhodné provést sadu laboratorních a polních experimentů v různém délkovém měřítku se stejnými parametry zeminy a tyto výsledky mezi sebou porovnat (míra eroze, zřícení svahů a nadloží průsakové trubice), aby byl kvantifikován měřítkový efekt. Dále by bylo vhodné provést více experimentálních testů porušení sypaných hrází s vnitřním (jádrovým) těsněním pro sestavení nového matematického aparátu pro řešení vnitřní eroze zonálních hrází se zapracováním do současných SW.

6. Predikce času zřícení nadloží průsakové trubice má největší odchylky od výsledných (naměřených) hodnot testovaných experimentů. Bylo by vhodné vyšetřit a navrhnout nový model pro přesnější vystihnoutí času zřícení nadloží průsakové trubice a s ním spojený součinitel tření v průsakové trubici. Součinitel tření nepřímo ovlivňuje výsledný vývoj průsakové trubice, a tedy i načasování zřícení nadloží průsakové trubice.

Disertační práce má mimo jiné řešitelům usnadnit výběr vhodného metody a modelu při řešení zvláštní povodně na konkrétním vodním díle sypané hráze. Přitom je třeba zdůraznit roli vlastního řešitele – výpočtáře a přehradního inženýra, který musí při volbě vhodného modelu přihlédnout ke specifikům příslušného vodního díla, v úvahu připadajícím způsobům porušení a místům, kde k iniciaci poruchy dojde. Přitom je třeba zohlednit další faktory, jako je role funkčních objektů, omezení průlomového otvoru objekty a zavázání do rostlého terénu apod. Při řešení úlohy protržení vzdouvací stavby se vždy doporučuje použití několika různých metod, následné porovnání dosažených výsledků a inženýrské zhodnocení jejich reálnosti včetně posouzení souvisejících nejistot.

## 10 SEZNAMY

### 10.1 SEZNAM LITERATURY

#### 10.1.1 Autorské publikace

- Abderrezzak, K., E., K., Moran, A., D., Tassi, P. 2016. Modelling river bank erosion using a 2D depth-averaged numerical model of flow and noncohesive, non-uniform sediment transport. *Advances in Water Resources*. 2016,93, str. 75-88.
- Akrami, S., Bezuijen, A., van Beek, V., Rosenbrand, E., Terwindt, J., Förster, U., 2021. Analysis of development and depth of backward erosion pipes in the presence of a coarse sand barrier. *Acta Geotechnica*, 16, str. 381-397.
- Alqaser, G., Ruff, J., F., 1993. Progressive failure of an overtopped embankment. Processed 1993 Hydraulic Speciality Conference, ASCE, New York.
- Alhasan, Z., Duchan, D., Říha, J., 2016. The probabilistics solution of dike breaching due to overtopping. In *Sustainable Hydraulics in the Era of Global Change*. Liege, Belgium. CRC Press/Balkema, str. 93-100.
- Altinakar, M., S., McGrath, M., Z., Ramalingam, V., P., Omari, H., 2010. 2D modeling of Big Bay dam failure in Mississippi: Comparison with field data and 1D model results. *River Flow 2010 - Dittrich, Koll, Aberle & Geisenhainer (eds) - © 2010 Bundesanstalt für Wasserbau I*.
- Amini, A. B., Nourani, V., Hakimzadeh, H., 2011. Application of Artificial Intelligence tools to Estimate Peak Outflow from Earth Dam Breach. *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, 4(6), str. 243–246.
- Ashraf, M., Soliman, A., H., El-Ghorab, E., Zawahry, A., E., 2017. Assessment of embankment dams breaching using large scale physical modelling and statistical methods. *Water Sci*, str. 362–379.
- Aureli, F., Maranzoni, A., Petaccia, G., 2021. Review of Historical Dam-Break Events and Laboratory Tests on Real Topography for the Validation of Numerical Models. *Water*, 13, 1968, 21 str.
- Awal, R., Nakagawa, H., Fujita, M., Kawaike, K., Baba, Y., Zhang, H., 2011. Study on Piping Failure of Natural Dam. *Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ.*, No. 54 B, 2011, 9 str.
- Azimi, R., Vatankhah, A., R., Kouchakzadeh, S., 2015. Predicting peak discharge from breached embankment dams. *E-Proc.*, 36th IAHR World Congress, Hague, Netherlands, 6 str.
- Azimi, R., Vatankhah, A., R., Kouchakzadeh, S., 2017. Using Nonlinear Modeling to Predict Peak Discharge and Average Breach Width from Breached Embankment. *Azarian J. Agric.* VOL 4 ISSUE 5, str. 145-156.
- Bahramifar, A., Shirkhani, R., Mohammadi, M., 2013. An ANFIS-based Approach for Predicting the Manning Roughness Coefficient in Alluvial Channels at the Bank-full Stage. *IJE TRANSACTIONS B. Applications* Vol. 26, No. 2, str. 177-186.

- 
- van Beek, V., M., 2015. Backward Erosion Piping – Initiation and Progression. Ph.D. dissertation thesis, TU Delft, 286 str.
- Bechteler, W., Broich K., 1991. Effects in dam-break modelling. Processed 24th Congress IAHR, Madrid, Spain, A189-A200.
- Bechteler, W., Kulisch, H., 1994. Physical 3D-simulations of erosion-caused dambreaks. International Workshop on Floods and Inundations related to Large Earth Movements, Trento, Italy.
- Belikov, V., V., Vasileva, E., S., Prudovskii, A., M., 2010. Numerical modeling of breach wave trough the dam at the Krasnodar reservoir. Power Technology and Engineering, 44, str. 269-278.
- Benoist, G., 1989. Les etudes d'ondes de submersion des Natural Resources Conservation Service, grands barrages d'EDF – La Houille Blanche, No 1, str. 43-54.
- Bereta, G., Hui, P., Kai, H., Guang, L., Kefan, P., Zhao, Y., Z., 2020. Experimental Study of Cohesive Embankment Dam Breach Formation due to Overtopping. Periodica Polytechnica Civil Engineering, 641, str. 198–211.
- Bernard-Garcia, M., Mahdi, T.-F., 2020. A Worldwide Historical Dam Failure's Database. <https://doi.org/10.5683/SP2/E7Z09B>, Scholars Portal Dataverse, V1.
- Boor, B., Patočka, C., Kunštátský, J., 1968. Hydraulika pro vodohospodářské stavby. Praha: SNTL. Řada stavební literatury.
- Bornschein, A., 2009. A simple method to estimate inundation due to dam break. Conference: 2nd International Conference of Long Time Behaviour of Dams At: Graz, Austria, 6 str.
- Brown, R., J., Rogers, D., C., 1981. BRDAM users' manual. U.S. Department of the Interior, Denver.
- Briaud, J., L., 2008. Case histories in soil and rock erosion. Woodrow Wilson Bridge, Brazos River Meander, Normandy Cliff, and New Orleans levees. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 13410, str.1425-1447.
- Broich, K., 2005. Breach modelling – Technical Report, Impact project, Work Package 2.3, Appendix 1.1, D-85577 Neubiberg, Werner-Heisenberg-Weg 39.
- Brunner, G., Ackerman, C., T., Goodell, Ch., R., 2022. HEC-RAS User's manual. Version 6.1.
- Burge, T., R., 2004. Big Bay Dam: Evaluation of failure, Land Partners Limited Partnership, Hattiesburg, Miss.
- Bush, K. F., Luckner, L., Tiemer, K. 1973. Geohydraulik. VEB Deutscher für Grundstoffindustrie, Leipzig (in German), 497 str.
- Cantero-Chinchilla, F., N., CastroOrgaz, O., Dey, S., 2016. Nonhydrostatic 18 Dam Engineering – Recent Advances in Design and Analysis dam break flows. II. One-dimensional depth-averaged modeling for movable bed flows. Journal of Hydraulic Engineering, 142, 12 str.
- Cao, Z., Yue, Z., Pender, G., 2011. Landslide dam failure and flood hydraulics Part I. Experimental investigation. Part II. Coupled mathematical modeling. Natural Hazards, 592, str. 1003–1045.

- 
- Cao, Ch., Neilsen, M., 2021. Dam Breach Simulation with the Material Point Method, *Computation*, 98, 24 str.
- Capart, H., 2013. Analytical solutions for gradual dam breaching and downstream river flooding, *Water Resources research*, vol. 49, str. 1968-1987.
- Clopper, P., E., Chen, Y., H., 1988. Minimizing embankment damage during overtopping flow. Rep. No. FHWA-RD-88-181, Federal Highway Administration, McLean, VA, 214 str.
- Costa, J., E. 1985. Floods from dam failures. Open-File Rep. No. 85-560, USGS, Denver, 54 str.
- Costa, J., E., Schuster, R., L., 1987. The formation and failure of natural dams. Open-File Rep. No. 87-392, USGS, Washington, 44 str.
- Coleman, S., E., Andrews D., P., Webby M., G., 2002. Overtopping breaching of noncohesive embankment dams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1289, str. 829–838.
- Cristo, C., D., Greco, M., Iervolino, M. a kol., 2016. Two-dimensional two-phase depth-integrated model for transients over mobile bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1422, 20 str.
- Cristo, C., D., Evangelista, S., Greco, M. a kol., 2018. Dam-break waves over an erodible embankment. Experiments and simulations. *Journal of Hydraulic Research*. 2018,562, str. 196-210.
- Cristofano, E. A., 1965, Method of Computing Rate of Failure of Earth Fill Dams, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado.
- Četina, M., 1999. Two-dimensional modelling of free surface flows. experiences and practical applications. *Transactions on Ecology and the Environment*, 26, str. 117–127.
- D'Eliso, C., 2007. Breaching of sea dikes initiated by wave overtopping. A tiered and modular modelling approach. Ph.D. Thesis, University of Braunschweig. Germany and University of Florence, Italy, 175 str.
- van Damme, M., Morris, M., W., Hassan, M., A., A., M., 2012. A new approach to rapid assessment of breach driven embankment failures. FRMRC Research Report, WP4.4, 83 str.
- van Damme, M., Morris, M., W., Borthwick, A., G., L., Hassan, M., A., A., M., 2012. Rapid embankment breach modelling, 10 str.
- van Damme, M., Riteco, J., 2017. Comparing soil erodibility predictions against the fundamental understanding of erosion. 3rd International Conference on Protection against Overtopping, 6-8 June 2018, UK, 7 str.
- van Damme, M., 2019. Modelling piping with AREBA. Prezentace prezentovaná v rámci workshopu: Internal Erosion Initiated Breach Model Performance Evaluation, USDA-HERU Stillwater, 15 října 2019, Stillwater, USA.
- van Damme, M., 2020. An analytical process-based approach to predicting breach width in levees constructed from dilatant soils. *Natural Hazards* 2020, 101, str. 59–85.
- David, V., 2020. Vybrané kapitoly z historie rybníků – Analýza historického vývoje rybníčních sítí ve vybraných územích. ČVUT, Prague, 118 str.
- Davies, T., R., Manville, V., R., Kunz, M., Donaldini, L., 2007. Modeling landslide dambreak flood magnitudes. Case study. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1337, str. 713–720.



- 
- Davison, M., Hassan, M., Gimeno, O., van Damme, M., Goff, C., 2013. A Benchmark study on dam breach and consequence estimation using EMBREA and Life Safety Model, ICOLD Theme C. Computational challenges in Consequence Estimation for Risk Management, Editors. Zenz, G. Goldgruber, M., ICOLD 12th International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, str. 241-254.
- Dazzi, S., Vacondio, R., Mignosa, P., 2019. Integration of a levee breach erosion model in a GPU-accelerated 2D shallow water equations code. *Water Resources Research*, 55, str. 682–702.
- De Lorenzo, G., Macchione, F., 2014. Formulas for the peak discharge from breached earthfill dams. *Journal of Hydraulic Engineering*. 2014,1401, str. 56-67.
- De Looff, H., Steetzel, H.J. and Kraak, A.W. Breach growth. experiments and modeling, Proc. 25th Int. Conf. Coastal Engineering, Orlando, USA, 1997, str. 2746-2755.
- Dewa, M., 2010. Collapse Process Due to Tunneling Erosion in Earth Dams. a Numerical Study. University of Indonesia, Civil Engineering, 110 str.
- Dewals, B., J., Erpicum, S., Archambeau, P., Detrembleur, S., Piroton, M., 2006. Numerical tools for dam break risk assessment. validation and application to a large complex of dams. Improvements in reservoir construction, operation and maintenance. Thomas Telford, London, 12 str.
- Dewals, B., J., Archambeau, P., Erpicum, S., Detrembleur, S., Piroton, M., 2007. Sensitivity analysis of the peak outflow induced by the breaching of embankment dams. 14 th German Dam Symposium, 17-19 September 2007, Freisingm, 11 str.
- Dhiman, S., Patra, K., Ch., 2017. Evaluation of Empirical Equations for Dam Breach Parameters and Its Application in Indian Dam Failure Cases. Proceedings of the 37th IAHR World Congress August 13–18, 2017, Kuala Lumpur, Malaysia, str. 2378–2388.
- Dhiman, S., Patra, K., Ch., 2019. Studied of dam disaster in India and equations for breach parameter. *Natural Hazards*, 98, str. 783–807.
- Dodge, R., A., 1988. Overtopping flow on low embankment dams. Summary report of model tests. U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 28 str.
- Elleder, R., Šírová, J., Krejčí, J., Kašpárek, L., Dragoun, Z., 2016. The fishpond systems in the lower Berounka river catchment during a catastrophic 1872 flashflood. *Rybníky* 2016, str. 21-29.
- El-Ghorab, E., A., Fahmy, A., Fodda, M., 2013. Large scale physical model to investigate the mechanics of embankment erosion during overtoppingflow. *Eng. Res. J.* 36 3, str. 287–301.
- Evans, S., G., 1986. The maximum discharge of outburst floods caused by the breaching of man-made and natural dams. *Canadian Geotechnical Journal*, 233, str. 385–387.
- Faeh, R., 2007. Numerical modelling of breach erosion of river embankments. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1339, str. 1000-1009.
- Farrar, J., A., 2008. Piping and Internal Erosion Failure, Tunbridge Dam, Tasmania, Australia. Dostupné z. <https://www.geoengineer.org/gallery/albums/piping-and-internal-erosion-failure-tunbridge-dam-tasmania-australia>

- 
- Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G., 2005. Geotechnical engineering of dams. Taylor & Francis Group, 912 str.
- Fell, R., Fry, J.-J., 2007. Internal Erosion of Dams and their Foundations. Taylor & Francis Group, 254 str.
- Ferguson, K. A., Anderson, S., Sossenkina, E., 2004. Reexamination of the 2004 Failure of Big Bay Dam, Mississippi. In. USSD Annual Conference. San Francisco, California, USA. 34 str.
- Ferla, R., 2018. Análise de aspectos hidráulicos de métodos simplificados envolvendo rompimento de barragens, disertační práce, Porto Alegre, Brazílie, 223 str.
- Foster M., Fell, R., 1999. A Framework for Estimating the Probability of Failure of Embankment Dams by Internal Erosion and Piping Using Event Tree Methods. University of New South Wales, Kensington. UNICIV REPORT No. R-377, 23 str.
- Foster M., Fell, R., Spannagle, M., 2000. The statistics of embankment dam failures and accidents. Canadian Geotechnical Journal, 375, str. 1000–1024.
- Foster M., Fell, R., Vroman, N., Cyganiewicz, J., Sills, G., Davidson, R., 2008. Seepage and piping toolbox – Continuation, progression, intervention and breach. 28 th Annual USSD Conference, Portland, Oregon, April 28 – May 2, 2008, 15 str.
- Franca, M., J., Almeida, A., B., 2004. A computational model of rockfill dam breaching caused by overtopping RoDaB. Journal of Hydraulic Reserch, 422, str. 197–206.
- Fread, D., L., 1977. The Development and Testing of a Dam-Break Flood Forecasting Model DAMBRK Proceedings, Dam-Break Flood Modelling Workshop, U.S. Water Resources Council, Washington, D.C., str. 164-197.
- Fread, D., L., 1988 BREACH. An erosion model for earthen dam failures. National Weather Service, Office of Hydrology, Silver Spring, MD, 29 str.
- Fread, D., L., Lewis, J., M., 1998. NWS FLDWAV model. Hydrologic Research Laboratory, Office of Hydrology, National Weather Service NWS, NOAA, Silver Spring, Maryland 20910, USA, 335 str.
- Froehlich, D., C., 1995. Embankment dam breach parameters revisited. Processed 1995 Conference on Water Resources Engineering, ASCE, New York, str. 887–891.
- Froehlich, D., C., 2004. Two-dimensional model for embankment dam breach formation and flood wave generation. Association of Sate Dam Safety Officials Conference 2004, Lexington, 16 str.
- Froehlich, D., C., 2008. Embankment dam parameters and their uncertainties. Journal of Hydraulic Engineering, 13412, str. 1708–1721.
- Froehlich, D., C., 2016. Predicting peak discharge from gradually breached embankment dam. Journal of Hydrologic Engineering, 2016, Volume 21, Issue 11, 15 str.
- Fujita, Y., Tamura, T., 1987. Enlargement of breaches in flood levees on alluvial plains. Journal of Natural Disaster Scientist, 91, str. 37–60.

- Geisenhainer, P., Kortenhaus, A., 2006. Hydraulic model tests on breaching with and without waves. FLOODsite Rep. T06-06-03, Hanover, Germany, 86 str.
- Geisenhainer, P., Oumeraci, H., 2008. Sea dike breach initiation and development—Large scale experiments in GWK. FLOODsite Rep. T06-08-12, Hanover, Germany, 64 str.
- Ghataora, G., S., Burns, B., Hassan, M., Morris, M., 2003. Soil piping tests on Thorngumbald flood embankment. Science Report FD2411/TR3, 30 str.
- Goodell, Ch., 2019. Probabilistic Dam Breach Modeling User's Manual. Kleinschmidt Associates, Portland, Oregon, USA, June 2019, version 5.0.7, 40 str.
- Goodman, R., 2013. On the Failure of Malpasset Dam. In. AEG Shlemon Specialty Conference. Dam Failures and Incidents. Denver, USA. 53 str.
- Gregoretti, C., Maltauro, A., Lanzoni, S., 2010. Laboratory experiments on the failure of coarse homogeneous sediment natural dams on a sloping bed. Journal of Hydraulic Engineering, 13611, str. 868–879.
- Guan, M., Wright, N., G., Sleigh, P., A., 2014. A 2D process-based morphodynamic model for flooding by non-cohesive dyke breach. Journal of Hydraulic Engineering, 1407, 17 str.
- Gupta, S. and Singh, V., 2012. “Discussion of “Enhanced predictions for peak outflow from breached Embankment Dams” by Christopher, I. Thornton, Michael W., Pierce, and Steven R., Abt.” J. Hydrol. Eng., ASCE, Vol. 17, No. 3, str. 463-466.
- Giuseppetti, G., Molinaro, P., A 1989. Mathematical model of erosion of an embankment dam by overtopping. International symposium on the analytical evaluation of dam related safety problems 1989, Copenhagen, Denmark.
- Hagen, V., K., 1982. Re-evaluation of design floods and dam safety. Processed 14th Congress of International Comm. on Large Dams, International Commission on Large Dams, Paris, str. 475–491.
- Hahn, W., Hanson, G., J., Cook, K., R., 2000. Breach morphology observations of embankment overtopping tests, Proc., 2000 Joint Conf. Water Resources Engineering and Water Resources Planning and Management, Minneapolis, USA, 2000. CD-ROM, 10 str.
- Hakimzadeh, H., Nourani, V., Amini, A., B., 2013. Genetic programming simulation of dam breach hydrograph and peak outflow discharge. Journal of hydrologic engineering, 44 str.
- Hala, M., Říha, J., 2016. Mezní stavy porušení Zemin filtračními deformacemi. Vodní hospodářství. 66, 11, str. 9–15.
- Hala, M., 2021. Hodnocení možnosti vzniku vnější sufoze/ztekucení a řešení metodou dílčích součinitelů. Brno, 2020. 123 s., 40 s. příl. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodních staveb.
- Hanson, G., J., Robinson, K., M., Cook, K., R., 2001. Prediction of Headcut migration using a deterministic approach. American Society of Agricultural Engineers, Vol. 443, str. 525-531.
- Hanson, G., J., Temple, D., M., 2002. Performance of bare-earth and vegetated steep channels under long-duration flows. Transactions of the ASABE, 453, str. 695-701.

- 
- Hanson, G., J., Cook, K., R., Hunt, S., L., 2005. Physical modelling of overtopping erosion and breach formation of cohesive embankments. *Trans. ASABE*, 485, str. 1783–1794.
- Hanson, G., J., Tejral, R., D., Hunt, S., L., Temple, D., M., 2010. Internal erosion and impact of erosion resistance. *Proc. 30th U.S. Society on Dams Annual Conference*, April 12-16, 2010, Sacramento, California. str.773-784
- Harris, G., W., Wagner, D., A., 1967. Outflow from breached earth dams. B.Sci. thesis, Department of Civil Engineering, University of Utah, Salt Lake City, UT.
- Havnø, K., Van Kalken, T., Olsen, K., 1989. A modelling package for dam break simulation. *International symposium on analytical evaluation of dam related safety problems 1989*, Copenhagen, Denmark.
- Hodák, J., Jandora J., 2004. Statistical Approach for modelling of dam breach due to overtopping. *Wasserbauliche Mitteilungen 2004 Heft 27*, Institut für Wasserbau und THM der TU Dresden, str. 135–144.
- Hodák, J., 2010. Riziková analýza sypaných hrází. Brno, 2010. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodních staveb.
- Hodák, J., 2015. Karolinka dam-dam safety supervision during diaphragm wall construction. *Commission Internationale Des Grands Barrages, Vingt Quatrième Congrès Des Grands Barrages*, Stavanger, Q. 99 - R. 12, str. 144-156.
- Hoestenbergh, T., Verdel, S., Peeters, P., Huygens, M., Mostaert, F., 2010 b. Opstellen bresgroeiparameters Vlaamse rivierdijken. Deelrapport 2 – Sterkte/Zwakte Analyse van Bresgroei modellen. Versie 2\_0. WL Rapporten, 706\_08c. Waterbouwkundig Laboratorium en Soresma. Antwerpen, België, 92 str.
- Hoestenbergh, T., Verdel, S., Peeters, P., Huygens, M., Mostaert, F., 2010c. Opstellen bresgroeiparameters Vlaamse rivierdijken. Deelrapport 3 - Opstellen bresgroeiparameters. Versie 2\_0. WL Rapporten, 706\_08c. Waterbouwkundig Laboratorium en Soresma. Antwerpen, België, 83 str.
- Holomek, P., Říha, J., 2000. A comparison of breach modelling methods applied to the Slusovice earth dam. *Dam Engineering*, 93, str. 171-202.
- Hooshyaripor, F., Tahershamsi, A., Golian, S., 2014. Application of copula method and neural networks for predicting peak outflow from breached embankments. *Journal of Hydro-Environment Research*. 2014,83, str. 292-303.
- Hu, C., Sueyoshi, M, 2010 Numerical simulation and experiment on dam break problem. *J. Marine. Sci. Appl.* 9, str. 109–114.
- Huokuna, M., 2001. Determination of the dam breach hydrographs for the Kyrkösjärvi dam break hazard analysis. *Finnish Environment Institute*, Helsinki. 29 str.
- Hung, Ch.-Y., Tseng, I-F., Chen, S.-Ch., Feng, Z.-Y., 2021. On Dam Failure Induced Seismic Signals Using Laboratory Tests and on Breach Morphology due to Overtopping by Modeling. *Water*, 13, 24 str.
- Hunt, S., L., Hanson, G., J., Cook, K., R., Kadavy, K., C., 2005. Breach widening observations from earthen embankment tests. *Trans. ASAE*, 483, str. 1115–1120.

- Hřebíček, J., Škrdla, M., 2006. Úvod do matematického modelování. 83 str.
- Chang, D., S., Zhang, L., M., 2010. Simulation of the erosion process of landslide dams due to overtopping considering variations in soil erodibility along depth. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. 2010,104, str. 933-946.
- Chee, S. D., 1984. Washout of Spillway Dams – Channels and Channel Control Structures Proc. of the 1st Int. Conf. on Hydraulic Design in Water Resources Engineering, Southampton, str. 527-537.
- Chen, Y., H., Anderson, B., A., 1986. Development of a methodology for estimating embankment damage due to flood overtopping, Report No. FHWA RD-86/126, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, 15 str.
- Chen, S., Zhong, Q., Shen, G., 2019. Numerical modelling of earthen dam breach due to piping. *Water Science and Engineering*, 123, str. 169–178.
- Chinnarasri, Ch., Jirakitlerd, S., Wingwises, S., 2004. Embankment dam breach and its outflow characteristic. *Civil Engineering And Enviromental Systems*, 2004, str. 1-18.
- Islam, S., Tsujimoto, T., 2015. Levee breaching process of a river and disaster risk on floodplain. *American Journal of Civil Engineering and Architecture*, 2015, 32, str. 39-44.
- Ito, N., 2007. Study on river embankment failure caused by overtopping, Master's Thesis, Department of Civil and Earth Resources Engineering, Kyoto University, 8 str.
- Jandora, J., Říha, J., 2002. Porušení sypaných hrází v důsledku přelití. Brno. ECON, 188 str.
- Johnson, M., Mtaló, F., 2004. Dam Failure Incidents-Tanzania Experience. International Seminar on Stability and Breaching of Embankment Dams, October 2004.
- Juez, C., Murillo, J., Garcia-Navarro, P., 2013. Numerical assessment of bed-load discharge formulations for transient flow in 1D and 2D situations. *Journal of Hydroinformatics*, 154, str. 1234-1257.
- Juez, C., Murillo, J., Garcia-Navarro, P., 2014. A 2D weakly-coupled and efficient numerical model for transient shallow flow and movable bed. *Advances in Water Resources*. 2014,71, str. 93-109.
- Juliastuti, J., Setyandito, O., 2017. Dam Break Analysis and Flood Inundation Map of Krisak Dam for Emergency Action Plan. Proceedings of the 3rd International Conference on Construction and Building Engineering ICONBUILD 2017, 9 str.
- Kanjanakaroon, P., Ekkawatpanit, Ch., Wongsa, S., Isarangkura, U., Kositgittiwong, D., 2020. A comparative study of embankment breach parameters in different breach locations. *Journal of Hydro-environment Research*, 29, str. 59–69.
- Kesserwani, G., Shamkhalchian, A., Zadeh, M., J., 2014 Fully coupled discontinuous Galerkin modeling of dam-break flows over movable bed with sediment transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1404, 20 str.
- Kirkpatrick, G., W., 1977. Evaluation guidelines for spillway adequacy. The evaluation of dam safety. Engineering Foundation Conference Processed ASCE, New York, str. 395–414.

- 
- Kocaman, S., Guzel, H., Evangelista, S., Ozmen-Cagatay, H., Viccione, G., 2020. Experimental and numerical analysis of a dam break flow trough different contraction geometries of the channel. *Water*, 12 1124, 22 str.
- Koelewijn, A.R., Rikkert, S.J.H., Peeters, P., Depreiter, D., van Damme, M., Zomer, W., 2022. Overflow Tests on Grass-Covered Embankments at the Living Lab Hedwige-Prosperpolder. An Overview. *Water*, 14, 2859, 13 str.
- Kotaška, S., Říha, J., 2019. Přehled metod modelování porušení zemních hrází. *Vodní hospodářství*. 69 11, str. 2–10.
- Kouzehgar, K., Hassanzadeh, Y., Eslamian, S., Fard, M., Y., Amini, A., B., 2021. Experimental investigations and soft computations for predicting the erosion mechanisms and peak outflow discharge caused by embankment dam breach. *Arabian Journal of Geosciences* 2021, 14, 616, 18 str.
- Kouzehgar, K., Eslamian, S., 2023. Chapter 2 - Application of experimental data and soft computing techniques in determining the outflow and breach characteristics in embankments and landslide dams. In *Handbook of Hydroinformatics Volume III: Water Data Management Best Practices*, str. 11–31.
- Kovacs, G., 1981. *Seepage Hydraulics*. Akadémiai Kiadó, Budapest.
- Kraus, N., C., Hayashi, K., 2005. Numerical morphologic model of barrier island breaching. *Processed 29th Coastal Engineering Conference*, World Scientific Press, Hackensack, NJ, str. 2120–2132.
- Lecoite, G., 1998. *Breaching Mechanisms of Embankments*. University of Birmingham.
- Lee Y.-H., Ryu, J.-H., Heo, J., Shim, J.-W., Lee, D.-W., 2022. Stability Improvement Method for Embankment Dam with Respect to Conduit Cracks. *Applied Sciences*, 2022, 12, 567, 12 str.
- Lempérière, F., Courivaud, J.-R., Fry, J.-J., 2006. A new analysis of embankment dam failures by overtopping. *22<sup>th</sup> Congrès International CIGB*, Barcelone, June 2006, Q. 86 – R.66, str. 1053–1065.
- Li, S., C., Duffy, C., J., 2010. Fully coupled approach to modeling shallow water flow, sediment transport, and bed evolution in rivers. *Water Resources Research*, 473, str. 1-20.
- Li, Y., Tian, Ch., Wen, L., Chen, A., Wang, L., Qiu, W., Zhou, H., 2021. A study of the overtopping breach of a sand-gravel embankment dam using experimental models. *Engineering Failure Analysis*, 124, 17 str.
- Lou, W., C., 1981. *Mathematical modeling of earth dam breaches*. Ph.D. dissertation, Colorado State University, Fort Collins, CO.
- Loukola, E., Reiter, P., Shen, C., Pan, S., 1993. Embankment Dams and their Foundations. evaluation of erosion. *International Workshop on Dam Safety*, Grindelwald, Switzerland, str. 26–29, 42, 44, 47, 51.
- Loukola, E., Huokuna, M., 1998. A numerical erosion model for embankment dam failure and its use for risk assessment. *Concerted Action on Dambreak Modelling*, 2nd Project Workshop, Munich, Germany.

- 
- Lopes, A., F., P., 2015. Numerical modeling of earthen dam breaching by overtopping. Master thesis. Técnico Lisboa, 2015, 77 str.
- Macdonald, T., C., Langridge-Monopolis, J., 1984. Breaching characteristics of dam failures. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1105, str. 567–586.
- Macchione, F., 2008. Model for predicting floods due to earthen dam breaching. I. Formulation and evaluation. *Journal of Hydraulic Engineering*, 13412, str. 1688-1696.
- Macchione, F., Rino, A., 2008. Model for predicting floods due to earthen dam breaching II. Comparison with other methods and predictive use. *Journal of Hydraulic Engineering*, 13412, str. 1697-1707
- Macchione, F., Costabile, P., Costanzo, C., De Lorenzo, G., Razda, B., 2016. Dam breach modelling: influence on downstream water levels and a proposal of a physically based module for flood propagation software. *Journal of Hydroinformatics*, Volume 18, Issue 4.
- Marche, C., Fuamba, M., 2002. Observation and prediction of a breach in a submerged dyke. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 296, str. 875-884.
- Marsooli, R., Wu, W., 2014. 3D finite-volume model of dam-break flows over uneven beds based on VOF method. *Advances in Water Resources*, 70, str. 104-117.
- Marsooli, R., Wu, W., 2015. Threedimensional numerical modeling of dam-break flows with sediment transport over movable beds. *Journal of Hydraulic Engineering*, 70, str. 104–117.
- McCook, D., 2004. A Comprehensive Discussion of Piping and Internal Erosion Failure Mechanisms, Proceedings of the 2004 National Conference of the Association of State Dam Safety Officials, Phoenix, AZ, September 26-30.
- Meadowcroft, I., C, Morris, M., W., Allsop, N., W., H., McConnell, K., 1996. Tollesbury managed set back experiment. breach design and construction, and embankment failure experiment, HR Wallingford Report TR 5, Wallingford, UK.
- Mei, S., A., Chen, S., S., Zhong, Q., M a kol., 2018. Parametric model for breaching analysis of earth-rock dam. *Advanced Engineering Sciences*. 2018,502, str. 60-66 in Chinese.
- Mishra, S., K., 1995. Development of an empirical formula for approximate dam break flood peak estimation. National Institute of Hydrology, Jal Vigyan Bhawan, India, 31 str.
- Mizutani, H., Nakagawa, H., Yoden, T., Kawaike, K., Zhang, H., 2013. Numerical modelling of river embankment failure due to overtopping flow considering infiltration effects. *Journal of Hydraulic Research*, 516, str. 681-695.
- Moffat, R., Fannin, R., J., Garner, S., J., 2011. Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 48, str. 399-412.
- Mohamed, M., A., A., 2002. Embankment breach formation and modelling methods. Ph.D. Thesis, The Open University, England.
- Mohamed, M., M., A., El-Ghorab, E., A., S., 2016. Investigating scale effects on breach evolution of overtopped sand embankments. *J. Water Sci.* 30 2, 84–95.
- Molinaro, P., Fenaroli, P., G., 1990. Metodologie utilizzate in diversi paesi per lo studio del crollo delle dighe di ritenuta e suggerimenti per la definizione di una metodologia applicabile in Italia ENEL – CRIS 4025.

- 
- Molinaro, P., Maione, D., 1991. The experience developed by ENEL in dam-break wave computation and flood risk analysis. Colloque International pour la Simulation des Ondes de Submersion, Montréal, Canada.
- Morgan, R., P., C., 2005. Soil Erosion & Conservation. National Soil Resources Institute, Ceanfield University, Blackwell Science Ltd, 316 str.
- Morris, M., W., Hassan, M., A., A., M 2005. IMPACT. Final technical report. IMPACT, <www.impact-project.net>, 60 str.
- Morris, M., W., 2013. Breaching of earth embankments and dams. Ph.D. Thesis, The Open University, England, 360 str.
- Morris, M., Courivaud, J., Morán, R., Toledo, M., Picault, C., 2021. Industry research into dam and levee breach erosion through coarser grained materials. In. FLOODrisk 2020, 21-25 June 2021, Online.
- Morris, M., Hassan, M., Goff, C., 2021. EMBREA-web. a tool for the simulation of breach through dams and embankments. In. INCOLD 2021 Symposium, 24–27 February 2021, New Delhi, India and Online.
- Morris, M., Courivaud, J.-R., 2021. Internal Erosion Breach Model Review and Validation. FLOODrisk 2020 – 4th European Conference on Flood Risk Management, Budapest University of Technology and Economics (BME), Online, 6 p.
- Najar, M., Gul, A., 2022. Investigating the Influence of Dam-Breach Parameters on Dam-Break Connected Flood Hydrograph. *Teknik Dergi*, vol. 33, no. 5.
- Nearing, M., A., West, L., T., Brown, L., C., 1988. A Consolidation Model for Estimating Changes in Rill Erodibility. *Transactions of the ASAE*, 31, str. 696-700.
- Nobarinia, M., Kalateh, F., Nourani, V., Amini, A.B., 2021. Dam failures peak outflow prediction through GEP-SVM models and uncertainty analysis. *Water Supply*, 2021, 21(7), str. 3387-3401.
- Nogueira, V., D., Q., 1984. A mathematical model of progressive earth dam failure. Ph.D. Thesis, Colorado State University, Fort Collins, CO.
- Nourani, V., Mousavi, S., 2013. Evaluation of Earthen Dam-Breach Parameters and Resulting Flood Routing Case Study. Aidoghmosh Dam. *Internal Journal of Agriculture Innovations and Research*. Volume 1, Issue 4, str. 109–115.
- Okan, M., 2022. Experimental and numerical investigation of piping uniform embankment dam with weak layer at upper region. *Diplomová práce*, Izmir Institute of Technology, 102 str.
- Okeke, A. Ch.-U., Wang, F., 2016. Hydromechanical constraints on piping failure of landslide dams. an experimental investigation. *Geoenvironmental Disaster*, 3 4, 17 str.
- Orendorff, B., D., E., 2009. An experimental study of embankment dam breaching. Master thesis, University of Ottawa, Ottawa, ON, Canada, 165 str.
- Pabst, M.W., Engemoen, W.O., Hanneman, D.L., Redlinger, C.G., Scott, G.A., 2013. Heave, Uplift, and Piping at the Toe of Embankment Dams, *Journal of Dam Safety*, Association of State Dam Safety Officials, (11)2, str. 21-31.



- 
- Paquier, A., Robin, O., 1997. CASTOR. simplified dam-break wave model. *Journal of hydraulic engineering*, 1997, str. 724-727.
- Paquier, A., 2002. Rupro, breach model used by cemagref during Impact Project. 1st Project Workshop Wallingford Meeting, Wallingford, England, 5 str.
- Pan, S., Mingsen, Q., Lianxiang, W., Guoyi, X., Yongqiang, S., Longda, X., Cuiyu, M., Loukola, E., Pyyny, J., Reiter, P., Tuula, Rytkonen, Alanko, M., 1993. Investigation report on dam safety research in China. Chinese-Finnish cooperative research work on dam break hydrodynamice. Series A 167, National Board of Waters and the Environment, Helsinki, Finland, 92 str.
- Parkinson, M., Stretch, D., 2007. Breaching timescales and peak outflows for perched, temporary open estuaries. *Coastal Engineering Journal*, 493, str. 267–290.
- Peeters, P., Gomez, M., H., van Damme, M., Visser, P., J., 2016. Unveiling the consequences of your breach growth model choice. *FLOODrisk 2016 – 3rd European Conference on Flood Risk Management*, 5 str.
- Peng, M., Zhang, L., M., 2011. Breaching parameters of landslide dams. *Landslides* 9, str. 13–31.
- Peter, S., J., 2017. Dam Break Analysis under Uncertainty. Doctoral thesis, ETH Zurich, 161 str.
- Peter, S., J., Siviglia, A., Nagel, J., Marelli S., Boes, M., S., Vetsch, D., Sudret, B., 2018. Development of probabilistic dam breach model using Bayesian inference. Chair of risk, Safety and uncertainty quantification. Stefano-Francini-Platz 5, 8093 Zurich. 42 str.
- Petkovšek, G., Hassan, M., A., A., M., Lumbroso, D., Collell, M., R., 2020. A two-fluid simulation of tailings dam breaching. *Mine Water and the Environment*. 2020, 15 str.
- Peviani, M., A., 1999. Simulation of earth-dams breaking process by means of a morphological numerical model. *Concerted Action on Dambreak Modelling*, 4th Project Workshop, Zaragoza, Spain.
- Pierce, M., W., Thornton, C., I., Abt, S., R., 2010. Predicting peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrology Engineering*, 155, str. 338–349.
- Poláček, J., 1997. Examples of the small dam failures and breaks in the Czech Republic. *Commission Internationale Des Grands Barrages, Vingt Quatrième Congrès Des Grands Barrages*, Florence, Italy. Q.75 - R. 6, str. 77-83.
- Ponce, V., M., Tsivoglou, A., J., 1981. Modeling gradual dam breaches. *Journal of Hydraulic Division*, 1077, str. 829–838.
- Powledge, G., R., Ralston, D., C., Miller, P., Chen, Y., H., Clopper, P., E., Temple, D., M., 1989. Mechanics of overflow erosion on embankments. I. Research activities, II. Hydraulic and design considerations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1158, str. 1040–1075.
- Price, J., T., Lowe, G., W., Garrisopm, J., M., 1977. Unsteady flow modelling of dam-break waves. *Proceeding U.S. Water Resources Council, Hydro. Committee Dam-Break Flood Routing Model Workshop*. National Tech. Information Service, Springfields, Va., PB-275-437.

- 
- Pugh, C., A., 1985. Hydraulic model studies of fuse plug embankments. REC-ERC-85-7, U.S. Bureau of Reclamation, Denver, 33 str.
- Pugachev, V., S., 1984. Probability Theory and Mathematical Statistics for Engineers. Pergamon Press, Michigan University, 450 str.
- Quarantelli, E., L., 1979. The Vaiont Dam Overflow. A Case Study of Extra-Community Responses in Massive Disasters. The University of Delaware, Disaster Research Center. 3 2, str. 199-212.
- Raška, P., Emmer, A., 2014. The 1916 catastrophic flood following the Bílá Desná dam failure. the role of historical data sources in the reconstruction of its geomorphologic and landscape effects. *Geomorphology*, 226, str. 135-147.
- Razavitoosi, S., L., Ayyoubzadeh, S., A., Valizadeh, A., 2014. Two-phase SPH modelling of waves caused by dam break over a movable bed. *International Journal of Sediment Research*, 293, str. 344-356.
- Richards, K., S., Reddy, K., R., 2007. Critical appraisal of piping phenomena in earth dams. *Bulletion of Engineering Geology and the Enviroment*, 66, str. 381–402.
- Risher, P., Gibson, S., 2016. Applying Mechanistic Dam Breach Models to Historic Levee Breaches. FLOODrisk 2016 - 3rd European Conference on Flood Risk Management, E3S Web of Conferences 7 , 12 str.
- Rizzo, C., Maranzoni, A., D’Oria, M., 2023. Probabilistic mapping and sensitivity assessment of dam-break flood hazard. *Hydrological sciences Journal*, 19 str.
- Říha, J., 1997. Matematické modelování hydrodynamických a disperzních jevů. V Brně. Vysoké učení technické, 1997, 185 str.
- Říha, J., Daněček, J., 2000. Mathematical modelling of earth dam breach due to overtopping. *Journal of Hydrology and Hydromechanics*, 48, str. 165-179.
- Říha, J., 2004. Comments on failures of small dams in the Czech Republic during historical flood events. *Long-term benefits and performance of dams*, Thomas Telford, str. 597-608.
- Říha, J., Švancara, J., 2006. The failure of the Mostišťe embankment dam. In. *Improvements in reservoir construction, operation, and maintenance*. Durham. Thomas Telford, str. 391-403.
- Říha, J., Jandora, J., 2007. The failure of the inundation levee of Cep sandpit. In. *14th German Dam Symposium, 7th ICOLD European Club Dam Symposium*. Essen, Germany. DTK, str. 373-378.
- Říha, J., Špano, M., Duchan, D., Julínek, T., Hodák, J., Chalmovský, J., Adam, K., Hala, M., 2017. Využití metody dílčích součinitelů pro hodnocení bezpečnosti vodních děl a odvození mezních hodnot TBD. Brno: LITERA Brno, 104 s.
- Roelvink, D., Reiners, A., Van Dongeren, A., De Vries, J., V., T., Mccall, R., Lescinski, J., 2009. Modelling storm impacts on breaches, dunes and barrier island. *Journal of Coastal Engineering*, 5611-12, str. 1133-1152.
- Rong, G., W., Wang, X., Xu, H., Xiao, B., Q., 2020. Multifactor regression analysis for predicting embankment dam breaching parameters. *Journal of Hydraulic Engineering*, 146 2, 15 str.

- 
- Rosatti, G., Begnudelli, L., 2013. Twodimensional simulation of debris flows over mobile bed. Enhancing the TRENT2D model by using a wellbalanced generalized roe-type solver. *Computers and Fluids*, 71, str. 179-195
- Rotunno, A., F., Callari, C., Froio, F., 2017. Computational Modeling of Backward Erosion Piping. *Models, Simulation, and Experimental Issues in Structural Mechanics*, Springer Series in Solid and Structural Mechanics 8, str. 225-234.
- Rozov, A., L., 2003. Modeling of washout of dams. *Journal of Hydraulic Research*, 416, str. 565–577.
- Saberi, O., 2016. Embankment dam failure outflow hydrograph development. Doctoral thesis, Graz University of Technology, 159 str.
- Sahu, K., C., Das, P., K., Gangadharaiah, T., 2015. Morphological changes of fuse plug in an earthen dam due to overtopping flow from reservoir. *International journal of advanced reserch in engineering and management*, Vol. 1 5, 2015, 12 str.
- Sarchani, S., Koutroulis, A., G., 2022. Probabilistic dam breach flood modelling: the case of Valsamiotis dam in Crete. *Natural Hazards*, 114, str. 1763-1814.
- Saxena, K., R, Sharma, V., M., 2004. Dams. incidents and accidents. Balkema Publishers, 228 str.
- Shuibo, P., Mingsen, Q., Lianxiang, W., Guoyi, X., Yongqiang, S., Longda, X., Cuiyu, M., Loukola, E., Pyyny, J., Reiter, P., Ryttonen, T., Alanko, M., 1993. Chinese-Finnish cooperative research work on dam break hydrodynamics part I: Investigation report on dam safety research in China. Helsinki, Finland 1993, 92 str.
- Shamsaei, A., Mousavi, S., H., 2004. Estimating breakage parameters of earthen dams and flood routing. 1st national congress of construction engineering Tehran.
- Schaefer, M., 1992. Technical note 1: Dam break inundation analysis and downstream hazard classification. Dam Safety Office, Olympia, WA 98504-7600 (360) 407-6208, July 1992, 34 str.
- Schiereck, G., J., 2004. Introduction to Bed, Bank and shore protection, Engineering the interface of soil and water. Delft University Press.
- Schmocker, L., Hager, W., H., 2009. Dike breaching due to overtopping. Processed 33rd Congress of IAHR CD-ROM, Vancouver, Canada, str. 585–597.
- Schmocker, L., Hager, W., H., 2012. Plane dike-breach due to overtopping. effects of sediment, dike height and discharge. *Journal of Hydraulic Research*, 506, str. 576–586.
- Silva, A., A., C., L., Eleutério, J., C., 2023. Identifying and testing the probability distribution of earthfill dam breach parameters for probabilistic dam breach modeling. *Journal of Flood Risk Management*, e12900, 28 str.
- Simmler, H., Samet, L., 1982. Dam failure from overtopping studied on a hydraulic model. Processed 14th Congress of the International Commission on Large Dams, Rio de Janeiro, Brazil.
- Singh, K., Snorrason, A 1984. Sensitivity of outflow peaks and flood stages to the selection of dam breach parameters and simulation models. *Journal of Hydrology*, 68, str. 295-310.

- Singh, V., P., Scarlatos, C., A., 1989. Breach erosion of earthfill dams and flood routing. BEED model. Res. Rep. Army Research Office, Battelle, Research Triangle Park, NC.
- Singh, V., P., 1996. Dam Breach Modeling Technology. Louisiana State University, Kluwer Academic Publishers, Baton Rouge, USA, Dodrecht, 242 str.
- Smelík, L., 2015. Návrh metodiky stanovení součinitele drsnosti otevřených koryt. Brno, 2015. Dostupné z. <http://hdl.handle.net/11012/51821>. Disertační práce. Vysoké učení technické v Brně. Fakulta stavební. Ústav vodních staveb. Vedoucí práce. Hana Uhmánová.
- Smetana, J., 1957. Hydraulika 2., ČSAV Praha, 490 str.
- Soliman, A., 2015. Hydrological Impacts of Renaissance Dam Failure on the Downstream up to the High Aswan Dam, Ph. D Thesis. Faculty of Engineering, Cairo University, Giza, Egypt.
- Steffler, P., Blackburn, J., 2002. River 2D Introduction to Depth Averaged Modeling and User's Manual, university of Alberta, 2002, 120 str.
- Stoyanova, V., Coombs, R., 2019. Predictive breach analyses for reservoir cascades. In Sustainable and Safe Dams around the World, Canadian Dam Association. Ottawa, Canada, pp. 220–234.
- Swartenbroekx, C., Soares-Fraza, S., Staquet, R. a kol., 2010. Two-dimensional operator for bank failures induced by water-level rise in dam-break flows. Journal of Hydraulic Research, 483, str. 302-314.
- Swartenbroekx, C., Zech, Y., Soares-Fraza, S., 2013. Two-dimensional two-layer shallow water model for dam break flows with significant bed load transport. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 735, str. 477-508.
- Šimek, M., 1997. Bílá Desná dam failure 80th anniversary. Commission Internationale Des Grands Barrages, Vingt Quatrième Congrès Des Grands Barrages, Florence, Italy. Q. 75 - R.7, str. 85–91.
- Šobr, M., Jeníček, M., Vočadlova, K., 2008. Dam breach reconstruction of the Blažnov pond caused by extreme hydrological event. AUC Geographica, No. 1-2, str. 105–114.
- Tegos, A., Dooley, B., Dimitriadis, P., Raybould, M. (2022) Predictive empirical dam breach outflows – A global analysis and proposed updates. 21st BDS Conference Dams and Reservoirs in a Climate of Change, 12 str.
- Tian, S., Dai, X., Wanf, G., Lu, Y., Chen, J., 2021. Formation and evolution characteristics of dam breach and tailings flow from dam failure. an experimental study. Natural Hazards, 18 str.
- Tingsanchali, T., Hoai, H., C., 1993. Numerical modelling of dam surface erosion due to flow overtopping. Advances in Hydroscience and Engineering, 1, str. 883-890.
- Tingsanchali, T., Chinnarasri, C., 2001. Numerical modelling of dam failure due to overtopping. Hydrological Sciences Journal, 461, str. 113-130.
- Tinney, E., R., Hsu, H., Y., 1961. Mechanics of washout of an erodible fuse plug. Journal of Hydraulics Division, Proceedings, American Society of Civil Engineers, 873, str. 1–29.

- 
- Thomas, W., A., 1972. A method for analysing effects of dam failures in design studies. ASCE Hydraulics Division Speciality Conference, Cornell University, 25 str.
- Thornton, C., I., Pierce, M., W., Abt, S., R., 2011. Enhanced predictions for peak outflow from breached embankment dams. *Journal of Hydrologic Engineering*, 161, str. 81-88.
- Tsakiris, G., Spiliotis, M., 2012. Dam-Breach Hydrograph Modelling. An Innovative Semi-Analytical Approach. *Water Resources Management*, 27 6.
- Vaníček, I., 1996. *Mechanika zemin. České vysoké učení Technické v Praze, Fakulta stavební. Skriptum ČVUT.*
- Vaskinn, K., A., Lovoll, A., Morris, M., Hassan M., A., A., M., 2004. Physical modelling of Breach formation. Large scale field test. IMPACT project, ([www.floodsite.net](http://www.floodsite.net)).
- Verheij, H. J., Kruse G. A. M., Niemeijer J. H., Sprangers J. T. C. M., de Smidt J. T., Wondergem P. J. M., 1997. Technical report erosion resistance of grassland as dike covering. Technical Advisory Committee for Flood Defence in The Netherlands TAW Delft, Version 26, 49 str.
- Verheij, H., J., 2003. Aanpassen van het bresgroeimodel in HIS-OM, Technische Rapport Q3299, Delft Hydraulics, Delft, 64 str.
- Verma, D., Berwal, P., Khan, M.A., Alharbi, R.S., Alfaisal, F.M., Rathnayake, U., 2023. Design for the Prediction of Peak Outflow of Embankment Breaching Due to Overtopping by Regression Technique and Modelling. *Water* 2023, 15, 1224, 17 str.
- Viard, T., Courivaud, J.-R., Laugier, F., Fry, J.-J., Squillari, P., 2022. Evaluation of embankment hydraulic structures failure flood wave. Part1: French engineering practices for dam failures. 27<sup>th</sup> Congrès International CIGB, Marseille, June 2022, Q. 105 – R.19, str. 307 - 347.
- Vischer, D., Hager, W., H., 1998. *Dam hydraulics*. Wiley, Chichester, New York, 314 str.
- Visser, P., J., 1998. Breach growth in sand-dikes. *Communications on Hydraulic and Geotechnical Engineering Report*, No. 98-1, Delft University of Technology, Netherlands, 172 str.
- Visser, K., Hanson, G., J., Temple, D., M., Lobrecht, M., Neilsen, M., Funderburk, T., Moody, H., 2010. WinDAM B earthen embankment overtopping analysis software. *Proceedings of the Joint Federal Interagency Sedimentation and Hydrologic Modeling Conference*, June 27 - July 1, 2010, Las Vegas, Nevada. CDROM, 10 str.
- Visser, K., K., Tejral, R., D., Neilsen, M., L., 2013. WinDAM C earthen embankment internal erosion analysis software. In. *Dam Safety 2013. Proc. Assoc. Of State Dam Safety Officials Annual Conf.*, September 8-12, 2013, Providence. CDROM, 11 str.
- Von Thun J., L., Gillete D., R., 1990. Guidance of breach parameters. *Internal Memorandum U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver*, 9 str.
- Wahl, T., L., 1998. Prediction of embankment dam breach parameters. *Dam Safety Research Report DSO-98-004*, Water Resources Research Laboratory, 61 str.
- Wahl, T., L., 2007. Laboratory investigations of embankment dam erosion and breach processes. Rep. T032700-0207A, CEA Technologies, Inc. CEATI, Montréal. 60 str.

- 
- Wahl, T., 2014. Evaluation of Erodibility-Based Embankment Dam Breach Equations, Hydraulic Laboratory Report HL-2014-02, U.S. Dept. of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Wahl, T., L., Rinehart, M., J., Klein, M., J., Rittgers, J., B., 2016. Cisial and Photogrammetric Observations of an Internal Erosion Failure. 6th International Symposium on Hydraulic Structures, Hydraulic Structures and Water System Management, Portland, Oregon, USA, 27-30 June 2016, 10 str.
- Wahl, T., L., 2019. Erosion Testing of Zoned Rockfill Embankments. REP. HL-2019-01, U.S. Department of the Interior, Denver, Colorado, USA. 124 str.
- Walder, J., S., O'Connor, J., E., 1997. Methods for predicting peak discharge of floods caused by failure of natural and constructed earthen dams. *Water Resources Research*, 33(10), str. 2337-2348.
- Walder, J., S., Iverson, R., M., Godt, J., Logan, W., M., Solovitz, S., A., 2015. Controls on the breach geometry and flood hydrograph during overtopping of noncohesive earthen dams. *Water Resource Research*, 51, str. 6701–6724.
- Walsh, A., McDougall, S., Evans, S., G., Take, W., A., 2021. Effect of upstream dam geometry on peak discharge during overtopping breach in noncohesive homogeneous embankment dams, implications for tailings dams. *Water Resources Research*, 57, 22 str.
- Wan, C., F., Fell, R., 2002. Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the Slot Erosion Test and Hole Erosion Test. UNICIV Report no. R-412, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney, Australia, 325 str.
- Wan, C., F., Fell, R., 2004. Investigation of rate of erosion of soils in embankment dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(4), str. 373-380.
- Wang, Z., Bowles, D., S., 2006 a. Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. Part 1. Theory and methodology. *Advances in Water Resources*, 29(10), str. 1528-1545.
- Wang, Z., Bowles, D., S., 2006 b. Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. Part 2. Validation and applications. *Advances in Water Resources*, 29(10), str. 1490-1503.
- Wang, L., Chen, Z., Wang, N., Sun, P., Yu, S., Li, S., Du, X., 2015. Modeling lateral enlargement in dam breaches using slope stability analysis based on circular slip mode. *Engineering Geology*, 209, str. 70-81.
- Wang, B., Chen, Y., Wu, Ch., Dong, J.H., Ma, X., Song, J.J., 2016. A semi-analytical approach for predicting peak discharge of floods caused by embankment dam failures. *Hydrol. Process.* 30, str. 3682–3691.
- Wang, B., Chen, Y., Wu, Ch., Peng, Y., Song, J., Liu, W., Liu, X., 2018. Empirical and semi-analytical models for predicting peak outflows caused by embankment dam failures. *Journal of Hydrology*, 562, str. 692–702.
- Wang, P., Kahawita, R., 2002. Modelling the hydraulics and erosion process in breach formation due to overtopping. *Sedimentation and Sediment Transport*, str. 211-220.

- Webby, M. G., 1996. Discussion on „Peak Outflow from Embankment Dam“ by Froehlich, 1995a. *Journal of water Resources Planning and Management*. 1224, str. 316-317.
- Wei, H., Yu, M., Wang, D., Li, Y., 2016. Overtopping breaching of river levees constructed with cohesive sediments. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 16, str. 1541–1551.
- Wetmore, J., N., Fread, D., L., 1984. The NWS simplified dam-break flood forecasting model for desktop and hand-held microcomputer. Federal Emergency Management Agency, USA, 27 str.
- Wu, W., 2010. A Depth-averaged 2-D model for coastal levee and barrier island breach processes. *Processed World Environmental and Water Resources Congress 2010*, Providence, RI, str. 1335–1346.
- Wu, W., 2011. Earthen embankment breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, 13712, str. 1549-1564.
- Wu, W., Marsooli, R., He, Z., 2012. A depth-averaged 2D model for unsteady flow and sediment transport due to noncohesive embankment break/breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1386, str. 503-516.
- Wu, W., 2013. Simplified physically based model of earthen embankment breaching. *Journal of Hydraulic Engineering*, 1398, str. 837-851.
- Wu, W., 2016 a. Introduction to DL Breach – A simplified physically based dam/levee breach model. Clarkson University, NY, 120 str.
- Wu, W., 2016 b. Inputs and outputs of DL Breach – A simplified physically based dam/levee breach model. Clarkson University, NY, 18 str.
- Xia, J., Q., Lin, B., L., Falconer, R., A., Wang, G., Q., 2010. Modelling dam-break flows over mobile beds using a 2D coupled approach, *Advances Water Resources* 2010,33, str. 171–183.
- Xu, Y., Zhang, L., M., 2009. Breaching parameters for earth and rock fill dams. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 13512, str. 1957-1970.
- Xu, Y., 2010. Analysis of dam failures and diagnosis of distresses for dam rehabilitation. Ph.D. thesis. The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, China, 317 str.
- Yao, X., 2010. Analysis of dam failures and diagnosis of distresses for dam rehabilitation. Ph.D. thesis. The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong, China, 317 str.
- Yan Z., K., 2019. Research on Mechanism and Numerical Model of Tailing Dam Break due to Overtopping. Nanjing. Nanjing Hydraulic Research Institute, 2019 in Chinese
- Zaghloul, N., A., 1970. Washout of fuse plugs. *Electronic Theses and Dissertations*. 245 str.
- Zagonjoli, M., 2007. Dam Break Modelling, Risk Assessment and Uncertainty Analysis for Flood Mitigation. Dissertation thesis. Delft University of Technology, 162 str.
- Zerrouk, N., E., Marche, C., 2005. An experimental contribution to the study of the erosion of a dike by overtopping. *Journal of Water Science*, 183, str. 381–401.
- Zhang, J., Y., Liu, Y., Xuan, G., X., Han, Y., Li, Y., 2009. Overtopping breaching of cohesive homogeneous earth dam with different cohesive strength. *Sci. China E. Technol. Sci.* 5210, str. 3024–3029.
- Zhang, L., Ming, P., Chang, D., Yao, X., 2016. Dam Failure mechanism and risk assessment. John Wiley & Sons Singapore Pte. Ltd. 475 str.

- Zhang, L., Yan, W.M., Yuen, K.-V., 2016. Empirical formulas in the prediction of breach parameters. The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Japanese Geotechnical Society Special Publication, str. 1727–1731.
- Zhao, G., 2016. Breach Growth in Cohesive Embankments due to Overtopping. Dissertation thesis, Delft University, Netherland, 195 str.
- Zhong, Q., Chen, S., Deng, Z., 2017. Numerical model for homogeneous cohesive dam breaching due to overtopping failure. *Journal of Mountain Science*, 143, str. 571-580.
- Zhong, Q., Chen, S., Deng, Z., 2018. A simplified physically-based model for core dam overtopping breach. *Engineering Failure Analysis*, 90, str. 141-155.
- Zhong, Q., M., Chen, S., S., Fu, Z., Z. 2019. Failure of concrete face sand-gravel dam due to water flow overtops. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 332, 9 str.
- Zhong, Q., M., Chen, S., S., Fu, Z., Z., Shan, Y 2020. New Empirical model for breaching of earth-rock dams. *Natural Hazards Review*, 212, 11 str.
- Zhou, M.-j., Zhou, G., G., D., Cui, K., F., E., Song, D.-R., Lu, X.-Q., 2019. Influence of inflow discharge and bed erodibility on outburst flood of landslide dam. *Journal of Mountain Science*, 164, 15 str.
- Zhou, X., Chen, Z., Zhou, J., Guo, X., Du, X., Zhang, Q., 2020. A quantitative risk analysis model for cascade reservoirs overtopping. principle and application. *Natural Hazards*, 104, str. 249-277.
- Zhou, G., G., D., Li, S., Lu, X., Tang, H., 2022. Large-scale landslide dam breach experiments. Overtopping and “overtopping and seepage” failures. *Engineering Geology*, 49 str., 10.1016/j.enggeo.2022.106680
- Zhu, Y., 2006. Breach Growth in Clay-Dikes, PhD thesis, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands, 2006, 231 str.

### 10.1.2 Normy a zákony

- Association Of State Dam Safety Official (ASDSO), 2021. Lessons Learned. Dostupné z: Damfailures.org (navštíveno: 20 August 2021)
- Danish Hydraulic Institute (DHI), 2011. MIKE-11: A modelling system for rivers and channels (manual), Horsholm, Denmark, 510 str.
- Dam safety guidelines (1992): Technical note 1 – Dam break inundation analysis and downstream hazard classification. Dam Safety Office, Olympia, WA 98504-7600 (360) 407-6208, July 1992, 34 pp.
- Dam Safety Interest Grupe (DSIG) of CEATI International – The Working Group on Embankment Dam Erosion and Breach Modeling, 2017. Evaluation of Numerical Models for Simulating Embankment Dam Erosion and Breach Processes, Dam Safety Technology Development Program, DSO-2017-02, U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation Technical Service Center Denver, Colorado, 2017, 104 str.
- Eleventh five-year science and technology support program, 2009. Test and simulation of dam break successfulfield test piping dam failure. <http://www.nhri.cn/kyjz/200909301536302477ea.aspx>.
- ETH\_Zurich, 2012. BASEMENT Version 3.2.0. Zurich, Switzerland.



- EBL\_Kompetanse, 2006. Stability and breaching of embankment dams. Rep. Sub-project 3 (SP3): Breaching of embankment dams, Norway.
- FLO-2D. 2009. Reference Manual. FLO-2D Software, Inc, P.O. Box 66, Nutrioso, AZ 85932, 69 str.
- Harmonizace – Říha, J., Alhasan, Z., Petrula, L., Popielski, P., Dąbska, A., Fry, J.-J., Solski, S., Perevoshchikova, N., Landstorfer, F., 2019. Harmonisation of Terminology and Definitions on Soil Deformation Due to Seepage. In book: Internal Erosion in Earthdams, Dikes and Levees; str. 347-366.
- HydroCAD 10, 2011. Owner's Manual. HydroCas Software Solutions LLC, 171 str.
- ICOLD, 1995. Dam Failures Statistical Analysis. ICOLD Bulletin No. 99, Paris, France, 73 str.
- ICOLD, 1998. Dam Break Flood Analysis. ICOLD Bulletin No. 111, Paris, France, 301 str.
- ICOLD, 2019. ICOLD Incident database Bulletin 99 update, Statistical analysis of dam failures, International Commission on Large Dams (ICOLD), Committee on Dam Safety, Paris, France, 2019, 65 str.
- Ministerstvo životního prostředí (MŽP), 1991. Zpráva o povodni ze dne 31.7 do 10.8.1991 v povodí 1-06, 07, 08. Ministerstvo životního prostředí České republiky, 26 s. Dostupné z :[https://www.chmi.cz/files/portal/docs/poboc/CB/pruvodce/povodnove\\_zpravy/cb\\_1991\\_08.pdf](https://www.chmi.cz/files/portal/docs/poboc/CB/pruvodce/povodnove_zpravy/cb_1991_08.pdf).
- Ministerstvo životního prostředí (MŽP), 1998. Vyhodnocení katastrofické povodně v červenci 1997, Finální zpráva, Ministerstvo životního prostředí České republiky, 163 s. Dostupné z: <http://voda.chmi.cz/pov97/obsah.html>.
- Ministerstvo životního prostředí (MŽP), 2002. Vyhodnocení katastrofické povodně v srpnu 2002 a návrh systému prevence před povodněmi, Finální zpráva, Ministerstvo životního prostředí České republiky, 174 s. Dostupné z: [https://www.vuv.cz/files/pdf/problematika\\_povodni/povoden-2002\\_zaverecnazprava.pdf](https://www.vuv.cz/files/pdf/problematika_povodni/povoden-2002_zaverecnazprava.pdf).
- Ministerstvo životního prostředí (MŽP), 2006. Vyhodnocení 2006 jarní povodně v České republice, Finální zpráva, Ministerstvo životního prostředí České republiky, 158 s. Dostupné z: [https://www.vuv.cz/files/pdf/problematika\\_povodni/povoden-2006\\_souhrnna\\_zprava.pdf](https://www.vuv.cz/files/pdf/problematika_povodni/povoden-2006_souhrnna_zprava.pdf).
- Ministerstvo životního prostředí (MŽP), 2009. Vyhodnocení povodně 2009 v České republice – Efekt vodních staveb na povodeň a vyčíslení poškození. Ministerstvo životního prostředí České republiky, 459 s. Dostupné z: <http://voda.chmi.cz/pov09/doc/01.pdf>.
- Ministerstvo životního prostředí (MŽP), 2010. Vyhodnocení srpnové povodně 2010 v České republice – Efekt vodních staveb na povodeň a vyčíslení poškození. Ministerstvo životního prostředí České republiky, 196 s. Dostupné z: <http://voda.chmi.cz/pov10s/pdf/vlivvodel.pdf>.
- Ministerstvo životního prostředí (MŽP), 2013. Vyhodnocení červencové povodně 2013 v České republice. Ministerstvo životního prostředí České republiky, 257 s. Dostupné z: <http://voda.chmi.cz/pov13/SouhrnnaZprava.pdf>.
- Innovyze, 2023. 2D Hydraulic Theory. Available online: [https://help2.innovyze.com/infoworksicm/Content/HTML/ICM\\_IN\\_ILCM/Database\\_Items.htm?tocpath=Database%20Items%7C\\_\\_\\_\\_\\_0](https://help2.innovyze.com/infoworksicm/Content/HTML/ICM_IN_ILCM/Database_Items.htm?tocpath=Database%20Items%7C_____0) (accessed on 1 January 2023).

- 
- Independent Panel To Review Cause Of Teton Dam Failure (IPRCTDF), 1976. Report to U.S. Department of Interior and the State of Idaho on Failure of Teton Dam, Government Printing Office, Washington, USA.
- IRSTEA, 2019. RUBAR 20. Operating manual. Centre de Lyon Villeurbanne, October 2019, 62 str.
- Ministerstvo zemědělství (MZ,a), 2021. Souhrnná evidence zařazení vodních děl do I. – III. kategorie z hlediska technickobezpečnostního dohledu (stav k 31. prosinci 2021). Tabulková databáze.
- Ministerstvo zemědělství (MZ,b), 2021. Souhrnná evidence zařazení vodních děl do IV. kategorie z hlediska technickobezpečnostního dohledu (stav k 31. prosinci 2021). Tabulková databáze.
- National Resources Conservation Service (NRCS), 1997. Earth spillway erosion model. National Engineering Handbook, Part 628, Chapter 51.
- RMC Internal Erosion Suite. 2021. Dostupné z: <https://www.rmc.usace.army.mil/Software/RMC-Toolboxes/Internal-Erosion-Suite/>
- RMC Empirical Embankment Dam Breach Parameters Toolbox, 2021. Dostupné z: <https://www.rmc.usace.army.mil/Software/RMC-Toolboxes/Breach-Parameters-Suite/>
- Sites. 2005. Water Resource Site Analysis Computer Program – User Guide, USDA, Director, Office of Civil Rights, 1400 Independence Avenue, SW. Washington, DC 20250–9410, 556 str.
- Soil Conservation Service (SCS), 1981. Simplified dam-breach routing procedure. Technical Release No. 66 (Rev. 1), USDA, Washington, DC, 39 str.
- Telemac2D, 2014. TELEMAC-2D Software. Release 7.0, User Manual, December 2014, 134 str.
- U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of engineers. (USACE), 1983. Filter experiments and design criteria, Technical memorandum NO 3-360, Vicksburg, Missisipi, USA, 57 str.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR), 1988. Downstream hazard classification guidelines. ACER Technical Memorandum No. 11, U.S. Department of the Interior, Denver, 57 str.
- U.S. Bureau of Reclamation (USBR), 2019. D-6 Internal Erosion Risks for Embankments and Foundations. U.S. Department of the Dam safety – Risk management, 57 str. Dostupné z: <https://www.usbr.gov/damsafety/risk/BestPractices/Chapters/D6-InternalErosionRisksForEmbankmentsAndFoundationsWithAppendices.pdf>
- VAW, 2011. Benutzeranleitung für BREACH\_MACCHIONE. Laboratory of Hydraulics, Hydrology and Glaciology (VAW). User Manual of the Software BREACH\_MACCHIONE (available online: [www.basement.ethz.ch](http://www.basement.ethz.ch)). Project on behalf of the WWEA (Office of Waste, Water, Energy and Air) of the Canton of Zurich, Switzerland, 191 str. [in German]
- Vodní Díla – TBD (VD – TBD), 2021. Záznamy z technickobezpečnostního dohledu nad vodními díly v České republice v období 1985–2020. Interní dokumenty. Vodní díla – TBD, Brno, Czech Republic. 500 str.
- Volna, 2013 User Manual. Titan-Optima Research and Production Enterprise Limited Liability Company, Moscow Region, Khimki, Jubilee Ave., 40, apt. 213, Russia, 45 str.

---

Washington State (MGS), 2007. Dam Safety Guidelines, Technical Note 1: Dam Break Inundation Analysis and Downstream Hazard Classification, Washington State Department of Ecology Publication No. 92-55E (revised), October, 34 str.

### 10.1.3 Právní předpisy a normy

ČSN 75 0102, 2001. *Vodní hospodářství – Terminologie v hydromechanice*. Praha: Český normalizační institut.

ČSN 75 0120, 2009. *Vodní hospodářství – Terminologie hydrotechniky*. Praha: Český normalizační institut.

ČSN 75 2410, 2011. *Malé vodní nádrže*. Praha: Český normalizační institut.

MP č. 3/00 OOV MŽP pro stanovení účinků zvláštních povodní a jejich začlenění do povodňových plánů (Věstník MŽP č. 7/2000).

MP č. 1/2010 MZe k technickobezpečnostnímu dohledu nad vodními díly.

Zákon č. 254/2001 Sb. o vodách a o změně některých zákonů (vodní zákon).

### 10.1.4 Elektronické zdroje

Causes of Failure of Earthfill Dams [online]. USA: The Constructor Encyclopedia, 2023. [cit. 2023-01-01]. Dostupné z: <https://theconstructor.org/water-resources/causes-failures-earthfill-dams/2287/>

Database of dam incidents and failures [online]. Francie: EDF, 2023. [cit. 2023-01-01]. Dostupné z: <https://www.dfdb.eu/>

International Commission on large dams [online]. France: CIGB ICOLD, 2023. [cit. 2023-01-01]. Dostupné z: <https://www.icold-cigb.org/>

Polder2cs. Polder2C's project [online]. Netherlands: European Union, 2023. [cit. 2023-01-01]. Dostupné z: <https://polder2cs.eu>

## 10.2 SEZNAM VLASTNÍCH PRACÍ VZTAHUJÍCÍCH SE K DISERTAČNÍ PRÁCI

Články jsou zvýrazněny tučným písmem.

**KOTAŠKA, S.; ŘÍHA, J. Přehled metod modelování porušení zemních hrází. *Vodní hospodářství*, 2019, roč. 69, č. 11/2019, s. 2-10. ISSN: 1211-0760.**

KOTAŠKA, S.; PETRULA, L.; ŘÍHA, J. Hydraulické modelování průběhu zvláštní povodně v kaskádě vodních děl. In *Vodní toky 2019*. Kostelec nad Černými Lesy: Lesnická práce, s.r.o., 2019. s. 5-11. ISBN: 978-80-7458-118-2.

**ŘÍHA, J.; KOTAŠKA, S.; PETRULA, L. Dam Break Modeling in a Cascade of Small Earthen Dams: Case Study of the Čižina River in the Czech Republic. *Water*, 2020, roč. 12, č. 8, s. 1-21. ISSN: 2073-4441.**

KOTAŠKA S. Softwary pro simulace porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze. In *JUNIORSTAV 2021*. Brno: 2021. s. 87-92. ISBN: 978-80-86433-71-4.

KOTAŠKA, S. Citlivostní analýza softwaru AREBA pro simulace porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze. *JUNIORSTAV 2022*. Brno: Vysoké Učení Technické v Brně, 2022. s. 448-455. ISBN: 978-80-86433-76-9.

KOTAŠKA, S.; ŘÍHA, J. Incidents and failures of small dams and dikes due to internal erosion in the Czech Republic. EWG-IE: 28th Annual Meeting. European Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams, Levees and Dikes and their Foundations. Sheffield, United Kingdom: The University of Sheffield, 2022. s. 11-12.

KOTAŠKA, S.; ŘÍHA, J. Sensitivity analysis of DL Breach model for simulation embankment dam beraching due to internal erosion. 17th international symposium Water management and Hydraulic Engineering (WMHE 2022). Gdaňsk: Gdaňsk university of technology publishing house, 2022. s. 57-58. ISBN: 978-83-7348-874-8.

**KOTAŠKA, S.; ŘÍHA, J. Dam Incidents and Failures – Cases from the Czech Republic. *Slovak Journal of Civil Engineering*, 31 (1), 2023, str. 22–33. DOI: <https://doi.org/10.2478/sjce-2023-0003>.**

### 10.3 SEZNAM TABULEK

Tab. 4.1 Seznam porušených hrází malých vodních nádrží v ČR od roku 1985 (data převzata z VD-TBD, 2021) .....	28
Tab. 4.2 Seznam značně poškozených hrází malých vodních nádrží v ČR od roku 1985 (data převzata z VD-TBD, 2020) .....	30
Tab. 4.3 Seznam ohrožených/poškozených VD v ČR od roku 1985 do roku 2020.....	32
Tab. 6.1 Regresní (parametrické) modely porušení sypaných hrází .....	51
Tab. 6.2 Nejvěrohodnější parametry pro predikci parametru porušení – aditivní (Zhang a kol., 2016).....	64
Tab. 6.3 Nejvěrohodnější parametry pro predikci parametru porušení – multiplikativní (Zhang a kol., 2016).....	64
Tab. 6.4 Přehled provedených fyzikálních experimentů porušení sypaných hrází .....	66
Tab. 6.5 Přehled programových produktů pro simulaci porušení zemních hrází .....	76
Tab. 7.1 Výsledky času kolapsu nadloží pomocí různých autorů pro 2 případové studie .....	117
Tab. 7.2 Parametry sledované v rámci citlivostní analýzy SW AREBA–TUD.....	120
Tab. 7.3 Významný parametr ovlivňující sledované výsledné veličiny a jejich procentuální odchylky od vstupního výsledku – drsnostní součinitel $n_M$ .....	121
Tab. 7.4 Významný parametr ovlivňující sledované výsledné veličiny a jejich procentuální odchylky od vstupního výsledku – součinitel erodibility $k_d$ .....	121
Tab. 8.1 Vybrané experimenty a reálná protržení pro jednotlivé etapy porovnání SW.....	125
Tab. 8.2 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – základní parametry (Vaskinn a kol., 2004).....	128
Tab. 8.3 Parametry sledované v rámci porovnání SW – případová studie IMPACT v Norsku .....	131
Tab. 8.4 Parametry sledované v rámci porovnání SW – případová studie IMPACT v Norsku .....	134
Tab. 8.5 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ – výsledky .....	134
Tab. 8.6 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ chyba výsledků od naměřených hodnot .....	134
Tab. 8.7 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – základní parametry (Hanson a kol., 2010).....	139
Tab. 8.8 Parametry sledované v rámci porovnání SW – případová studie P1 USDA–HERU .....	143
Tab. 8.9 Parametry sledované v rámci porovnání SW – případová studie P1 USDA–HERU .....	146
Tab. 8.10 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – výsledky.....	146

---

Tab. 8.11 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – % error výsledků od naměřených hodnot .....	146
Tab. 8.12 Reálné protržení Big Bay, 2004 – základní parametry (Ferguson a kol., 2004)....	151
Tab. 8.13 Parametry sledované v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Blind – Var. 1 a Var. 2 .....	154
Tab. 8.14 Parametry sledované v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Aware – Var. 1 .....	159
Tab. 8.15 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – výsledky .....	159
Tab. 8.16 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – % error výsledků od naměřených hodnot.....	159
Tab. 8.17 Parametry sledované v rámci porovnání SW – reálné protržení Big Bay, 2004 – Aware – Var. 2 .....	162
Tab. 8.18 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – výsledky .....	162
Tab. 8.19 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – % error výsledků od naměřených hodnot.....	162

## 10.4 SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1.1 Protržená betonová hráz přehrady Malpasset, Francie, autor Jaromír Říha .....	5
Obr. 1.2 Porucha sypané zemní hráze Teton vnitřní erozí (IPRCTDF, 1976).....	6
Obr. 4.1 Příčiny poruch sypaných hrází (převzato a upraveno z Causes of Failure of Earthfill Dams, 2023). .....	14
Obr. 4.2 Tvar průlomového otvoru v hrázi VD Hvozdná (VD – TBD, 2021).....	15
Obr. 4.3 Ztráta stability na vzdušné straně hráze (ASDSO, 2021).....	15
Obr. 4.4 Porucha zemní hráze VD Tunderbridge filtrační deformací (Farrar, 2008) .....	16
Obr. 4.5 Schéma vnitřní eroze (převzato a upraveno z Bush and Luckner, 1973) .....	17
Obr. 4.6 Schéma kontaktní eroze (převzato a upraveno z Bush and Luckner, 1973).....	18
Obr. 4.7 Zpětná eroze průsakové trubice v podloží hráze (převzato a upraveno z Akrami a kol., 2021).....	18
Obr. 4.8 Zpětná eroze průsakové trubice v tělese hráze (převzato a upraveno z McCook, 2004) .....	19
Obr. 4.9 Koncentrovaný průsak v tělese hráze (převzato a upraveno z McCook, 2004).....	19
Obr. 4.10 Schéma sufoze – vnitřní, vnější, kontaktní (převzato a upraveno z Bush a Luckner, 1973).....	20
Obr. 4.11 Schéma ztekucení (převzato a upraveno z Pabst a kol., 2013) .....	21
Obr. 4.12 Sandboiling – 2011 Herwinjnen, Holandsko (van Beek, 2015).....	21
Obr. 4.13 Schéma prolomení vrstvy podloží (převzato a upraveno z Pabst a kol., 2013) .....	21
Obr. 4.16 Poškození ochranné hráze na Třebůvce – poškození hráze divokými prasaty (VD – TBD, 2021).....	23
Obr. 4.17 Poškození návodní strany hráze domestikovanou zvěří (ASDSO, 2021).....	23
Obr. 4.18 Lokální povodně v ČR od roku 1985–2020.....	26
Obr. 4.19 Regionální povodně v ČR od roku 1985–2020.....	27
Obr. 4.20 Počet poruch a protržení hrází v důsledku vnitřní eroze od roku 2002 do roku 2020 (v předešlých letech nebyly registrovány poruchy či protržení v důsledku vnitřní eroze) .....	31
Obr. 4.21 Protržení Kočínského rybníka v roce 2002 – typický příklad vnitřní eroze podél poškozené spodní výpusti, ve stejném místě došlo na vzdušné straně také k vývratu dubu (VD-TBD, 2021).....	31
Obr. 5.1 Fáze vývoje porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze (převzato a upraveno z Fell a Fry, 2007) .....	34
Obr. 5.2 Typický tvar hydrogramu zvláštní povodně v profilu hráze (převzato a upraveno z DSIG, 2017) .....	35
Obr. 5.3 Nejčastější místa iniciace vzniku průsakové trubice (převzato a upraveno z Fell a Fry, 2007).....	37

Obr. 5.4 Jednotlivé fáze vývoje průlomového otvoru při porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze (převzato a upraveno Okeke a Wang, 2016).....	38
Obr. 5.5 Příklad vývojového diagramu porušení sypané hráze (soudržné, nesoudržné, s jádrovým těsněním) v důsledku vnitřní eroze a přelití .....	46
Obr. 5.6 Změna průměru průsakové cesty na základě MKD .....	48
Obr. 6.1 Klasifikace metod porušení hrází (převzato a upraveno z Peter, 2017).....	49
Obr. 6.2 Kumulativní funkce pro stanovení $CLF_{2020}$ koeficientu .....	61
Obr. 6.3 Kulminační průtoky pro hráze z nesoudržné zeminy dle (Dam Safety Guidelines, 1992), legenda obsahuje plochu zatopení v $m^2$ .....	63
Obr. 6.4 Kulminační průtoky pro hráze ze soudržné zeminy dle (Dam Safety Guidelines, 1992), legenda obsahuje plochu zatopení v $m^2$ .....	63
Obr. 6.5 Schéma porušení hráze ze soudržného materiálu pro případ přelití (převzato a upraveno z van Damme, 2020) .....	71
Obr. 6.6 Průměrné efektivní napětí $\sigma'$ jako funkce míry přemístění $v$ pro $\tau = 1 \text{ kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}$ , $n = 0.37$ , $n_{loose} = 0.5$ a $\phi = 35^\circ$ podle vztahů 6.22 a 6.23 (převzato a upraveno z van Damme, 2020).....	72
Obr. 6.7 Míra eroze $\varepsilon [\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$ v poměru k efektivnímu napětí $\sigma'$ .....	73
Obr. 6.7 Grafické uživatelské rozhraní EMBREA.....	84
Obr. 6.8 Grafické uživatelské rozhraní DL Breach.....	85
Obr. 6.9 Grafické uživatelské rozhraní WinDAM C .....	86
Obr. 6.10 Grafické uživatelské rozhraní RUPRO – vlevo pohled na hráz.....	87
Obr. 6.11 Grafické uživatelské rozhraní AREBA HRW .....	88
Obr. 6.12 Grafické uživatelské rozhraní AREBA TUD.....	89
Obr. 6.13 Schéma a značení veličin pro popis porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze .....	89
Obr. 6.14 Schematizace průsakové trubice – kruh omezený ze spodu skalním podložím, omezený z vrchu neerodovatelným stropem, omezený ze spodu i z vrchu .....	91
Obr. 6.15 Schéma a značení veličin pro popis porušení sypané hráze v důsledku přelití.....	93
Obr. 6.16 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice.....	96
Obr. 6.17 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice.....	96
Obr. 6.18 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice.....	97
Obr. 7.1 Příklad distribuční funkce .....	102
Obr. 7.2 Příklad hustoty pravděpodobnosti spojitě náhodné proměnné .....	103
Obr. 7.3 Příklad distribuční funkce (vlevo) a hustota pravděpodobnosti (vpravo) rovnoměrného rozdělení.....	103
Obr. 7.4 Příklad distribuční funkce (vlevo) a hustota pravděpodobnosti (vpravo) trojúhelníkového rozdělení.....	104



Obr. 7.5 Příklad distribuční funkce (vlevo) a hustota pravděpodobnosti (vpravo) normálního rozdělení.....	105
Obr. 7.6 Zřícení nadloží průsakové trubice (Vaskinn a kol., 2004).....	106
Obr. 7.7 Zřícení nadloží průsakové trubice (Hanson a kol., 2010).....	106
Obr. 7.8 Pohled na průlomový otvor a nadloží průsakové trubice (Okan, 2022).....	107
Obr. 7.9 Čas zřícení nadloží průsakové trubice pro různé materiály (převzato z Foster a Fell, 1999).....	108
Obr. 7.10 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice.....	109
Obr. 7.11 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice.....	109
Obr. 7.12 Schéma ploch a sil působících při zřícení nadloží průsakové trubice.....	110
Obr. 7.13 Příklad vyhodnocení pravděpodobnosti výskytu průtoku pro 10 000 simulací (pro trojúhelníkové rozdělení jednotlivých parametrů případové studie 3 – Big Bay var. 1).....	114
Obr. 7.14 Příklad histogramu četnosti výskytu průtoku pro 10 000 simulací (pro trojúhelníkové rozdělení jednotlivých parametrů případové studie 3 – Big Bay var. 1).....	115
Obr. 7.15 Příklad vyhodnocení pravděpodobnosti výskytu průtoku pro 10 000 simulací (pro trojúhelníkové rozdělení jednotlivých parametrů případové studie 3 – Big Bay var. 1).....	115
Obr. 7.16 Průběh ztráty třením po délce v průsakové trubici podle různých autorů (zelená – Huokuna, 2001; oranžová – Colebrook–White, 1937; žlutá – Manning $s_{nM} = 0,035 [s \cdot m^{-1/3}]$ ; modrá – Manning a Wu, 2013; fialová – van Damme a kol., 2012).....	119
Obr. 7.17 Graf výsledků citlivostní analýzy parametrů nejvíce ovlivňujících sledované výsledné veličiny; vliv na velikost průlomového průtoku.....	120
Obr. 7.18 Graf výsledků citlivostní analýzy parametrů nejvíce ovlivňujících sledované výsledné veličiny; vliv na velikost šířky průlomového otvoru.....	121
Obr. 7.19 Graf výsledků citlivostní analýzy parametrů nejvíce ovlivňujících sledované výsledné veličiny; vliv na velikost průlomového průtoku.....	122
Obr. 7.20 Graf výsledků citlivostní analýzy parametrů nejvíce ovlivňujících sledované výsledné veličiny; vliv na velikost šířky průlomového otvoru.....	122
Obr. 8.1 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – situace s vyznačením měrných bodů (Vaskinn a kol., 2004).....	126
Obr. 8.2 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – příčný řez hrází. 1 – Těleso hráze z morénových jílu, 2– zavázání hráze kamenité (Vaskinn a kol., 2004).....	127
Obr. 8.3 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku (Vaskinn a kol., 2004).....	127
Obr. 8.4 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – křivka zrnitosti (Vaskinn a kol., 2004).....	128
Obr. 8.5 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – křivka objemu nádrže (Vaskinn a kol., 2004).....	129
Obr. 8.6 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – hydrogram přítoku do nádrže (Vaskinn a kol., 2004).....	129

Obr. 8.7 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – fotky z průběhu poruchy A) počátek porušení, B) vývoj průlomového otvoru, C) zřícení nadloží průsakové trubice, D) počátek přelití, E) zřícení svahů průlomového otvoru, F) konec experimentu zformovaný průlomový otvor (Vaskinn a kol., 2004) .....	130
Obr. 8.8 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku .....	131
Obr. 8.9 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku .....	132
Obr. 8.10 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „blind“ – průběh hladiny v nádrži .....	132
Obr. 8.11 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „blind“ – průběh šířky průlomového otvoru .....	133
Obr. 8.12 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ – hydrogram průlomového průtoku .....	135
Obr. 8.13 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ – průběh hladiny v nádrži .....	135
Obr. 8.14 Případová studie v rámci projektu IMPACT v Norsku – „aware“ – průběh šířky průlomového otvoru .....	136
Obr. 8.15 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – příčný řez hrází (Hanson a kol. 2010).....	137
Obr. 8.16 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze – těleso hráze (Hanson a kol., 2010).....	138
Obr. 8.17 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – bezpečnostní přeliv a koruna hráze (Hanson a kol., 2010) .....	138
Obr. 8.18 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater –křivka zrnitosti (Hanson a kol., 2010).....	139
Obr. 8.19 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – hydrogram přítoku do nádrže (Hanson a kol., 2010) .....	140
Obr. 8.20 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – křivka objemů nádrže (Hanson a kol., 2010) .....	140
Obr. 8.21 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – křivka objemů nádrže (Hanson a kol., 2010) .....	141
Obr. 8.22 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – křivka objemů nádrže (Hanson a kol., 2010) .....	141
Obr. 8.23 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – fotky z průběhu poruchy a) počátek porušení (0 min), b) vývoj průlomového otvoru (5 min), c) vývoj průlomového otvoru (8 min), d) vývoj průlomového otvoru (13 min), e) zřícení nadloží průlomového otvoru (15 min), f) konec experimentu zformovaný průlomový otvor (60 min) (Hanson a kol., 2010) .....	142
Obr. 8.24 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku .....	143

Obr. 8.25 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku .....	144
Obr. 8.26 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „blind“ – průběh hladiny v nádrži .....	144
Obr. 8.27 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „blind“ – průběh šířky průlomového otvoru .....	145
Obr. 8.28 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – hydrogram průlomového průtoku .....	147
Obr. 8.29 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – průběh hladiny v nádrži .....	147
Obr. 8.30 Případová studie P1 USDA – HERU Stillwater – „aware“ – průběh šířky průlomového otvoru .....	148
Obr. 8.31 – Reálné protržení Big Bay, 2004 – situace hráze (Ferguson a kol., 2004).....	149
Obr. 8.32 – Reálné protržení Big Bay, 2004 – půdorys tělesa hráze (Ferguson a kol., 2004).....	150
Obr. 8.33 – Reálné protržení Big Bay, 2004 – řez tělesa hráze (Ferguson a kol., 2004).....	150
Obr. 8.35 Reálné protržení Big Bay, 2004 – vrty v hrázi (počáteční místo poruchy) (Ferguson a kol., 2004).....	151
Obr. 8.36 Reálné protržení Big Bay, 2004 – křivka objemů nádrže – 2 varianty (plná čára – Var. 1; čárkovaná – Var. 2) (Ferguson a kol., 2004).....	152
Obr. 8.37 Reálné protržení Big Bay, 2004 – půdorysný pohled na protrženou hráz (Ferguson a kol., 2004) .....	152
Obr. 8.38 Reálné protržení Big Bay, 2004 – pohled na profil průlomového otvoru – patrné že nebylo provedeno vnitřní těsnění dle projektu (Ferguson a kol., 2004) .....	153
Obr. 8.39 Výsledky simulace porušení sypané hráze vnitřní erozí – Var. 1 – „blind“ – protržení Big Bay, 2004.....	154
Obr. 8.40 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku .....	155
Obr. 8.41 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „blind“ – průběh hladiny v nádrži .....	155
Obr. 8.42 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „blind“ – průběh šířky průlomového otvoru .....	156
Obr. 8.43 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „blind“ – hydrogram průlomového průtoku .....	157
Obr. 8.44 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „blind“ – průběh hladiny v nádrži .....	158
Obr. 8.45 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „blind“ – průběh šířky průlomového otvoru .....	158
Obr. 8.46 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – hydrogram průlomového průtoku .....	160
Obr. 8.47 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – průběh hladiny v nádrži.....	160

---

Obr. 8.48 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 1 – „aware“ – průběh šířky průlomového otvoru .....	161
Obr. 8.49 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – hydrogram průlomového průtoku .....	163
Obr. 8.50 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – průběh hladiny v nádrži....	163
Obr. 8.51 Reálné protržení Big Bay, 2004 – Var. 2 – „aware“ – průběh šířky průlomového otvoru .....	164

**10.5 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK VELIČIN**

$A$	průtočná plocha	[m <sup>2</sup> ]
$A_{pt}$	smyková plocha stěny průsakové trubice vztažená k ose průsakové trubice	[m <sup>2</sup> ]
$A_s$	plocha hladiny v nádrži	[m <sup>2</sup> ]
$a_n$	koeficient pro stanovení drsnostního součinitele	[-]
$a$	koeficient smykového napětí	[-]
$a_{1-3}$	součinitel materiálu hráze pro výpočet průtoku	[-]
$b$	šířka dna průlomového otvoru	[m]
$b_{1-18}$	součinitel materiálu a typu hráze	[-]
$B$	šířka průlomového otvoru v horní části (koruna)	[m]
$\bar{B}$	přůměrná šířka průlomového otvoru	[m]
$\bar{B}_m$	naměřená či odhadnutá průměrná šířka průlomového otvoru při reálné poruše	[m]
$B_m$	index hodnoty maximálního efektivního napětí	[-]
$B_R$	délka koruny hráze	[m]
$B_w$	šířka hráze	[m]
$c$	soudržnost zeminy	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]
$c_{1-2}$	součinitel materiálu a typu hráze	[-]
$C_b$	součinitel závislý na objemu nádrže	[-]
$C_{b1}$	součinitel závislý na objemu nádrže a materiálu hráze	[-]
$C_{b2}$	součinitel tvaru hráze	[-]
$C_{b3Q}$	součinitel materiálu hráze pro výpočet průtoku	[-]
$C_{b3Q1}$	součinitel materiálu hráze pro výpočet průtoku	[-]
$C_{b3B}$	součinitel materiálu hráze pro výpočet šířky průlomového otvoru	[-]
$C_{b3t}$	součinitel materiálu hráze pro výpočet doby trvání do porušení hráze	[-]
$C_{b3t1-3}$	součinitel materiálu hráze pro výpočet doby trvání do porušení hráze	[-]
$C_{b4Q}$	součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet průtoku	[-]
$C_{b4Q1-5}$	součinitel typu poruchy a materiálu hráze pro výpočet průtoku	[-]
$C_{b4B}$	součinitel typu poruchy a materiálu hráze šířky průlomového otvoru	[-]
$C_{b4B1-2}$	součinitel typu poruchy a materiálu hráze šířky průlomového otvoru	[-]
$C_{b5-6}$	součinitel tvaru průlomového otvoru	[-]
$C_w$	šířka koruny hráze	[m]
$CLF_{2020}$	opravný kumulativní koeficient protržení	[-]
$\check{C}_v$	četnost výskytu	[-]
$d_{50}$	charakteristická hodnota 50 % částice vzorku zeminy	[m]
$d_e$	hloubka působení efektivního napětí	[m]
$D$	průměr průsakové trubice	[m]
$D\{x\}$	disperze – hodnota druhého centrálního momentu	[-]
$D_0$	počáteční průměr průsakové trubice	[m]
$D_m$	naměřená či odhadnutá velikost průsakové trubice v čase zřícení nadloží průsakové	[m]
$f\{x\}$	funkce hustoty pravděpodobnosti	[-]

$f_a$	součinitel aktivních sil založený na poměru zaklínění a distribuci zatížení do stran hráze	[-]
$F\{x\}$	definiční obor kumulativní distribuční funkce	[-]
$F_a$	aktivní síla působící na nadloží průsakové trubice	[kg·m·s <sup>-2</sup> ]
$F_b$	vztlková síla působící na povrch stropu průsakové trubice	[kg·m·s <sup>-2</sup> ]
$F_g$	tíha suché zeminy nadloží	[kg·m·s <sup>-2</sup> ]
$F_p$	pasivní síla	[kg·m·s <sup>-2</sup> ]
$F_t$	smyková síla bočních stěn nadloží	[kg·m·s <sup>-2</sup> ]
$F_w$	tíha vody v pórech zeminy nadloží	[kg·m·s <sup>-2</sup> ]
$F_z$	tíha od přitížení zeminy nadloží	[kg·m·s <sup>-2</sup> ]
$g$	tíhové zrychlení	[m·s <sup>-2</sup> ]
$GW_r$	funkce charakteristického parametru hloubky vody	[-]
$GW_u$	funkce charakteristického parametru hloubky vody na začátku řešení	[-]
$h$	přepadová výška	[m]
$h_0$	jednotková výška hráze	[m]
$h_b$	hloubka (průlomového otvoru)	[m]
$h_c$	kritická hloubka na koruně hráze	[m]
$h_d$	výška hráze	[m]
$h_n$	hloubka při rovnoměrném proudění na vzdušném svahu	[m]
$h_r$	referenční výška hráze = 15	[m]
$h_w$	hloubka vody (v průlomovém otvoru)	[m]
$H$	úroveň hladiny v nádrži	[m n. m.]
$H_0$	počáteční úroveň hladiny v nádrži	[m n. m.]
$H_a$	charakteristická hodnota nádrže	[-]
$H_b$	úroveň dna průlomového otvoru (průsakové trubice)	[m n. m.]
$H_d$	úroveň hladiny dolní vody	[m n. m.]
$H_{d,0}$	počáteční úroveň hladiny dolní vody	[m n. m.]
$H_k$	maximální hloubka vody (v nádrži)	[m]
$H_{osa}$	počáteční úroveň osy výtoku z erozní trubice	[m n. m.]
$H_{koruna}$	úroveň koruny hráze	[m n. m.]
$H_{nadloží}$	úroveň stropu průsakové trubice	[m n. m.]
$H_{podloží}$	úroveň skalního (neerodovatelného) podloží	[m n. m.]
$I_E$	sklon čáry energie v průsakové trubici	[-]
$J$	sklon	[-]
$k$	hydraulická vodivost	[m·s <sup>-1</sup> ]
$k_d$	erodibilita	[m <sup>2</sup> ·s·kg <sup>-1</sup> ]
$k_H$	součinitel hloubky nádrže	[-]
$k_{H1}$	součinitel hloubky nádrže	[-]
$k_{mB}$	součinitel typu poruchy pro výpočet šířky průlomového otvoru	[-]
$k_{mB1-2}$	součinitel typu poruchy pro výpočet šířky průlomového otvoru	[-]
$k_{mQ}$	součinitel typu poruchy pro výpočet průtoku	[-]
$k_{mQ1-2}$	součinitel typu poruchy pro výpočet šířky průlomového otvoru	[-]
$L'$	délka nádrže	[m]
$L$	délka průsakové trubice ve dně	[m]
$L_a$	adaptační délka hloubky z kritické na hloubku při rovnoměrném proudění	[m]

$L_1$	délka průsakové trubice v ose	[m]
$L_2$	délka průsakové trubice v místě stropu průsakové trubice	[m]
$M$	rozšířený součinitel přeřadu	[-]
$m_s$	hmotnost zeminy	[kg]
$n$	pórovitost	[-]
$N$	počet intervalů	[-]
$n_{loose}$	kritická pórovitost	[-]
$n_M$	součinitel drsnosti	[s·m <sup>-1/3</sup> ]
$n_v$	počet variovaných prvků	[-]
$O$	omočený obvod	[m]
$P$	pravděpodobnost	[-]
$P\%$	zastoupení jílu	[%]
$PE$	potencionální energie nádrže	[J]
$P_{s,max}$	hodnota sacího tlaku	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-2</sup> ]
$PI$	index plasticity	[-]
$P_r$	parametr určující přesnost vztahů	[-]
$q$	specifický průtok	[m <sup>2</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$q_{ms}$	jednotkový hmotnostní průtok částic zeminy	[kg·m <sup>-1</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q$	průtok	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_b$	průtok průlomovým otvorem	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{bm}$	naměřený či odhadnutý průtok průlomovým otvorem při reálné poruše	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{BP}$	průtok bezpečnostním přelivem	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{FO}$	průtok funkčními objekty	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{FO}(H)$	měrná křivka funkčních objektů (SV, BP, NP)	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{in}$	hydrogram přítoku do nádrže	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{ms, out}$	hmotnostní odtok zeminy	[kg·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{NP}$	průtok nouzovým přelivem	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{out}$	celkový odtok	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_p$	průsak tělesem hráze a podloží vně průsakové trubice	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$Q_{SV}$	průtok spodními výpustěmi	[m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]
$R$	hydraulický poloměr	[m]
$Re$	Reynoldsovo číslo	[1]
$Re_s$	Reynoldsovo číslo pro částici	[1]
$r_p$	poměr mezi průměrem průsakové trubice a výškou nadloží	[-]
$SF$	stupeň stability	[-]
$t$	čas	[s]
$t_0$	počáteční čas porušení	[s]
$t_f$	doba trvání porušení hráze	[s, hod]
$t_p$	čas zřícení nadloží průsakové trubice	[s]
$t_{pm}$	naměřený či odhadnutý čas zřícení nadloží průsakové trubice při reálné poruše	[s]
$u^*$	třecí rychlost	[m·s <sup>-1</sup> ]
$u^*_{*d}$	horizontální složka rychlosti	[m·s <sup>-1</sup> ]
$u^*_{*s}$	vertikální složka rychlosti	[m·s <sup>-1</sup> ]
$v_e$	rychlost míry přemístění částic zeminy (eroze)	[m·s <sup>-1</sup> ]

$v_{\min}$	minimální hranice rychlosti míry přemístění částic zeminy (eroze)	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$v_p$	průřezová rychlost	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$v_{př}$	přepadová rychlost	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$V_0$	počáteční objem v nádrži	$[\text{m}^3]$
$V_{\max}$	maximální objem nádrže	$[\text{m}^3]$
$V_r$	objem nádrže	$[\text{m}^3]$
$V_r(H)$	čára zatopených objemů nádrže	$[\text{m}^3]$
$V_d$	objem území pod hrází	$[\text{m}^3]$
$V_d(H)$	čára zatopených objemů území pod hrází	$[\text{m}^3]$
$V_w$	celkový objem vody v nádrži na začátku porušení	$[\text{m}^3]$
$W_{\text{ave}}$	průměrná šířka hráze	$[\text{m}]$
$W_r$	charakteristický parametr hloubky vody	$[-]$
$W_u$	charakteristický parametr hloubky vody na začátku řešení	$[-]$
$x_0$	počáteční souřadnice na začátku horní hrany vzdušního svahu	$[\text{m}]$
$x$	souřadnice	$[\text{m}]$
$x_{1-3}$	intervaly náhodné proměnné	$[\text{dle proměnné}]$
$\Delta_d$	hydraulická drsnost stěny průsakové trubice	$[\text{m}]$
$\alpha$	Coriolisovo číslo	$[\text{rad}/\text{m}]$
$\alpha_h$	sklon svahů průlomového otvoru	$[\text{°}]$
$\alpha_n$	sklon návodního svahu hráze	$[\text{°}]$
$\alpha_{pip1}$	úhel osy průsakové trubice vůči neerodovatelnému podloží	$[\text{°}]$
$\alpha_{pip2}$	úhel osy průsakové trubice vůči neerodovatelnému stropu průsakové trubice	$[\text{°}]$
$\alpha_v$	sklon vzdušního svahu hráze	$[\text{°}]$
$\gamma$	měrná objemová hmotnost vody	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-2}]$
$\gamma_p$	relativní objemová hmotnost částic zeminy	$[-]$
$\gamma_s$	měrná objemová hmotnost materiálu hráze	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-2}]$
$\varepsilon$	míra eroze	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$\varepsilon_2$	míra eroze v závislosti na směru působení do stran	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$\varepsilon_{\text{boky}}$	míra eroze do stran průlomového otvoru	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$\varepsilon_{\text{koruna}}$	míra eroze do dna na koruně hráze	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$\varepsilon_{\text{svah}}$	míra eroze do dna na šikmém svahu	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$\varepsilon_{\text{trubice}}$	míra eroze pro průměr průsakové trubice	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$
$\sigma\{x\}$	směrodatná odchylka	$[-]$
$\sigma'$	efektivní napětí	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}]$
$\sigma'_m$	maximální efektivní napětí	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}]$
$\sigma_{nt}$	tahové napětí v zemině nadloží průsakové trubice	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}]$
$\mu\{x\}$	odhad střední hodnoty	$[-]$
$\zeta$	součinitel místní ztrát (na vtoku a výtoku)	$[-]$
$\pi$	Ludolfovo číslo	$[-]$
$\lambda$	součinitel tření v průsakové trubici	$[-]$
$\rho$	objemová hmotnost vody	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}]$
$\rho_p$	objemová hmotnost částic zeminy	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}]$
$\rho_s$	objemová hmotnost zeminy (suchá)	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}]$



$\tau$	smykové napětí	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}]$
$\tau^*$	bezrozměrné smykové napětí na povrchu	$[-]$
$\tau_c$	kritické smykové napětí	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}]$
$\tau_d$	smykové napětí působící na dno	$[\text{kg}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}^{-2}]$
$\nu$	kinematická viskozita vody	$[\text{m}^2\cdot\text{s}^{-1}]$
$\varphi$	úhel vnitřního tření zeminy	$[\text{°}]$
$\varphi^*$	bezrozměrný úhel vnitřního tření zeminy	$[-]$
$\varphi_p$	součinitel průtoku (přepadu)	$[-]$
$\varphi_r$	podélný úhel sklonu svahu průlomového otvoru	$[\text{°}]$
$\vartheta$	míra vertikální eroze	$[\text{m}\cdot\text{s}^{-1}]$

## 10.6 SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK NÁZVŮ

AREBA – A Rapid Embankment Breach Analysis

BASEMENT – Basic Simulation Environment

BUT – Brno University of Technology

ČR – Česká republika

ČSN – Český národní standard

DAMBRK – DAM BREaK Flood Forecasting Model

DL Breach – Dam and Levee Breach

DSIG – Dam Safety Interest Group

EDF – Electricité de France

EMBREA – Embankment Breach

FLOODsite – Floodsite: Integrated flood risk analysis and management methodologies

FRMRC – Flood risk management research consortium

HET – Head Erosion Test

HERU – Hydraulic Research Unit

HRW – Hydraulic Research Wallingford

ICOLD – International Committee on Large Dams

IMPACT – Investigation of Extreme flood Processes and Uncertainty

IRSTEA – Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture

JET – Jet Erosion Test

LHS – latin Hypercube Sampling

MZ – Ministerstvo zemědělství

MŽP – Ministerstvo životního prostředí

NWS – National Weather Services

RoDaB – Rockfill Dam Breaking

SET – Slot Erosion Test

SITES – Water Resource Site Analysis computer program

SMPDBK – The Simplified Dam-Break

SPA – Stupně povodňové aktivity

SW – Software

TU Delft – Technical University Delft

TNV – technické nařízení vlády

USA – Spojené státy americké

USACE – U.S. Army Corporation of Engineers

USBR – U.S. Bureau of Reclamation

USCS – jednotný systém klasifikace půdy

USDA-ARS – U.S. Department of Agriculture-Agricultural Research Service

VD – Vodní dílo

VD-TBD – Vodní Díla – Technickobezpečnostní dohled

WinDAM – Windows Dam Analysis Modules

ZPV – Zvláštní povodňová vlna

## 11 PŘÍLOHY

- Příloha 1 – Modifikovaný model AREBA
- Příloha 2 – Popis a návod na použití AREBA v anglickém jazyce
- Příloha 3 – Příručka pro volbu neznámých vstupních parametrů zemin
- Příloha 4 – CD obsahující model AREBA (deterministický a stochastický), přílohu 2 a 3 ve formátu pdf a simulační soubory z kap. 8.

## PŘÍLOHA 1 – MODIFIKOVANÝ SW AREBA

Níže je uveden zdrojový kód modifikovaného SW AREBA. Modifikace původního zdrojového kódu jsou vyznačeny tučně. Tento zdrojový kód podléhá podmínkám veřejné licence Mozilla (MPL), v. 2.0. Kopii podmínek MPL lze najít na <https://mozilla.org/MPL/2.0/>. This Source Code Form is subject to the terms of the Mozilla Public License (MPL), v. 2.0. The copy of the MPL Terms can be obtained at <https://mozilla.org/MPL/2.0/>. (Contact Stanislav Kotaška [kotaska.s@fce.vutbr.cz](mailto:kotaska.s@fce.vutbr.cz))

### 1. Callfile.m

```

clc
clear all
close all
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% AREBA - modified
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%% Calculation settings
count=0;

%set time and time-step of the model
run(7)=2; % Start time of model runs
run(8)=12000;% End time model runs
run(9) = 1; %Time steps model runs

%set calculation
run(12) = 3; %1 = surface erosion, 2 = headcut, 3 = piping
run(15) = 3; %if 1, then half pipe is filled with material after roof
collapse, if 2 quarter of the pipe is filled with material after roof
collapse, if 3 the material after roof collapse is immediately eroded
away
run(16) = 2;%if 1, Lambda friction is empirical (Huokuna, 2001); if 2
friction is calculated from Manning equation.
run(17) = 3;%if 1(Damme, 2012); if 2 (Fread, 1989 - Breach) equation, if
3 (New simplify empirical eq.), if 4 (New physical equations, if 5
(Damme, 2020), if 6 (Mohamed 2002 - HR Breach)

%% Input data reservoir
% Curves
%recommended to make extrapolation about 1 m over the crest; for correct
interpolation need at least 10 values
BCs(1,1:151)=[1.148 1.173 1.173 1.185 1.197 1.197 1.21 1.21 0]; %
discharge into reservoir in m^3/s
BCs(2,1:151)=[0 60.12 9000]; % Time series of discharge in reservoir
BCs(3,1:11)=[30.48 30.59 30.66 30.82 31.55 31.7]; % Bathymetry H (asl)
of reservoir
BCs(4,1:11)=[0 75 142 290 452 623 801 986 1080 1138 1332]; % Bathymetry
V (m^3) of reservoir
BCs(5,1:2)=[100 101]; % Bottom outlet H (asl)
BCs(6,1:2)=[0 0]; % Bottom outlet Q (m^3/s)
BCs(7,1:33)=[31.373 31.375 31.377 31.379 31.381 31.383 31. 31.458]; %
Principal spillway H (asl)
BCs(8,1:33)=[0 0.003987714 0.012274241 0.023692706]; % Principal
spillway Q (m^3/s)
BCs(9,1:2)=[100 101]; % Emergency spillway H (asl)
BCs(10,1:2)=[0 0]; % Emergency spillway Q (m^3/s)

```

```

% Absolute values
BCs(11,1)=1368;% Maximum surface area reservoir m^2
BCs(12,1)=1332;% Maximum volume reservoir m^3
BCs(13,1) = 9999999999; % Surface area downstream valley m2 - keep
really high for no effect, otherwise significant effect for results
BCs(14,1) = 31.392; % Altitude of Water level at beginning
BCs(15,1) = 30.58; % Altitude of Water level at downstream area at
beginning - Recommended keep as hard bottom (asl)
BCs(16,1) = 100; % Altitude of edge bottom outlet
BCs(17,1) = 31.373; % Altitude of edge principal spillway
BCs(18,1) = 100; % Altitude of edge emergency spillway
BCs(19,1) = 950; % Volume at reservoir at beginning
BCs(20,1) = 30.48; % hard bottom asl

% Downstream condition
BCs(24,1)=1;% 0 = the spillways (emergency, principal) is calculated to
the volume; 1 = the spillways (emergency, principal) is calculated out
of volume the downstream condition
BCs(23,1)=3;%if 1 it's surface calculation in option; if 2 the curve of
downstream calculation by bathygraphy of downstream is in option
        %If 3 the calculation of downstream condition by water level
and time is in option
BCs(13,1) = 9999999999; % Surface area downstream valley m2 - keep
really high for no effect, otherwise significant effect for results
BCs(15,1) = 30.58; % Altitude of Water level at downstream area at
beginning - Recommended keep as hard bottom (asl)
BCs(21,1:4) = [30.48 30.953 30.953 30.953]; % Bathygraphy H (asl) of
downstream reservoir - Volume is 0 at first step!
BCs(22,1:4) = [0 2000 4020 7800]; % Bathygraphy V (m^3) of downstream
reservoir or time of water level downstream

%% Input data embankment
%Embankment geometry
Geom(1)=31.68;% initial crest height in asl
Geom(2)=1.98;% Crest width
Geom(3)=3.22;% downstream slope 1:....
Geom(4)=2.95;% upstream slope 1:....
Geom(5)= 9.75;%Crest length

%Grass mode
run(11) = 0; %Grass modus on = 1, off = 0
grass=3; % 1 is good, 2 =Normal, 3 =poor Grass quality class.

%% Breach parameters
Breach(1)=0.04; %initial breach width in m (in case of piping keep same
as initial pipe diameter)
Breach(2)=0.04; %Initial breach depth in m under the crest - keep same
as breach width
Breach(3)= 30.76; %Initial level of the pipe in asl
Breach(4)= 0.04;%Initial pipe diameter

%% Input data soil
%Soil properties deterministic - if you use deterministic need to turn
off soil in loop
soil(1)= 7;%value for the soil cohesion in kN/m2
soil(2)= 0.07; %mannings coefficient in s/m^3
soil(3)= 2100; %Density of the soil in kg/m3

```

```

soil(4)= 0.13; % D50 in mm
soil(5)= 5.7; %critical shear stress in N/m2
soil(6) = 2.99E-6; %Hydraulic conductivity in m/s
soil(7) = 0.34; % Initial porosity [-]
soil(8) = soil(7)+0.07; %Critical porosity [-]
soil(9) = 2650; % Density particles [kg/m3]
soil(10) = 4.3; % Erodibility [cm3/Ns]
soil(11) = 35; % Internal friction angle [deg]
soil(12) = 0; %Top load kN/m2;

%% LHS sampling of normalized and scaled random independent variables
tnc = 10000; % Number of generated combinations for independent
parameters (total simulations)
Vi = 11; % Number of variables - if it chooses smaller number of
variables it's need to turn off the unnecessary variables
%and change scaled and normalised numbers gradually from 1. It's also
need to change in loop setting (maximum - 11).

% LHS normalised [0 - 1];
%rng default % For reproducibility
rng(rand(1)*10000,'twister') % For reproducibility
X_normalised = lhsdesign(tnc,Vi,'Criterion','correlation');
%X_normalised = lhsdesign(tnc,Vi,'smooth','off');

%% Determining the initial parameter characteristics
%% 1. cohesion
% a) uniform distribution
%c_min = 5; %Minimum bound c
%c_max = 15; %Maximum bound c
%X_scaled(:,1) = c_min + (c_max - c_min) * X_normalised(:,1);

% b)normal distribution


```

```



```

```

        if X_normalised(i,4)<((Tc_mean-Tc_min)/(Tc_max-Tc_min))
            X_scaled(i,4)=Tc_min+sqrt(X_normalised(i,4)*(Tc_max-
Tc_min)*(Tc_mean-Tc_min));
        else
            X_scaled(i,4)=Tc_max-sqrt((1-X_normalised(i,4))*(Tc_max-
Tc_min)*(Tc_max-Tc_mean));
        end
    end

%% 5. Initial porosity
% a) uniform distribution
%p_min = 0.24;%Minimum bound p
%p_max = 0.31;%Maximum bound p
%X_scaled(:,5) = p_min + (p_max - p_min) * X_normalised(:,5);
% b)normal distribution


```



```

%% 7. internal friction angle
% a) uniform distribution
%fi_min = 30;%Minimum bound fi [deg]
%fi_max = 34;%Maximum bound fi [deg]
%X_scaled(:,7) = fi_min + (fi_max - fi_min) * X_normalised(:,7);
% b)normal distribution
%input_soil_11(1:2)=[0.626 0.015]; %mean and Sigma - Internal friction
angle [deg]
%X_scaled(:,7) = input_soil_11(1) +
sqrt(2)*input_soil_11(2)*erfinv(2*X_normalised(:,7)-1);

% C)triangular distribution
fi_min = 30; %Minimum bound
fi_mean = 32; %Mean
fi_max = 34; %Maximum bound
for i=1:tnc
    if X_normalised(i,7)<((fi_mean-fi_min)/(fi_max-fi_min))
        X_scaled(i,7)=fi_min+sqrt(X_normalised(i,7)*(fi_max-
fi_min)*(fi_mean-fi_min));
    else
        X_scaled(i,7)=fi_max-sqrt((1-X_normalised(i,7))*(fi_max-
fi_min)*(fi_max-fi_mean));
    end
end

%% 8. Dam crest Height
% a) uniform distribution
%Dam_height_min = 86.81;%Minimum bound Dam crest height [a.s.l.]
%Dam_height_max = 86.91;%Maximum bound Dam crest height [a.s.l.]
%X_scaled(:,8) = Dam_height_min + (Dam_height_max - Dam_height_min) *
X_normalised(:,8);
% b)normal distribution
%Dam_height(1:2)=[86.86 0.015]; %mean and Sigma - Dam crest height
[a.s.l.]
%X_scaled(:,8) = Dam_height(1) +
sqrt(2)*Dam_height(2)*erfinv(2*X_normalised(:,8)-1);
% C)triangular distribution
Dam_height_min = 31.58; %Minimum bound
Dam_height_mean = 31.68; %Mean
Dam_height_max = 31.78; %Maximum bound
for i=1:tnc
    if X_normalised(i,8)<((Dam_height_mean-
Dam_height_min)/(Dam_height_max-Dam_height_min))
X_scaled(i,8)=Dam_height_min+sqrt(X_normalised(i,8)*(Dam_height_max-
Dam_height_min)*(Dam_height_mean-Dam_height_min));
    else
        X_scaled(i,8)=Dam_height_max-sqrt((1-
X_normalised(i,8))*(Dam_height_max-Dam_height_min)*(Dam_height_max-
Dam_height_mean));
    end
end

%% 9. Dam crest width
% a) uniform distribution
%Crest_width_min = 11.59;%Minimum bound Dam crest width [m]
%Crest_width_max = 12.81;%Maximum bound Dam crest width [m]

```

```

%X_scaled(:,9) = Crest_width_min + (Crest_width_max - Crest_width_min) *
X_normalised(:,9);
% b)normal distribution
%Crest_width(1:2)=[12.20 0.18]; %mean and Sigma - Dam crest width [m]
%X_scaled(:,9) = Crest_width(1) +
sqrt(2)*Crest_width(2)*erfinv(2*X_normalised(:,9)-1);
% C)triangular distribution
Crest_width_min = 1.78; %Minimum bound
Crest_width_mean = 1.98; %Mean
Crest_width_max = 2.18; %Maximum bound
for i=1:tnc
    if X_normalised(i,9)<((Crest_width_mean-
Crest_width_min)/(Crest_width_max-Crest_width_min))
X_scaled(i,9)=Crest_width_min+sqrt(X_normalised(i,9)*(Crest_width_max-
Crest_width_min)*(Crest_width_mean-Crest_width_min));
        else
            X_scaled(i,9)=Crest_width_max-sqrt((1-
X_normalised(i,9))*(Crest_width_max-Crest_width_min)*(Crest_width_max-
Crest_width_mean));
        end
    end

%% 10. Initial failure condition
% a) uniform distribution
%Initial_failure_min = 71.4;%Minimum bound Initial failure condition
[a.s.l.]
%Initial_failure_max = 73.7;%Maximum bound Initial failure condition
[a.s.l.]
%X_scaled(:,10) = Initial_failure_min + (Initial_failure_max -
Initial_failure_min) * X_normalised(:,10);
% b)normal distribution
%Initial_failure(1:2)=[72.55 0.35]; %mean and Sigma - Initial failure
condition [a.s.l.]
%X_scaled(:,10) = Initial_failure(1) +
sqrt(2)*Initial_failure(2)*erfinv(2*X_normalised(:,10)-1);
% C)triangular distribution
Initial_failure_min = 30.68; %Minimum bound
Initial_failure_mean = 30.78; %Mean
Initial_failure_max = 30.88; %Maximum bound
for i=1:tnc
    if X_normalised(i,10)<((Initial_failure_mean-
Initial_failure_min)/(Initial_failure_max-Initial_failure_min))
X_scaled(i,10)=Initial_failure_min+sqrt(X_normalised(i,10)*(Initial_fail
ure_max-Initial_failure_min)*(Initial_failure_mean-
Initial_failure_min));
        else
            X_scaled(i,10)=Initial_failure_max-sqrt((1-
X_normalised(i,10))*(Initial_failure_max-
Initial_failure_min)*(Initial_failure_max-Initial_failure_mean));
        end
    end

%% 11. Manning's n
% C)triangular distribution
Manning_min = 0.016; %Minimum bound
Manning_mean = 0.0245; %Mean
Manning_max = 0.033; %Maximum bound
for i=1:tnc

```

---

```

    if X_normalised(i,11)<((Manning_mean-Manning_min)/(Manning_max-
Manning_min))
        X_scaled(i,11)=Manning_min+sqrt(X_normalised(i,11)*(Manning_max-
Manning_min)*(Manning_mean-Manning_min));
    else
        X_scaled(i,11)=Manning_max-sqrt((1-
X_normalised(i,11))*(Manning_max-Manning_min)*(Manning_max-
Manning_mean));
    end
end
save('Variables_Monte_carlo.mat','X_scaled');%X_scaled

%% Model constants
Constants(1) = 9.81; %Gravitational constant
Constants(2) = 1000; %Density of water
run(1)= 1.4; %this is the weir coefficient with a value between 0.7 and
1.4
run(2)=1; %coefficient which only works after the crest has eroded away
to the moment the breach reaches its full depth for HZ contraction
run(3)=1; %coefficient which only will be applied when the crest level
is 0. fot HZ contraction
run(4)=1.6; %E_coeff=1.60;
run(5)=1; %Power of erosion relation
run(10) = 1.4; %Proportionality factor between the rate of breach
widening and lowering
run(13) = 1; % if 1, upstream a head boundary condition is in place
run(14) = 1;% if 2, downstream a head boundary condition is in place
%% Run settings
Edepth=0; %erosion depth for the headcut calculation. Keep as 0.
size = round((run(8)-run(7))/run(9));

%Initialization of matrices
Discharge = zeros(size,2);
BreachDepth = zeros(size,2);
BreachWidth = zeros(size,2);
BreadthAveDis = zeros(size,2);

%% Call model
tic
i = tnc;
loopcnt = 0;

%% Monte Carlo Simulations
for ii = 1:i % loop
loopcnt = loopcnt + 1;
disp(['number of loops: ' num2str(loopcnt)])
%% Soil properties stochastic
soil(1)= X_scaled(ii,1);%value for the soil cohesion in kN/m2
soil(3)= X_scaled(ii,2); %Density of the soil in kg/m3
soil(4)= X_scaled(ii,3); % D50 in mm
soil(5)= X_scaled(ii,4); %critical shear stress in N/m2
soil(7) = X_scaled(ii,5); % Initial porosity [-]
soil(10) = X_scaled(ii,6); % Erodibility [cm3/Ns]
soil(11) = X_scaled(ii,7); % Internal friction angle [deg]
%% Dam properties stochastic
Geom(1) = X_scaled(ii,8); % Dam crest height [a.s.l.]
Geom(2) = X_scaled(ii,9); % Dam crest width [m]
Breach(3)= X_scaled(ii,10); %Initial failure [a.s.l.]

```

```
%% Soil properties calculated
soil(2)= X_scaled(ii,11); %Mannings n
soil(2)= ((soil(4)/1000)^(1/6))/12; %mannings coefficient in s/m^3
%if soil(7) < 0.016
    %soil(7) = 0.016;
%end
%soil(6) = (9.81/0.000001)*0.00375*((d10/1000)^2)*((soil(7)^2)/(1-
soil(7))^2); %Hydraulic conductivity in m/s
%soil(8) = soil(7)+0.05; %Critical porosity [-]

%% Simulation
Output(:, :) = AREBA (BCs,Geom,Breach,soil,run, grass, Constants);

%Output for statistic at max peak discharge
ind1 = Output(:,2) == max(Output(:,2));
a = Output(ind1,:);
A(ii,:) = a;
%Output for statistic if the roof fail thus the zero number of pipe
diameter D is replaced
%by the average width of breach at maximum peak
%match = (Output(:, 17)==0);
%A(match, 17) = A(match, 5);
%Output hydrographs
Hydrograms(:,ii) = Output (:,2);
%Output breach dimensions
Breach_dimensions_D(:,ii) = Output (:, 17);
Breach_dimensions_Width(:,ii) = Output (:, 5);
%Output wlc
wlc(:,ii) = Output (:,6);
end
%% write to matrice
%save('selected_event_time_results_for_statistic.mat','A');
%save('normalised_inputs_parameters.mat','X_normalised');
%save('input_parameters.mat','X_scaled');
%save('Hydrograms.mat','Hydrograms');
%save('Breach_dimension_D.mat','Breach_dimensions_D');
%save('Breach_dimension_Width.mat','Breach_dimensions_Width');
%save('Water_level.mat','wlc');
save('output.xlsx','Output');
```

## 1. AREBA.m

```
function[Output] = AREBA (BCs,Geom,Breach,soil,run, grass, Constants)
```

```
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% AREBA
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%

%% input data
%Input data reservoir
dir = BCs(1,BCs(1,:))>=0); % discharge into reservoir in m3/s
Tsdire = BCs(2,BCs(2,:))>=0); % Start time of discharge into reservoir
baty_H =BCs(3,BCs(3,:))>=0); % bathygraphy H (asl) of reservoir
baty_V = BCs(4,BCs(4,:))>=0); % bathygraphy V (m^3) of reservoir
Hbo_H = BCs(5,BCs(5,:))>=0);% Bottom outlet H (asl)
Hbo_Q = BCs(6,BCs(6,:))>=0);% Bottom outlet Q (m^3/s)
Hsw_H = BCs(7,BCs(7,:))>=0);% Principal spillway H (asl)
Hsw_Q = BCs(8,BCs(8,:))>=0);% Principal spillway Q (m^3/s)
Hesw_H = BCs(9,BCs(9,:))>=0);% Emergency spillway H (asl)
Hesw_Q = BCs(10,BCs(10,:))>=0); % Emergency spillway Q (m^3/s)
area_max = BCs(11,1);% maximum surface area reservoir m^2
volume_max = BCs(12,1);% maximum volume reservoir m^3
sac = BCs(13,1); % Surface area downstream valley m2
wlr_1 = BCs(14,1); % Water level in reservoir at beginning
wlc_1 = BCs(15,1); % Water level at area downstream, or terrain on
downstream valley (asl) at beginning
Hbo = BCs(16,1); % altitude of edge bottom outlet
Hsw = BCs(17,1); % altitude of edge principal spillway
Hesw = BCs(18,1); % altitude of edge emergency spillway
V_b = BCs(19,1); % volume reservoir at beginning
bottom = BCs(20,1); % hard bottom asl

wlca_H = BCs(21,BCs(10,:))>=0); % bathygraphy H (asl) of downstream
reservoir
wlca_V_t = BCs(22,BCs(10,:))>=0); % bathygraphy V ot time of H of
downstream reservoir
dwn_surf = BCs(23,1); % condition
Spill_out = BCs(24,1); % condition spillway volume not counted to the
volume of downstream condition

%embankment geometry Main embankment
hcrest=Geom(1);% initial crest height in m
Cw = Geom(2);%Crest width
OSlope = Geom(3);% Outwards slope 1:....
Slope = Geom(4);% Landside slope 1:....
Lcrest = Geom(5);%Crest length

% Breach parameters
Bw = Breach(1); %initial breach width in m
hbr = Breach(2); %Initial breach depth in m
Plevel = Breach(3); %Initial level of the pipe in asl
Dp = Breach(4); %Initial diameter of the pipe in m

%Input data soil properties
Cohs=soil(1);%value for the soil cohesion in kN/m2
n = soil(2); %mannings coefficient in s/m^3
Rho_s =soil(3); %Density of the soil in kg/m3
```

```

D50 = soil(4); % D50 in mm
tau_c = soil(5); %critical shear stress in N/m2
Ks =soil(6); %Hydraulic conductivity in m/s
n0 = soil(7); % Initial porosity
n_loose = soil(8); %Critical porosity
rho_p = soil(9); % Density particles
kd = soil(10); % Erodibility
FrictAngle = soil(11); % Internal friction angle
TopL = soil(12); %Top load;

%Model constants
g = Constants(1); %Gravitational constant
rho = Constants(2); %Density of water

%Run settings
coeff= run(1); %this is the weir coefficient with a value between 0.7
and 1.4
coeff2 = run(2); %coefficient which only works after the crest has
eroded away to the moment the breach reaches its full depth for HZ
contraction
coeff3 = run(3); %coefficient which only will be applied when the crest
level is 0. fot HZ contraction
E_coeff =run(4); %E_coeff=1.60;
Power = run(5); %Power of erosion relation
otherwise empirical
Tstart = run(7); % Start time of model runs
Tend = run(8); % End time model runs
Delta_t = run(9); %Time steps model runs
P = run(10); %Proportionality factor between the rate of breach widening
and lowering
grassmode = run(11); % 1 = grass is accounted for
mechanism = run(12); % 1 = surface erosion, 2 = headcut, 3 = piping
head = run(13); %if 1, then a upstream a head boundary condition is in
place, if 2 a flow boundary condition with only an initial head and
volume
size = round((Tend-Tstart)./Delta_t);
Pipefill = run(15);
friction = run(16);
collapse = run(17);

% Run settings
Edepth=0; %erosion depth for the headcut calculation. Keep as 0.
size = round((run(8)-run(7))/run(9));
%Initialization of matrices
Discharge = zeros(size,2);
BreachDepth = zeros(size,2);
BreachWidth = zeros(size,2);
BreadthAveDis = zeros(size,2);

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% Determine KD
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
count=0; %counter: do not change
kd=kd/1e6; %this transfers the Kd value from cm3/Ns to m3/Ns
HeadC=0.5*kd*1e6/1.76819/3600;
phi = FrictAngle;
Hi = wlr_1;
ng=0.02; %Manning coefficient for grass

```

```

Cohs=1000*Cohs; %From kN/m2 to N/m2
D50=D50/1000;%from mm to m
hcr=hcrest-hbr;
grad_max = ((Rho_s-rho)/Rho_s)*tand(phi);
phi_mod = atan(grad_max);
grad = 1/Slope;
alpha = atand(grad);
VolumeIn=0;
failure = 0;
Decision=0;
level_max = Geom(1);
wlca(1) = wlc_1;%setup initial value
wlr(1) = wlr_1;%setup initial value
V(1) = V_b;%setup initial value
Qtot(1) = 0;%setup initial value
Condition (1) = 0;
Vdown(1) = 0; %Volume downstream
Qb (1) = 0.000001;
Output=zeros(Tend/Delta_t,20);

%-----
%      RUN AREBA
%-----

for i= Tstart:Tend/Delta_t
    Time=(i-1)*Delta_t;
    Time2=Time/3600;
%      disp (Time)
    ind = round(Time/5+1);
    if(head)
        [Tsdirend,ind] = unique(Tsdirend); % ind = index of first
occurrence of a repeated value
        disin = interp1(Tsdirend',dirend(ind)',Time','linear','extrap');
        if(wlr>=Hbo)
            [Hbo_H,ind] = unique(Hbo_H); % ind = index of first
occurrence of a repeated value
            Hbo_Qb =
interp1(Hbo_H',Hbo_Q(ind)',wlr','linear','extrap');
        else
            Hbo_Qb = 0;
        end
        if(wlr>=Hsw)
            [Hsw_H,ind] = unique(Hsw_H); % ind = index of first
occurrence of a repeated value
            Hsw_Qb =
interp1(Hsw_H',Hsw_Q(ind)',wlr','linear','extrap');
        else
            Hsw_Qb = 0;
        end
        if(wlr>=Hesw)
            [Hesw_H,ind] = unique(Hesw_H); % ind = index of first
occurrence of a repeated value
            Hesw_Qb =
interp1(Hesw_H',Hesw_Q(ind)',wlr','linear','extrap');
        else
            Hesw_Qb = 0;
        end
        if(V<=0)
            disout = disin;

```

```

        dQ = 0;
        dV = 0;
        V = 0;
        wr1 = min(BCs(3, :)>=0);
    else
        disout = Hbo_Qb + Hsw_Qb + Hesw_Qb + Qtot;
        dQ = disin - disout;
        dV = dQ*Delta_t;
        V = V + dV;
    end
% new downstream condition 18/3/2021 SK
    if Spill_out == 1
        disoutdown = Hbo_Qb + Qtot;
        dQdown = disin - disoutdown;
        dVdown = dQdown*Delta_t;
        Vdown = Vdown+dVdown;
    else
        Vdown = Vdown+dV;
    end
    if (V > 0)
        [baty_V, ind] = unique(baty_V); % ind = index of first
occurrence of a repeated value
        wlr =
interp1(baty_V', baty_H(ind)', V', 'linear', 'extrap');
    else
        wr1 = min(BCs(3, :)>=0);
    end
    if (V >= volume_max)
        wlr = level_max + ((V - volume_max)/area_max); %
calculate of level in reservoir over max area of reservoir
    end
% new downstream condition
    if dwn_surf == 1
        if Spill_out == 1
            wlca=wlca+disoutdown*Delta_t/sac;
        else
            wlca=wlca+disout*Delta_t/sac;
        end
    elseif dwn_surf == 2 % its calculated from volume
        [wlca_V_t, ind] = unique(wlca_V_t); % ind = index of first
occurrence of a repeated value
        wlca =
interp1(wlca_V_t', wlca_H(ind)', Vdown, 'linear', 'extrap');
    else % its calculated from time
        [wlca_V_t, ind] = unique(wlca_V_t); % ind = index of first
occurrence of a repeated value
        wlca =
interp1(wlca_V_t', wlca_H(ind)', Time, 'linear', 'extrap');
    end
end
if(wlr<=hcr)
    if(mechanism==1||mechanism==2)
        continue
    end
end
if(wlca>=wlr-0.005)
    break
end

```



```

%% Grass failure
if Decision==0&&grassmode==1
    MwOut(i,7)=0;
    if wlr>hcr
        H3=wlr-hcr;
    else
        H3=0;
    end
    h2=2/3*H3;
    if H3>0
        qbrg=coeff*h2*sqrt(2*9.81*(H3-h2));
    else
        qbrg=0;
    end
    Qtot=qbrg;
    ng=0.02; %for flat grass on slopes > 1/10 cite TN71
    dn=(qbrg^2*ng^2/(1/Slope))^0.3;
    un=dn^(2/3)*(1/Slope)^(1/2)/ng;
    if grass==1
        if Time2>2
            ug=2.385-0.0167*log(Time2)+5.333/Time2;
        else
            ug=2.385;
        end
    elseif grass==2
        if Time2>2
            ug=2.161-0.131*log(Time2)+3.551/Time2;
        else
            ug=2.161;
        end
    elseif grass==3
        if Time2>2
            ug=1.889-0.236*log(Time2)+2.2767/Time2;
        else
            ug=1.889;
        end
    end
    if un >= ug
        % End of grass mode. Time Step will be
        % processed according to mechanism value
        Decision = 1;
    else
        MwOut(i,1)=Time;
        MwOut(i,2)=Qtot;
        MwOut(i,3)=Qtot/Bw;
        MwOut(i,4)=hcrest-hcr;
        MwOut(i,5)=Bw;
        MwOut(i,6)=wlr;
        MwOut(i,7)=wlca;
        %grass mode
    end
end
end
if i==999
    aee=3;
end

%% Discharge calculation
if mechanism==1||mechanism==2

```

```

        %calculate the discharge
        if wlr>hcrest&&wlr>wlca;
            Q1=coeff*(Lcrest-Bw)*2/3*(wlr-
hcrest)*sqrt(2*9.81*1/3*(wlr-hcrest));
        else
            Q1=0;
        end
        if wlr>(hcr)%
            H = wlr-hcr;
        else
            H = 0;
        end
        if (wlca-hcr)<=2/3*H&&wlr>wlca
            h2=2/3*H;
            h3=h2-wlca;
            if Cw>0||hcr==bottom
                qbr=coeff*h2*sqrt(2*9.81*(H-h2));
                Qb=coeff*Bw*h2*sqrt(2*9.81*(H-h2));
            else
                qbr=coeff2*coeff*H*sqrt(2*9.81*(wlr-wlca));
                Qb=coeff2*coeff*Bw*H*sqrt(2*9.81*(wlr-wlca));
            end
        elseif H>(wlca-hcr) && (wlca-hcr)>=2/3*H&&wlr>wlca;
            h2=wlca - hcr;
            qbr=coeff3*coeff*h2*sqrt(2*9.81*(H-h2));
            Qb=coeff3*coeff*Bw*h2*sqrt(2*9.81*(H-h2));
        else
            qbr=0;
            Qb=0;
            E=0;
        end
        Qtot=Q1+Qb;
        if qbr==0,
            E=0;
            de=0;
            dc=0;
            ib=0;
            L=0;
            b2=0;
            Lslope=0;
        end
    end
    Disss(i) = Qtot;

%% Surface erosion
% This also occurs once the pipe has failed.
if mechanism==1&&Qtot>0.0001;
    %surface erosion embankment
    %calculate the crest retreat
    Lslope=sqrt((Slope*(hcr-wlca))^2+(hcr-wlca)^2);
    ib=1/Slope;
    de=((qbr^2*n^2)/(sind(alpha)))^0.3;
    L=(1/(3*ib)-de^(1/3)/(3*g*n^2))*de;
    uc=(qbr*g)^(1/3);
    ue=(qbr^0.4*ib^0.3)/n^0.6;
    a=g^(1/3)*n^(2/3)/(de^(1/9)*ib^(1/3));
    if (hcrest-hcr)>(wlca-wlc_1)
        %added SK - 3/9/2021
    end
end

```

```

if Lslope == 0
    Lslope=0.001;
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
tau_av = zeros(101,5);
tau_av(:,1)=0:Lslope/100:Lslope;
tau_av(:,2)=rho*(1./(-
a*exp(tau_av(:,1)/L)+a*exp(tau_av(:,1)/L)).^2)*g*n^2*uc^2/(de^(1/3));
tau_av(:,3)= rho*((1./(-
a*exp(tau_av(:,1)/L)+a*exp(tau_av(:,1)/L)))*uc./Slope).^2*g*n^2/(de^(1/3
));

tau_av(:,4)= sqrt(tau_av(:,2).^2+tau_av(:,3).^2);
tau_av(:,5)=kd*(tau_av(:,4)-tau_c);
%
tau_av(:,6)=0.05*sqrt(g)*n^3./(sqrt(de)*( (Rho_s-
rho)/rho)*D50)*((1./(-a*exp(tau_av(:,1)/L)+a*exp(tau_av(:,1)/L)))-
1)*uc).^5;

for z=1:101
    tau_av(z,4)=sum(tau_av(1:z,3));
end

tau_m=mean(tau_av(:,2));
%alpha = atand(1./Slope);
Eslope = 0;
Ecrest = 0;
Eslope = kd*(tau_m-tau_c).^Power;
dc=(qbr^2/g)^(1/3);
tau_crest = rho*g*n^2*(uc)^2/((dc)^(1/3));
Ecrest = kd*(tau_crest-tau_c).^Power;
if Eslope<0
    Eslope=0;
end
if Ecrest<0
    Ecrest=0;
end
%Slope retres
if Cw>0&& (hcr)>=bottom
    Seff=sqrt((1/Slope)^2+1)*Eslope;
    utemp=sqrt(2*g*(H-h2));
    Edown=Ecrest;
    if Edown<0
        Edown=0;
    end
    hcr=hcr-E_coeff*Edown*Delta_t;
    if (hcr)<bottom
        hcr=bottom;
    end
    if hcr<=bottom;
        Cw=0;
    else
        Cw=Cw-E_coeff*Seff*Delta_t;
    end

    if Cw<0
        Cw=0;
    else
        Cw=Cw-
E_coeff*Seff*Delta_t+E_coeff*Edown*(OSlope+Slope)*Delta_t; % FACTOR.
    end

```

```

    if Cw<=0
        Cw=0;
    end

    if Bw+E_coeff*P*Edown*Delta_t>Lcrest
        Bw=Lcrest;
    else
        Bw=Bw+E_coeff*P*Edown*Delta_t;
    end
elseif (hcr)>=bottom&&Cw<=0
    TimeCwisZero =Time;
    %tag(i)=50;
    Cw=0;
    Ecr=(1/(Slope+OSlope))*sqrt(Slope^2+1)*Eslope;
    if Ecr<0
        Ecr=0;
    end
    hcr=hcr-E_coeff*Ecr*Delta_t;%FACTOR

    if (hcr)<=bottom
        hcr=(bottom);
    end
    Erate =
getErosionRate_lateral(0.7*tau_crest,rho_p,n_loose,n0,rho,0,FrictAngle,K
s, 0.5*dc, Cohs);
    if Bw+E_coeff*P*Ecr*Delta_t>Lcrest
        Bw=Lcrest;
    else
        Bw=Bw+E_coeff*P*Ecr*Delta_t;
    end
end
end

elseif (hcr)<wlca&&wlr>wlca;
    tau_m = (rho*g*n^2*(qbr/h2)^2)/(h2^(1/3));
    E = kd*(tau_m-tau_c).^Power;
    if E<0
        E=0;
    end

    if (hcr)>bottom
        hcr=hcr-E_coeff*E*Delta_t;
        Erate = kd*(tau_m-tau_c).^Power*P/2*E_coeff;
    if
Bw+2*Erate*Delta_t>Lcrest%Bw+E_coeff*P*Ecr*Delta_t>Lcrest
        Bw=Lcrest;
    else
        Bw = Bw+2*Erate*Delta_t;
    end
elseif (hcr)<=bottom
    hcr=(bottom);
    Cw=0;
    Ew = kd*(tau_m-tau_c).^Power^P/2;

    if Ew<0
        Ew=0;
    end
end

```

```

        if
            Bw+Ew*Delta_t>Lcrest% Bw+E_coeff*P*Ecr*Delta_t>Lcrest
                Bw=Lcrest;
            else
                %Bw=Bw+E_coeff*P*Ecr*Delta_t;
                Bw = Bw+2*Ew*Delta_t;
            end
        end
    end
    output(i,4)=hcrest-hcr;
    output(i,5)=Bw;

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
% Headcut erosion
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
elseif mechanism==2&&Qtot>0.0001%headcut erosion
    ib=1/Slope;
    de=(qbr^2*n^2)/sind(alpha)^0.3;
    dc=(qbr^2/g)^(1/3);

    if Edepth<dc
        h1=wlr-hcr;
        if (wlca-hcr)<2/3*(wlr-hcr)&&wlr>(hcr)
            h2=2/3*(wlr-hcr);
        elseif (wlca-hcr)>2/3*(wlr-hcr)&&wlr>wlca
            h2=wlca_1-wlca;
        end

        if Condition==0;
            tau=rho*g*de*sin(atan(1/Slope));
            if tau-tau_c>=0
                E=kd*(tau-tau_c);
                hcr=hcr-E*Delta_t;%new value hcr
                if hcr<=bottom
                    hcr = bottom;
                else
                    hcr=hcr-E*Delta_t;
                end
            else
                E=0;
            end
            if Bw+P*E*Delta_t>Lcrest
                Bw=Lcrest;
            else
                Bw=Bw+P*E*Delta_t;% new value width hydraulic
            end
        end
        Edepth = Edepth+E*Delta_t;
        if Edepth>(hcrest-bottom)
            Edepth=(hcrest-bottom);
        end
    else
        uc=qbr/dc;
        tau=rho*g*n^2*(qbr/(h2)^2/(h2)^(1/3));
        %tau=rho*g*de*sin(atan(1/Slope));
        if (tau-tau_c)<0
            tau=tau_c;

```

```

end
E=kd*(tau-tau_c);
hcr=hcr-E*Delta_t;
if Bw+P*E*Delta_t>Lcrest
    Bw=Lcrest;
else
    Bw=Bw+P*E*Delta_t;%
end
if hcr<bottom
    hcr=bottom;
    Edepth=hcrest-bottom;
end
end
else
    Condition=1;
    Cw=Cw-HeadC*(qbr*Edepth)^(1/3)*Delta_t
    Er1=rho*g*dc*0.011*(Edepth/dc)^0.582;
    Er2=rho*g*de*(sind(atan(1/Slope)));
    Er=max(Er1,Er2);
    Edepth=max(Edepth+kd*(Er-tau_c)*Delta_t,0.0);

    if Edepth>(hcrest-bottom)
        Edepth=(hcrest-bottom);
    end

    if Cw<=0&&(hcr)>=bottom
        E=1/Slope*HeadC*(qbr*Edepth)^(1/3);
        hcr=hcr-1/OSlope*HeadC*(qbr*Edepth)^(1/3)*Delta_t;
        if Bw+HeadC*(qbr*Edepth)^(1/3)*Delta_t>Lcrest
            Bw=Lcrest;
        else
            Bw=Bw+HeadC*(qbr*Edepth)^(1/3)*Delta_t;
        end
    end
    if Edepth>hcr
        Edepth=hcr;
    end

    end
    if (hcr)<=bottom
        hcr=(bottom);
        if Bw+HeadC*(qbr*Edepth)^(1/3)*Delta_t>Lcrest
            Bw=Lcrest;
        else
            Bw=Bw+HeadC*(qbr*Edepth)^(1/3)*Delta_t;
        end
    end
end
end

%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%           Piping
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
elseif mechanism==3 %piping
    PipeBase = Plevel-1/2*Dp;
    if PipeBase<=bottom
        PipeBase=bottom;
    else
        PipeBase = Plevel-1/2*Dp;
    end
end

```

```

PipeTop = Plevel+1/2*Dp;
Lpipe=Cw+(hcrest-PipeBase)*Slope*2;

if PipeBase>=bottom&&wlr>=PipeTop
    A=1/4*pi*Dp^2;
elseif PipeBase<bottom&&wlr>=PipeTop
    alpha=2*acos(2*Plevel/Dp);
    A=1/4*pi*Dp^2-
alpha/(2*pi)*1/4*pi*Dp^2+Plevel^2*tan(1/2*alpha);
elseif PipeBase>=bottom&&wlr<PipeTop&&wlr>=PipeBase
    alpha1=acos(2*(wlr-Plevel)/Dp);
    A=1/4*pi*Dp^2-alpha1/(2*pi)*1/4*pi*Dp^2+(wlr-
Plevel)^2*tan(alpha1);
elseif PipeBase<bottom&&wlr<PipeTop&&wlr>0
    alpha=acos(2*Plevel/Dp);
    alpha1=acos(2*(wlr-Plevel)/Dp);
    A=1/4*pi*Dp^2-alpha/4*Dp^2+Plevel^2*tan(alpha)-
alpha1/4*Dp^2+(wlr-Plevel)^2*tan(alpha1);
else
    A=0;
end

%% Lambda
% from Damme 2012
%f = 0.2165 * ((D50*1000/Dp/4).^ (1.0/6.0));
if friction == 1
% from Huokuna (2001)
f = 0.086137 * ((D50*1000/Dp/4).^ (1.0/6.0));
else
% Manning
f = (8*9.81*n)*(Dp/4)^(1/3);
end

% Colebrook - White
%mu = 0.000001; % Kinematic viscosity
%Re = 4 * Dp / mu;
%f = 0.01; % Initial guess for friction factor
%tol = 1e-6; % Tolerance
%maxIter = 1000; % Maximum number of iterations
for i = 1:maxIter
    %A = -2.0 * log10((D50/3.7*Dp) + (2.51/(Re * sqrt(f))));
    %B = 1.0 / sqrt(f);
    %C = 2.0 * log10((D50/3.7*Dp) + (2.51/(Re * sqrt(f)))) /
sqrt(f);

    %fNew = 1.0 / (A^2 + B*C);
    if abs(fNew - f) < tol
        break;
    end
    %f = fNew;
end

hl=1+0.05+f*Lpipe/Dp;
dH = max([0.0, (wlr - max([PipeBase, wlca, 0.0]))]);
Qb=A*sqrt(2*g*(dH)/hl);
Qtot=Qb;
if V<=0
    Qb=disin;
else

```

```

        Qb=Qtot;
    end

    if A==0
        iw=0;
    else
        iw=f*(Lpipe/Dp)*(((Qb/A)^2)/(2*g));
    end
    %vt=(rho*g*(1/4*Dp)*iw^(1/2))/1000;
    vt=Qb/A;
    %tau=2*rho*g^2*n^2*(dH)/((Dp*1/4)^(1/3)*h1)
    tau=rho*g*(1/4*Dp)*iw; %according to Darcy Weisbach

        Ep=kd*(tau-tau_c).^Power;
        Dp=Dp+2*Ep*Delta_t*E_coeff;
    % Recalculate PipeTop and PipeBase
    PipeTop = Plevel+1/2*Dp;

    if PipeBase<=bottom
        PipeBase=bottom;
    else
        PipeBase = Plevel-1/2*Dp;
    end
    Hp=hcrest-PipeTop;

    %-----
    % Failure criterion piping - Roof collapse
    %-----
    SideArea = (hcrest-Plevel)*(Cw+(OSlope+Slope)*(hcrest-
Plevel)/2);
    PipeL = Cw+(OSlope+Slope)*(hcrest-Plevel);
    PipeL2 = Cw+(OSlope+Slope)*(hcrest-Plevel-Dp/2);
    Vol = (SideArea*Dp-1/8*pi.*Dp.^2*(PipeL+PipeL2)/2);
    Weight = Rho_s*(Vol)+TopL*1000; %[N/m2]
    % Weight must equal stabilizing force.
    % Determine under pressure

    if collapse == 1
        %Damme 2012
        %if(Dp>0.8*(hcrest-Plevel+0.5*Dp))
            %failure = 1;
        %end

    elseif collapse == 2
        % BREACH
        if(Dp>=(hcrest-Plevel+0.5*Dp))
            failure = 1;
        end

    elseif collapse == 3
        % New simplify
        if(Dp>=0.8*(hcrest-Plevel))
            failure = 1;
        end

    elseif collapse == 4
        %% New equations

```



```

Fd = 1000*9.81*Dp*(2.65*(1-n0)*SideArea);
Fr = 2*Cohs*SideArea;
FOS = Fr./Fd;
if (FOS<1)
    failure = 1;
end

elseif collapse == 5
    % Damme 2020
    DeltaP = max(0, (Weight/(2*SideArea)-Cohs)/tand(phi));
    if(DeltaP>10*rho*g)
        failure=1;
    end

else
    %Mohamed 2002 - HR Breach
    else
        Dist = hcrest - Plevel-Dp/2;
        r = Dp./Dist;
        r = max(r,0.1);
        r = min(r,1.6);
        fa = 0.0003759+0.0000986*r^2-0.0002918*r;
        W = Weight*fa;
        FOS = Cohs*SideArea./W;
        if (FOS<1)
            failure = 1;
        end
    end
end

if failure==1
    Qpipe=Qtot;
    mechanism=1;
    % edited by mam
    H1 = 0; % foundation level
    VolumeRemained = Vol;%( (Cw+(Cw+(hcr-Plevel-
Dp/2)*(2*Slope)))/2*(hcr-Plevel-Dp/2)*(Dp));
    if Pipefill==1
        Volfill = 1/8*pi*Dp.^2*PipeL;% half cylindrical shape
over foundation length pipe
        Volfill2 = 1/8*pi*Dp.^2*(PipeL+(Slope+OSlope)*Dp); %half
Cylindrical shape over base length pipe
        VolFill = 1/2*(Volfill+Volfill2);
        VolumeRemained = Vol-VolFill;
        extraH = VolumeRemained./(Dp*(Cw+(OSlope+Slope)/2));
        hcr = max(0,Plevel+extraH);
        bdepth = hcrest - hcr;
    elseif Pipefill==2
        PipeL3 = Cw+(OSlope+Slope)*(hcrest-Plevel+Dp/2); % Pipe
length along foundation.
        VolFill = 1/4*pi*Dp.^2*(PipeL+PipeL3)/2; %half
Cylindrical shape over base length pipe
        %Now the truncated part
        if (Plevel-1/2*Dp<bottom)
            VolFill = 1/8*pi.*Dp.^2*(PipeL+PipeL2)/2; % volume
top half of pipe
            angle = asind((Plevel-bottom)/(Dp/2)); % angle
            AreaB = 1/4*pi*Dp.^2.*(2*angle)/360; % fraction of area

```

```

        PipeL3 = Cw+(OSlope+Slope) .* (hcrest-bottom) ;
        VolFill = VolFill+(PipeL3+PipeL)/2*AreaB;
        angle2 = 180-2*angle;
        Hz = 2*atand(angle2/2)*(Plevel-bottom) ;
        AreaT = (Plevel-bottom)*Hz/2;
        VolFill = VolFill+(PipeL3+PipeL)/2*AreaT;
        end
    Voltot = Dp*(hcrest-bottom) *(Cw+(OSlope+Slope) *(hcrest-
bottom)/2) ;
    Volremain = Voltot;
    PipeL4 = (hcrest-bottom) *(Cw+(OSlope+Slope) *(hcrest-
bottom)/2) ;

    hcr = bottom+(Volremain/Dp) ./ (PipeL4- (OSlope+Slope) /2) ;
else
    hcr = PipeBase;
end

    if hcr<=bottom
        hcr=bottom;
        Cw = 0;
    else
        hcr=hcr;
        bdepth = hcrest-hcr;
        Cw = Cw + (bdepth*(OSlope+Slope));
    end
    %hcr=(hcr+Dp) ;
    bdepth = hcrest-hcr;
    Bw=Dp;
    Failuretime=[i*Delta_t Qtot];
end
end
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
%   for plotting purposes
%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%%
    Output(i,1) = Time;
    Output(i,2) = Qtot;
    Output(i,3) = Qtot/Bw;
    Output(i,4) = hcrest-hcr;
    Output(i,5) = Bw;
    Output(i,6) = wlr;
    Output(i,7) = wlca;
    Output(i,8) = Hbo_Qb;
    Output(i,9) = Hsw_Qb;
    Output(i,10) = Hesw_Qb;
    Output(i,11) = dQ;
    Output(i,12) = disout;
    Output(i,13) = disin;
    Output(i,14) = Qtot;
    Output(i,15) = PipeTop;
    Output(i,16) = PipeBase;
    Output(i,17) = Dp;
    Output(i,18) = vt;
    Output(i,19) = V;
    Output(i,20) =(Plevel-PipeBase)+ 1/2*Dp;
end
end

```

## PŘÍLOHA 2 – POPIS A NÁVOD NA POUŽITÍ AREBA V ANGLICKÉM JAZYCE

### DESCRIPTION AND INSTRUCTIONS FOR USE OF THE AREBA SW FOR MODELLING DAM BREACH

The AREBA dam breach model for earth fill dams requires the following files and software: *AREBA.m*, *CallFile.m*, (with indeed of Matlab libraries for function of the code). The *CallFile.m* file contains all the model inputs. The system unit is SI, and it's used in under seawater levels. This Source Code Form is subject to the terms of the Mozilla Public License (MPL), v. 2.0. The copy of the MPL Terms can be obtain one at <https://mozilla.org/MPL/2.0/>.

#### *Mechanism of breaching*

If the calculation of breach is overtopping with only surface erosion the line is `run (12) = 1;` if there is a headcut erosion on the downstream face of the dam the line is `run (12) = 2;` if the breach occurs by piping the line is `run (12) = 3`

*Example of this lines:*

```
run(12) = 3; 1 = surface erosion, 2 = headcut, 3 = piping
```

#### *Roof collapse method*

There are five methods of roof collapse:

1. According to van Damme (2012)
2. According to BREACH (Fread, 1989)
3. New simplify empirical estimation
4. New physical equations
5. According to van Damme (2019)
6. According to HR Breach (Mohamed, 2002)

*Example of this lines:*

```
run(17) = 3;%if 1(Damme, 2012); if 2 (Fread, 1989 - BREACH) equation, if 3  
(New simplify empirical eq.), if 4 (New physical equations, if 5 (Damme,  
2019), if 6 (Mohamed 2002 - HR Breach)
```

#### *Soil after roof collapse*

There are five methods of soil remove after roof collapse:

1. half pipe is filled with material after roof collapse
2. quarter of the pipe is filled with material after roof collapse
3. the material after roof collapse is immediately eroded away

*Example of this lines:*

```
run(15) = 3; %if 1, then half pipe is filled with material after roof collapse,  
if 2 quarter of the pipe is filled with material after roof collapse, if 3  
the material after roof collapse is immediately eroded away
```

***Friction factor equation***

There are two methods for friction factor

1. friction is calculated by empirical eq. (Huokuna, 2001)
2. 2 friction is calculated from Manning eq.

*Example of this lines:*

```
run(16) = 1;%if 1 = friction is calculated by empirical eq. (Huokuna, 2001);
if 2 friction is calculated from Manning eq.
```

***Time and time-step of the model***

```
run(7)=2; Start time of model run
run(8)=12000; End time model run
run(9) = 1; Time steps model runs
```

***Curves data***

Recommendation to make extrapolation about 1 m over the crest; for correct interpolation need at least 10 values

If the number of the pair values is N, this line reads:

*BCs(1,1:N)=[N of numbers];*

If the number of the pair values is 3, this line reads:

*BCs(1,1:3)=[0 0.75 0.74];*

The numbers in in parentheses on the right side must be separated by space (not Tab like if you copy the values from excel)

***Upstream condition***

These lines specify upstream condition as inflow discharge to the reservoir of dam (denoted as  $t$ , in [s]) and discharge (denoted as  $Q_b$ , in [ $\text{m}^3/\text{s}$ ]).

*Example of this lines:*

```
BCs(1,1:3)=[0 0.75 0.74]; Discharge into reservoir in (m3/s)
```

```
BCs(2,1:3)=[0 0.75 0.74]; Time series of discharge in reservoir (s)
```

***Reservoir data***

These lines specify bathygraphy of upstream reservoir described by pairs of  $V(\text{m}^3) = f\{H\}$  (a.s.l.) curves.

*Example of this lines:*

```
BCs(3,1:2)=[0 50000]; Bathygraphy H (asl) of reservoir
```

```
BCs(4,1:2)=[0 50000]; Bathygraphy V (m3) of reservoir
```

***Appurtenant works (outlets, spillways etc.)***

These lines specify appurtenant works (outlets, spillways etc.) of a dam described by pairs of  $Q(m^3/s)$ - $H$  (a.s.l.) curves.

*Example of this lines:*

BCs(5,1:2)=[450 451]; Bottom outlet H (asl)

BCs(6,1:2)=[0 0.0]; Bottom outlet Q (m3/s)

BCs(7,1:2)=[450 451.5]; Principal spillway H (asl)

BCs(8,1:2)=[0 0.0]; Principal spillway Q (m3/s)

BCs(9,1:2)=[450 451.5]; Emergency spillway H (asl)

BCs(10,1:2)=[0 0.0]; Emergency spillway Q (m3/s)

If there are no functional objects or anyone is missing, it must be filled by pairs of zeros for function of a model.

***Downstream condition***

If the flow through the spillways are affecting the downstream condition the line is **BCs(24,1)=0**; If the flow through spillways is calculated out of volume to the downstream inundation **BCs(24,1)=1**.

*Example of this lines:*

BCs(24,1)=1; 0 = the spillways (emergency, principal) is calculated to the volume; 1 = the spillways (emergency, principal) is calculated out of volume the downstream condition

If 1 its surface calculation in option; if 2 the curve of downstream calculation by bathygraphy of downstream is in option; if 3 the calculation of downstream condition by water level and time is in option

BCs(23,1)=3;

BCs(13,1) = 9999999999; Surface area downstream valley m2 - keep really high for no effect, otherwise significant effect for results

BCs(15,1) = 30.58; Altitude of Water level at downstream area at beginning - Recommended keep as hard bottom (asl)

BCs(21,1:4) = [30.48 30.953 30.953 30.953]; Bathygraphy H (asl) of downstream reservoir - Volume is 0 at first step!

BCs(22,1:4) = [0 2000 4020 7800]; Bathygraphy V (m3) of downstream reservoir or time of water level downstream

***Absolute values***

The necessary additional information for reservoir data are maximum surface area of reservoir, maximum volume of reservoir, altitude of water level at beginning, volume at reservoir at beginning and hard bottom which can be eroded. If the data are not known, extrapolation of the values from the curves is recommended.

The necessary additional information for appurtenant works (outlets, spillways etc.) are altitude of edge bottom outlet, principal and emergency spillway.

**Example of this lines:**

BCs(11,1)=1368; Maximum surface area reservoir m2  
BCs(12,1)=1332; Maximum volume reservoir m3  
BCs(13,1) = 99999999999; Surface area downstream valley m2 - keep really high for no effect, otherwise significant effect for results  
BCs(14,1) = 31.392; Altitude of Water level at beginning  
BCs(15,1) = 30.58; Altitude of Water level at downstream area at beginning - Recommended keep as hard bottom (asl)  
BCs(16,1) = 100; Altitude of edge bottom outlet  
BCs(17,1) = 31.373; Altitude of edge principal spillway  
BCs(18,1) = 100; Altitude of edge emergency spillway  
BCs(19,1) = 950; Volume at reservoir at beginning  
BCs(20,1) = 30.48; hard bottom asl

**Input data embankment****Embankment geometry**

These lines specify basic parameters descriptive dam.

**Example of this lines:**

Geom(1)=31.68; initial crest height in asl  
Geom(2)=1.98; Crest width (m)  
Geom(3)=3.22; downstream slope (1:X)  
Geom(4)=2.95; upstream slope (1:X)  
Geom(5)= 9.75; Crest length (m)

**Grass mode**

These lines specify, if there is grass cover on the downstream side of the earthfill dam, the quality of the grass.

- 1 = good grass,
- 2 =normal grass,
- 3 =poor grass.

**Example of this lines:**

run(11) = 0; Grass modus on = 1, off = 0  
grass=3; 1 is good, 2 =Normal, 3 =poor Grass quality class.

**Breach parameters**

These lines specify Initial conditions of breach parameters. The initial level of the pipe is calculated under sea level.

*Example of this lines:*

Breach(1)=0.04; initial breach width (m) (in case of piping keep same as initial pipe diameter)

Breach(2)=0.04; Initial breach depth under the crest (m) - keep same as breach width

Breach(3)= 30.76; Initial level of the pipe in asl

Breach(4)= 0.04; Initial pipe diameter(m)

***Input data soil******Deterministic***

Soil properties deterministic – if you use deterministic need to turn off soil in loop line 195–204.

It's recommended to measure the soil properties in a field. If they cannot be measured it's recommended to carry out by Monte-Carlo simulations, where parameter boundaries are selected from the chapter estimate of the soil parameters.

*Example of this lines:*

soil(1)= 7; value for the soil cohesion in kN/m<sup>2</sup>

soil(2)= 0.035; mannings coefficient in s/m<sup>3</sup>

soil(3)= 2100; Density of the soil in kg/ m<sup>3</sup>

soil(4)= 0.13; D50 in mm

soil(5)= 5.7; critical shear stress in N/ m<sup>2</sup>

soil(6) = 2.99E-6; Hydraulic conductivity in m/s

soil(7) = 0.34; Initial porosity [-]

soil(8) = soil(7)+0.07; Critical porosity [-]

soil(9) = 2650; Density particles [kg/m<sup>3</sup>]

soil(10) = 4.3; Erodibility [cm<sup>3</sup>/Ns]

soil(11) = 35; Internal friction angle [deg]

soil(12) = 0; Top load kN/m<sup>2</sup>;

The **top load (soil (12))** means overload of the crest primary value is 0.

***Stochastic***

If it set calculation by deterministic properties turn off the lines of stochastic variables with % otherwise for stochastic modelling delete the % and set the properties for variables.

tnc = 10000; Number of generated combinations for independent parameters (total simulations).

$V_i = 11$ ; Number of variables – if it chooses smaller number of variables it's need to turn off the unnecessary variables and change scaled numbers, in code (maximum 11 variables).

*Example of this lines:*

tnc = 1; Number of generated combinations for independent parameters (total simulations)

$V_i = 1$ ; Number of variables - if it choose smaller number of variables it's need to turn off the unnecessary variables and change scaled and normalised numbers gradually from 1. It's also need to change in loop setting.

Generation of probabilities

```
rng(rand(1)*10000, 'twister') % For reproducibility
X_normalised = lhsdesign(tnc,Vi, 'Criterion', 'correlation', 'Iterations', 2);
```

### Determining the initial input parameter characteristics

- It can be choosing the uniform or normal and log-normal distribution. If you choose one of them the other one must be turn off by %
- It can be choosing the uniform or normal and triangular distribution. If you choose one of them the other one must be turn off by %
- If a smaller number of generated parameters is used than the number in brackets need to be change in the code.

For example, I will use only cohesion and erodibility for stochastic modelling:

#### 1. cohesion

##### uniform distribution

```
c_min = 5; Minimum bound c
c_max = 9; Maximum bound c
X_scaled(:,1) = c_min + (c_max - c_min) * X_normalised(:,1);
```

All other parametrs are turn off by % except

#### 6. Erodibility

##### a) uniform distribution

```
Kd_min = 2; Minimum bound kd
Kd_max = 8; Maximum bound Kd
X_scaled(:,2) = Kd_min + (Kd_max - Kd_min) * X_normalised(:,2);
```

The number in bracket need to be change from 11 to 2 because I need only two parameters. If I wanted to use 3 parameters, the erodibility is last in the code so the number will be 3 and so on.

*Example of this lines:*

#### 1. cohesion

##### a) uniform distribution

```
%c_min = 5; %Minimum bound c
%c_max = 9; %Maximum bound c
%X_scaled(:,1) = c_min + (c_max - c_min) * X_normalised(:,1);
```

##### b) normal distribution

```
%input_soil_1(1:2)=[2 0.03];%mean and Sigma - cohesion in kN/m2
%X_scaled(:,1) = input_soil_1(1) +
sqrt(2)*input_soil_1(2)*erfinv(2*X_normalised(:,1)-1);
```

##### c) triangular distribution

```
%c_min = 5; %Minimum bound
c_mean = 10; %Mean
```



## Příloha 2 – Popis a návod na použití SW AREBA v anglickém jazyce

```

c_max = 15; %Maximum bound

for i=1:tnc
    if X_normalised(i,1)<((c_mean-c_min)/(c_max-c_min))
        X_scaled(i,1)=c_min+sqrt(X_normalised(i,1)*(c_max-c_min)*(c_mean-
c_min));
    else
        X_scaled(i,1)=c_max-sqrt((1-X_normalised(i,1))*(c_max-c_min)*(c_max-
c_mean));
    end
end

```

**2. Density of the soil = normal distribution****a) uniform distribution**

```

%rho_min = 1900; %Minimum bound rhobulk
%rho_max = 2100; %Maximum bound D50
%X_scaled(:,2) = rho_min + (rho_max - rho_min) * X_normalised(:,2);

```

**b) normal distribution**

```



```

**c) triangular distribution**

```

rho_min = 1800; %Minimum bound
rho_mean = 1950; %Mean
rho_max = 2100; %Maximum bound

for i=1:tnc
    if X_normalised(i,2)<((rho_mean-rho_min)/(rho_max-rho_min))
        X_scaled(i,2)=rho_min+sqrt(X_normalised(i,2)*(rho_max-
rho_min)*(rho_mean-rho_min));
    else
        X_scaled(i,2)=rho_max-sqrt((1-X_normalised(i,2))*(rho_max-
rho_min)*(rho_max-rho_mean));
    end
end

```

**3. D50****a) uniform distribution**

```

%D50_min = 0.05; %Minimum bound D50
%D50_max = 0.2; %Maximum bound D50
%X_scaled(:,2) = D50_min + (D50_max - D50_min) * X_normalised(:,2);

```

**b) normal distribution**

```
%input_soil_4(1:2)=[0.13 0.05]; % mean and Sigma - D50 in mm
%X_scaled(:,3) = input_soil_4(1) +
sqrt(2)*input_soil_4(2)*erfinv(2*X_normalised(:,3)-1);
```

**c) triangular distribution**

```
D50_min = 0.0001; %Minimum bound
D50_mean = 0.00035; %Mean
D50_max = 0.0006; %Maximum bound

for i=1:tnc
    if X_normalised(i,3)<((D50_mean-D50_min)/(D50_max-D50_min))
        X_scaled(i,3)=D50_min+sqrt(X_normalised(i,3)*(D50_max-
D50_min)*(D50_mean-D50_min));
    else
        X_scaled(i,3)=D50_max-sqrt((1-X_normalised(i,3))*(D50_max-
D50_min)*(D50_max-D50_mean));
    end
end
```

**4. critical shear stress****a) uniform distribution**

```
%Tc_min = 3; %Minimum bound Tc
%Tc_max = 8; %Maximum bound Tc
%X_scaled(:,1) = Tc_min + (Tc_max - Tc_min) * X_normalised(:,1);
```

**b) normal distribution**

```
%input_soil_5(1:2)=[5 1]; %mean and Sigma - critical shear stress in N/m2
%X_scaled(:,4) = input_soil_5(1) +
sqrt(2)*input_soil_5(2)*erfinv(2*X_normalised(:,4)-1);
```

**c) triangular distribution**

```
Tc_min = 1; %Minimum bound
Tc_mean = 3; %Mean
Tc_max = 5; %Maximum bound

for i=1:tnc
    if X_normalised(i,4)<((Tc_mean-Tc_min)/(Tc_max-Tc_min))
        X_scaled(i,4)=Tc_min+sqrt(X_normalised(i,4)*(Tc_max-
Tc_min)*(Tc_mean-Tc_min));
    else
        X_scaled(i,4)=Tc_max-sqrt((1-X_normalised(i,4))*(Tc_max-
Tc_min)*(Tc_max-Tc_mean));
    end
end
```

**5. Initial porosity****a) uniform distribution**

```
%p_min = 0.2;%Minimum bound p
%p_max = 0.6;%Maximum bound p
%X_scaled(:,1) = p_min + (p_max - p_min) * X_normalised(:,1);
```

**b) normal distribution**

```
%input_soil_7(1:2)=[0.65 0.5]; %mean Sigma - Initial porosity [-]
%X_scaled(:,5) = input_soil_7(1) +
sqrt(2)*input_soil_7(2)*erfinv(2*X_normalised(:,5)-1);
```

**c) triangular distribution**

```

p_min = 0.24; %Minimum bound
p_mean = 0.275; %Mean
p_max = 0.31; %Maximum bound

for i=1:tnc
    if X_normalised(i,5)<((p_mean-p_min)/(p_max-p_min))
        X_scaled(i,5)=p_min+sqrt(X_normalised(i,5)*(p_max-p_min)*(p_mean-
p_min));
    else
        X_scaled(i,5)=p_max-sqrt((1-X_normalised(i,5))*(p_max-p_min)*(p_max-
p_mean));
    end
end
end

```

**6. Erodibility****a) uniform distribution**

```

%Kd_min = 2;%Minimum bound kd
%Kd_max = 8;%Maximum bound Kd
%X_scaled(:,2) = Kd_min + (Kd_max - Kd_min) * X_normalised(:,2);

```

**b) normal distribution**

```



```

**c) triangular distribution**

```

Kd_min = 1.5; %Minimum bound
Kd_mean = 33.75; %Mean
Kd_max = 66; %Maximum bound

for i=1:tnc
    if X_normalised(i,2)<((Kd_mean-Kd_min)/(Kd_max-Kd_min))
        X_scaled(i,2)=Kd_min+sqrt(X_normalised(i,2)*(Kd_max-
Kd_min)*(Kd_mean-Kd_min));
    else
        X_scaled(i,2)=Kd_max-sqrt((1-X_normalised(i,2))*(Kd_max-
Kd_min)*(Kd_max-Kd_mean));
    end
end
end

```

**d) log-normal distribution**

```



```

**7. Internal friction angle****a) uniform distribution**

```

%fi_min = 0.577;%Minimum bound fi [deg]
%fi_max = 0.675;%Maximum bound fi [deg]
%X_scaled(:,7) = fi_min + (fi_max - fi_min) * X_normalised(:,7);

```

**b) normal distribution**

```



```

**c) triangular distribution**

```

fi_min = 0.577; %Minimum bound
fi_mean = 0.626; %Mean
fi_max = 0.675; %Maximum bound

for i=1:tnc
    if X_normalised(i,7)<((fi_mean-fi_min)/(fi_max-fi_min))
        X_scaled(i,7)=fi_min+sqrt(X_normalised(i,7)*(fi_max-
fi_min)*(fi_mean-fi_min));
    else
        X_scaled(i,7)=fi_max-sqrt((1-X_normalised(i,7))*(fi_max-
fi_min)*(fi_max-fi_mean));
    end
end
end

```

**8. Dam crest Height****a) uniform distribution**

```

%Dam_height_min = 86.81;%Minimum bound Dam crest height [a.s.l.]
%Dam_height_max = 86.91;%Maximum bound Dam crest height [a.s.l.]
%X_scaled(:,8) = Dam_height_min + (Dam_height_max - Dam_height_min) *
X_normalised(:,8);

```

**b)normal distribution**

```

%Dam_height(1:2)=[86.86 0.015]; %mean and Sigma - Dam crest height [a.s.l.]
%X_scaled(:,8) = Dam_height(1) +
sqrt(2)*Dam_height(2)*erfinv(2*X_normalised(:,8)-1);

```

**c)triangular distribution**

```

%Dam_height_min = 86.81; %Minimum bound
%Dam_height_mean = 86.86; %Mean
%Dam_height_max = 86.91; %Maximum bound

%for i=1:tnc
%    if X_normalised(i,8)<((Dam_height_mean-
%Dam_height_min)/(Dam_height_max-Dam_height_min))
%        X_scaled(i,8)=Dam_height_min+sqrt(X_normalised(i,8)*(Dam_height_max-
Dam_height_min)*(Dam_height_mean-Dam_height_min));
%    else
%        X_scaled(i,8)=Dam_height_max-sqrt((1-
%X_normalised(i,8))*(Dam_height_max-Dam_height_min)*(Dam_height_max-
%Dam_height_mean));
%    end
%end

```

**9. Dam crest width****a) uniform distribution**

```

%Crest_width_min = 11.59;%Minimum bound Dam crest width [m]
%Crest_width_max = 12.81;%Maximum bound Dam crest width [m]
%X_scaled(:,9) = Crest_width_min + (Crest_width_max - Crest_width_min) *
X_normalised(:,9);

```

**b)normal distribution**

```
%Crest_width(1:2)=[12.20 0.18]; %mean and Sigma - Dam crest width [m]
%X_scaled(:,9) = Crest_width(1) +
sqrt(2)*Crest_width(2)*erfinv(2*X_normalised(:,9)-1);
```

**c)triangular distribution**

```
%Crest_width_min = 11.59; %Minimum bound
%Crest_width_mean = 12.2; %Mean
%Crest_width_max = 12.81; %Maximum bound

%for i=1:tnc
%   if X_normalised(i,9)<((Crest_width_mean-
%Crest_width_min)/(Crest_width_max-Crest_width_min))

%X_scaled(i,9)=Crest_width_min+sqrt(X_normalised(i,9)*(Crest_width_max-
%Crest_width_min)*(Crest_width_mean-Crest_width_min));
%   else
%       X_scaled(i,9)=Crest_width_max-sqrt((1-
%X_normalised(i,9))*(Crest_width_max-Crest_width_min)*(Crest_width_max-
%Crest_width_mean));
%   end
%end
```

**10. Initial failure condition****a) uniform distribution**

```
%Initial_failure_min = 71.4;%Minimum bound Initial failure condition
[a.s.l.]
%Initial_failure_max = 73.7;%Maximum bound Initial failure condition
[a.s.l.]
%X_scaled(:,10) = Initial_failure_min + (Initial_failure_max -
Initial_failure_min) * X_normalised(:,10);
```

**b)normal distribution**

```
%Initial_failure(1:2)=[72.55 0.35]; %mean and Sigma - Initial failure
condition [a.s.l.]
%X_scaled(:,10) = Initial_failure(1) +
sqrt(2)*Initial_failure(2)*erfinv(2*X_normalised(:,10)-1);
```

**c)triangular distribution**

```
%Initial_failure_min = 71.4; %Minimum bound
%Initial_failure_mean = 72.55; %Mean
%Initial_failure_max = 73.7; %Maximum bound

%for i=1:tnc
%   if X_normalised(i,10)<((Initial_failure_mean-
%Initial_failure_min)/(Initial_failure_max-Initial_failure_min))
%
%X_scaled(i,10)=Initial_failure_min+sqrt(X_normalised(i,10)*(Initial_failur
e_max-Initial_failure_min)*(Initial_failure_mean-Initial_failure_min));
%   else
%       X_scaled(i,10)=Initial_failure_max-sqrt((1-
%X_normalised(i,10))*(Initial_failure_max-
Initial_failure_min)*(Initial_failure_max-Initial_failure_mean));
%   end
%end
```

**11. Manning's n****a) uniform distribution**

```
% Manning_min = 0.016;%Minimum bound Manning
% Manning_max = 0.04;%Maximum bound Manning
%X_scaled(:,11) = Manning_min + (Manning_max - Manning_min) *
X_normalised(:,11);
```

**b) normal distribution**

```
% Manning(1:2)=[0.025 0.01]; %mean and Sigma - Initial failure condition
[a.s.l.]
%X_scaled(:,11) = Manning(1) + sqrt(2)* Manning
(2)*erfinv(2*X_normalised(:,11)-1);
```

**c) triangular distribution**

```
%Manning_min = 0.02; %Minimum bound
%Manning_mean = 0.025; %Mean
%Manning_max = 0.03; %Maximum bound

%for i=1:tnc
%   if X_normalised(i,11)<((Manning_mean-Manning_min)/(Manning_max-
Manning_min))
%       X_scaled(i,11)=Manning_min+sqrt(X_normalised(i,11)*(Manning_max-
Manning_min)*(Manning_mean-Manning_min));
%   else
%       X_scaled(i,11)=Manning_max-sqrt((1-
X_normalised(i,11))*(Manning_max-Manning_min)*(Manning_max-Manning_mean));
%   end
%end

save('Variables_Monte_carlo.mat','X_scaled');%X_scaled
```

***Model constants***

There are model constants, coefficient of erosion power, and multiple erosion for one side or double-sided opening of the breach etc. It can be changed, but the recommendation is to keep the values still the same.

***Example of this lines:***

```
Constants(1) = 9.81; Gravitational constant
Constants(2) = 1000; Density of water
run(1)= 1.4; this is the weir coefficient with a value between 0.7 and 1.4
run(2)=1; multiple of the weir coefficient which only works after the crest
has eroded away to the moment the breach reaches its full depth for HZ
contraction
run(3)=1; multiple of the weir coefficient which only will be applied when
the crest level is 0. for HZ contraction
run(4)=1.6; multiple of the erosion due to piping;
run(5)=1;  $\beta$  - the power of erosion relation
run(10) = 1.4; Proportionality factor between the rate of breach widening
and lowering of the breach
run(13) = 1; if 1, upstream a head boundary condition is in place, if 2 a
flow boundary condition with only an initial head and volume
```

## ***Run settings***

These lines are some setting of the calculation. No need to change anything.

### ***Example of this lines:***

```
Edepth=0; erosion depth for the headcut calculation. Keep as 0.
size = round((run(8)-run(7))/run(9));
Initialization of matrices
Discharge = zeros(size,2);
BreachDepth = zeros(size,2);
BreachWidth = zeros(size,2);
BreadthAveDis = zeros(size,2);

Call model
tic
i = tnc;
Export_file = [];
loopcnt = 0;
for ii = 1:i % loop
loopcnt = loopcnt + 1;
disp(['number of loops: ' num2str(loopcnt)])
```

## ***Inputs stochastic***

Like in Determining the parameters if a smaller number of generated parameters is used than the number in brackets need to be change in the code. For example, I will use only cohesion and erodibility for stochastic modelling here:

```
%Soil properties stochastic
soil(1)= X_scaled(ii,1);%value for the soil cohesion in kN/m2
%soil(3)= X_scaled(ii,2); %Density of the soil in kg/m3
%soil(4)= X_scaled(ii,3); % D50 in mm
%soil(5)= X_scaled(ii,4); %critical shear stress in N/m2
%soil(7) = X_scaled(ii,5); % Initial porosity [-]
soil(10) = X_scaled(ii,2); % Erodibility [cm3/Ns]
%soil(11) = X_scaled(ii,7); % Internal friction angle [deg]

%Dam properties stochastic
%Geom(1) = X_scaled(ii,8); % Dam crest height [a.s.l.]
%Geom(2) = X_scaled(ii,9); % Dam crest width [m]
%Breach(3)= X_scaled(ii,10); %Initial failure [a.s.l.]
```

### ***Example of this lines:***

```
%soil(1)= X_scaled(ii,1);%value for the soil cohesion in kN/m2
%soil(3)= X_scaled(ii,2); %Density of the soil in kg/m3
%soil(4)= X_scaled(ii,3); % D50 in mm
%soil(5)= X_scaled(ii,4); %critical shear stress in N/m2
%soil(7) = X_scaled(ii,5); % Initial porosity [-]
%soil(10) = X_scaled(ii,6); % Erodibility [cm3/Ns]
%soil(11) = X_scaled(ii,7); % Internal friction angle [deg]
%Dam properties stochastic
%Geom(1) = X_scaled(ii,8); % Dam crest height [a.s.l.]
%Geom(2) = X_scaled(ii,9); % Dam crest width [m]
%Breach(3)= X_scaled(ii,10); %Initial failure [a.s.l.]
```

Here the Manning coefficient could be calculated with Wu (2013). By default, these calculations are disabled.

```
%soil(2)= ((soil(4)/1000)^(1/6))/10; %mannings coefficient in s/m^3
%if soil(7) < 0.016
%   soil(7) = 0.016;
%end
```

The second option to set these parameters deterministically and the equation will be turn off by %.

```
Output = AREBA (BCs,Geom,Breach,soil,run, grass, Constants)
```

## Outputs

These lines collected results to the matrices. No need to change anything. It crates Outputs in matrices.

*Example of this lines:*

```
%Output hydrographs
if mod(ii,10000)==0
save(['X_scaled',num2str(ii),'.mat'],'X_scaled', '-v7.3');
end

Hydrograms(:,ii) = Output(:,2);

if mod(ii,10000)==0
    save(['Hydrograms',num2str(ii),'.mat'],'Hydrograms', '-v7.3');
end

%Output breach dimensions
Breach_dimensions_D(:,ii) = Output(:,17);
if mod(ii,10000)==0
    save(['Breach_dimensions_D',num2str(ii),'.mat'],'Breach_dimensions_D',
'-v7.3');
end
Breach_dimensions_Width(:,ii) = Output(:,5);
if mod(ii,10000)==0

save(['Breach_dimensions_Width',num2str(ii),'.mat'],'Breach_dimensions_Widt
h', '-v7.3');
end

%Output wlc
wlc(:,ii) = Output(:,6);

if mod(ii,10000)==0
    save(['wlc',num2str(ii),'.mat'],'wlc', '-v7.3');
end
%Output for statistic at max peak discharge
Max_peak(ii) = max(Hydrograms(:,ii));
if mod(ii,10000)==0
save(['Max_peak',num2str(ii),'.mat'],'Max_peak', '-v7.3');
end
```



If a memory problem occurs during the simulations and that the results cannot be further saved, it is recommended to store the results in binary file. Example of the code for storing and retrieving matrices from binary file is given below .

*Example of this lines:*

```
% Create File in binar type before simulations
delete('results.bin');
fileID = fopen('results.bin', 'w');
Output = zeros(run(8), 14, 'single'); % use single precision for matrix

% Save results to binary file
fwrite(fileID, single(Output), 'float32');

%% Load_data_simulation from binary file
fileID = fopen('results.bin', 'r');
resultMatrix = [];
while ~feof(fileID)
    data = fread(fileID, [run(8) 14], 'float32');
    if ~isempty(data)
        if isempty(resultMatrix)
            resultMatrix = data;
        else
            resultMatrix = horzcat(resultMatrix, data);
        end
    end
end
end
```

## PŘÍLOHA 3 – PŘÍRUČKA PRO VOLBU VSTUPNÍCH PARAMETRŮ ZEMIN

V této kapitole jsou uvedeny vztahy pro výpočet, příp. průměrné hodnoty parametrů zemin v tabulkách pro určení neznámých vstupních parametrů potřebných pro výpočet porušení sypané hráze v důsledku vnitřní eroze a v důsledku přelití. Jedná se o počáteční velikost průsakové trubice, kritické smykové napětí, erodibilitu, objemová hmotnost zeminy, vnitřní úhel tření zeminy, 50 % velikost částice zeminy, pórovitost, hydraulická vodivost zeminy, soudržnost zeminy, pevnost v tlaku a pevnost v tahu zeminy.

### POČÁTEČNÍ VELIKOST PRŮSAKOVÉ TRUBICE

Počáteční velikost průsakové trubice se určuje na základě odhadu případně výpočtem na základě zvoleného parametru kritického smykového napětí. Velikost počáteční průsakové trubice by se měla pohybovat do průměru cca 10 cm. Počáteční velikost průsakové trubice může být odvozená zpětně ze vztahu pro výpočet smykového napětí v průsakové trubici

$$d_0 = \frac{4 \cdot \tau_c}{J \cdot \gamma'} \quad (1)$$

kde  $\tau_c$  je kritické smykové napětí [ $\text{N/m}^2$ ],  $J$  je sklon čáry energie od hladiny po osu výtoku z průsakové trubice [-] a  $\gamma'$  měrná objemová hmotnost vody [ $\text{N/m}^3$ ]

- **Bonelli (2013)**

uvažuje počáteční poloměr průsakové trubice, jako 6% podíl kritického smykového napětí, s rozpětím mezi 6 mm a 6 cm:

$$d_0 = 0,06 \cdot \tau_c \quad (2)$$

### KRITICKÉ SMYKOVÉ NAPĚTÍ

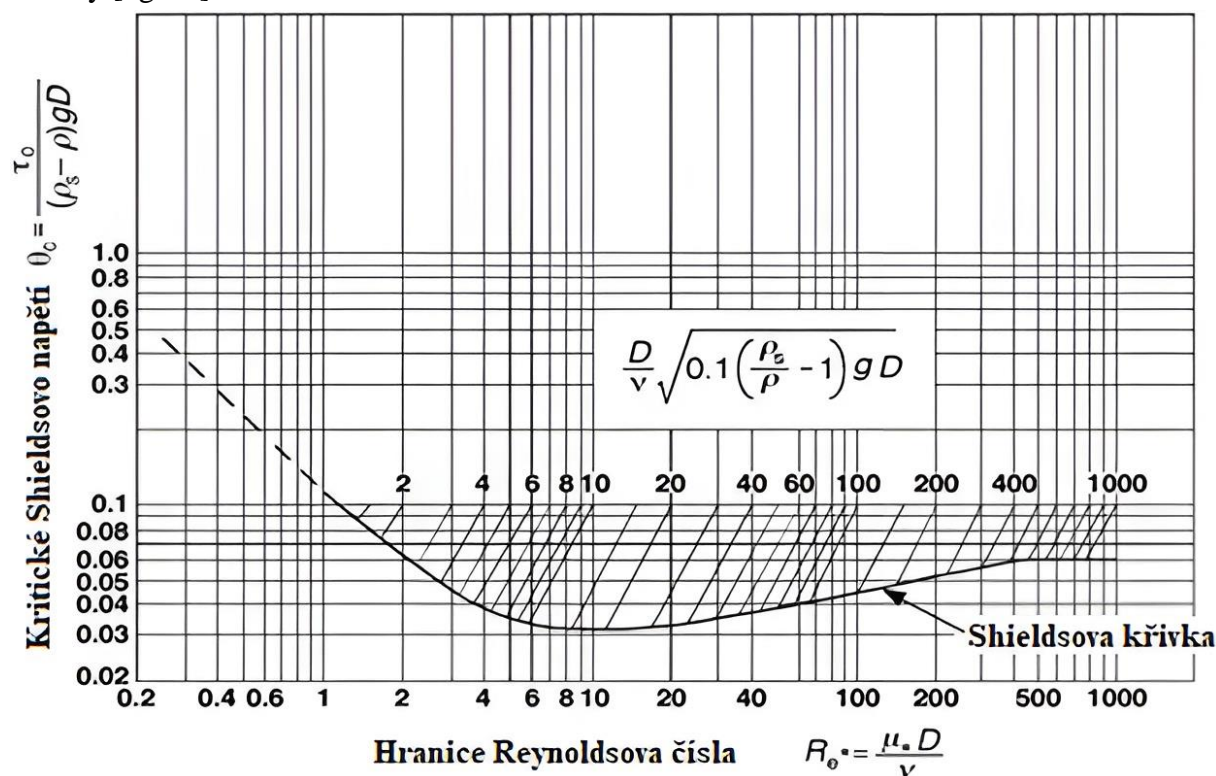
Kritické smykové napětí je definováno jako hraniční napětí, které ještě nezpůsobuje erozi materiálu. Po jeho překročení dochází k výpočtu eroze. Hodnota kritického smykového napětí by měla být stanovena deterministicky s přihlédnutím ke zkušenostem se simulacemi nebo nejlépe laboratorními a polními metodami zkoušek zeminy hráze pomocí Slot Erosion Test (SET), Head Erosion Test (HET), Jet Erosion Test (JET) a mini-JET testů. Pro kritické smykové napětí odvodila celá řada autorů empirické vztahy vycházející z laboratorních měření. Řada vztahů pro výpočet kritického smykového napětí je uvedena níže. Rovnice využívající index plasticity a soudržnost jsou nejspolehlivější, jelikož tyto parametry jsou přímo vázány na soudržnost zeminy. Nově lze také využít RMC Erodibility Parameters Toolbox (2021), kde lze provést odhad kritického smykového napětí pomocí celé řady vztahů autorů a podle porovnání s měřeními.

- **Shields (1936)**

Kritické smykové napětí na povrchu vycházející ze Shieldsova diagramu (Obr. 1) lze vypočítat

$$\tau_c = \theta \cdot d_{50} \cdot (\rho_s - \rho) \cdot g, \quad (3)$$

kde  $\theta$  je bezrozměrný Shieldsův parametr [-], který se stanoví jako funkce velikosti částice  $d_{50}$  [m],  $g$  je tíhové zrychlení [ $m/s^2$ ],  $\rho$  je hustota vody [ $kg/m^3$ ] a  $\rho_s$  je objemová hmotnost suché zeminy [ $kg/m^3$ ].



Obr. 1 Graf kritického Shieldsova napětí v závislosti na Reynoldsově čísle (převzato a upraveno z SERC, 2007)

- **Chen a Anderson (1987)**

Smykové napětí pro nesoudržné zeminy se stanoví

$$\tau_c = 0,05 \cdot (\gamma_s - \gamma) \cdot d_{50} \quad (4)$$

kde  $\gamma_s$  je měrná objemová tíha zeminy [ $N/m^3$ ]. Tato rovnice je platná pro Reynoldsovo číslo větší než 70.

Smykové napětí pro prachové zeminy s malým indexem plasticity se stanoví

$$\tau_c = 0,0034 \cdot (PI)^{0,84}, \quad (5)$$

kde  $PI$  je index plasticity [-].

Smykové napětí pro všechny druhy zemin, bylo stanoveno pomocí regresní přímky v závislosti smykového napětí a indexu plasticity

$$\tau_c = 0,019 \cdot (PI)^{0,58} \quad (6)$$

- **Neill (1973) a Fairfax County (Clark a Wynn, 2007)**

Odvodili empirický vztah pro kritické smykové napětí v závislosti na 50 % částice zeminy a hloubce ve tvaru

$$\tau_c = 0,7609 \cdot \gamma \cdot (\gamma_s - 1) \cdot (d_{50})^{2/3} \cdot (h_w)^{1/3}, \quad (7)$$

kde  $h_w$  je hloubka vody [m].

- **Huokuna (2001)**

Použil vztah pro kritické smykové napětí v plně turbulentním režimu

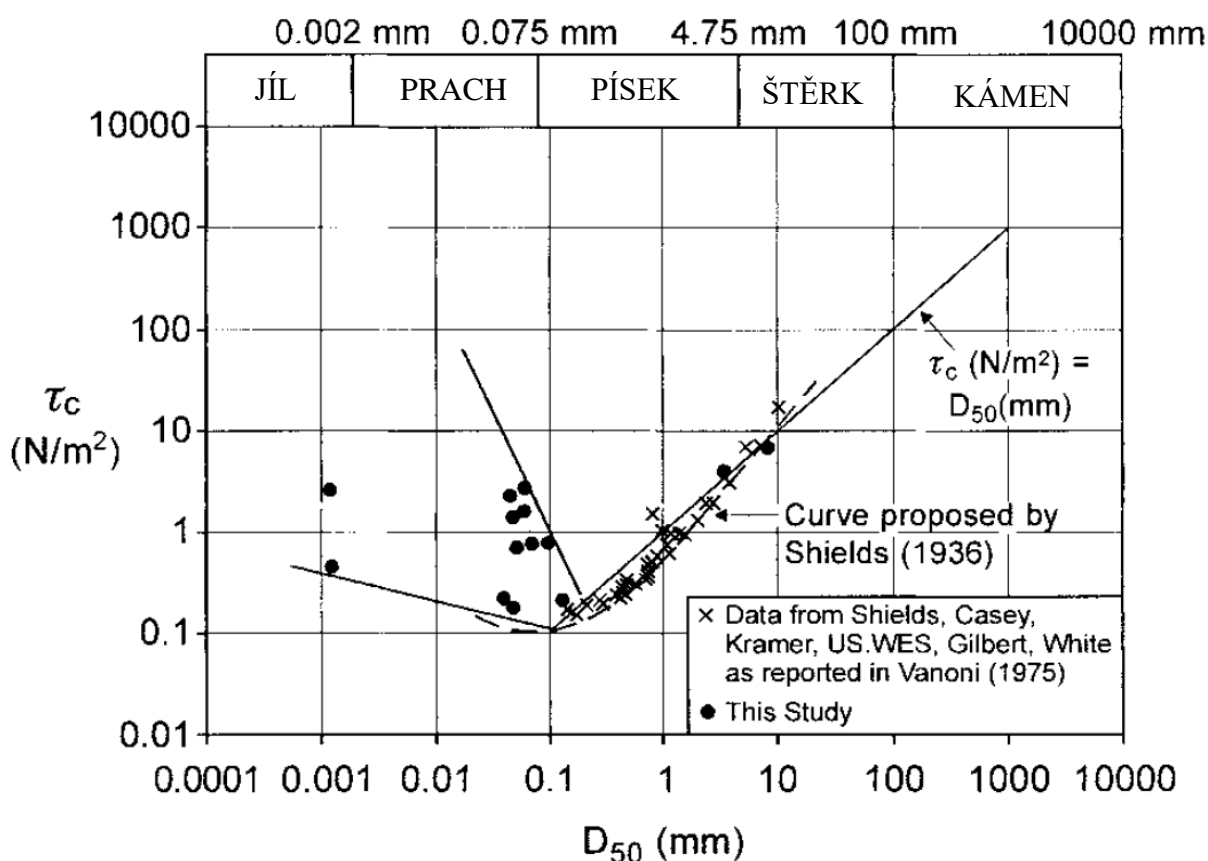
$$\tau_c = 0,000047 \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d_{50} \quad (8)$$

- **Briaud a kol. (2001)**

Hranice smykového napětí dle Briauda se vypočítá

$$\tau_c = 0,64618 \cdot d_{50}, \quad (9)$$

kde  $d_{50}$  je průměrná částice zeminy [mm].



Obr. 2 Graf kritického smykového napětí pro různé zeminy podle Briauda a kol. (2001)

- **Annandale (2006)**

Odvodil vztah pro stanovení kritického smykového napětí na základě charakteristická hodnoty 50 % částice zeminy vzorku a vnitřního úhlu tření zeminy ve tvaru

$$\tau_c = \frac{2}{3} \cdot g \cdot d_{50} \cdot (\rho_s - \rho) \cdot \tan \varphi \quad (10)$$

kde  $\varphi$  je úhel vnitřního tření zeminy [°].

- **Sellmeijer (2006)**

Odvodil vztah pro stanovení kritického smykového napětí na základě charakteristické hodnoty 70 % částice zeminy vzorku ve tvaru

$$\tau_c = 0,1884 \cdot \frac{\pi}{6} \cdot \gamma_p \cdot d_{70}, \quad (11)$$

kde  $\gamma_p$  je měrná objemová tíha částice materiálu [ $\text{N/m}^3$ ] a  $d_{70}$  je charakteristická hodnota 70 % částice zeminy vzorku [m].

- **Julian a Torres (2006)**

Odvodili empirickou rovnici pro kritické smykové napětí v závislosti na obsahu prachovitých a jílovitých částic zeminy s velikostí částice  $<0.063$  mm

$$\tau_c = 0,1 + 0,1779 \cdot (SC_{\%}) + 0,0028 \cdot (SC_{\%})^2 - 0,0000234 \cdot (SC_{\%})^3 \quad (12)$$

kde  $SC_{\%}$  je % obsah prachovitých a jílovitých částic [%].

- **Clark and Wynn (2007)**

Odvodil regresní vztahy pro kritické smykové napětí avšak určité vztahy jsou nehomogenní a jejich použití je diskutabilní (rce. 13, 14, 16). Vztah pro kritické smykové napětí v závislosti na indexu plasticity  $PI$  stanovil jako

$$\tau_c = 0,016 \cdot PI^{0,84}. \quad (13)$$

Vztah pro kritické smykové napětí v závislosti na hodnotě disperze  $D_r$  stanovil jako

$$\tau_c = 10,2 \cdot D_r^{-0,63}, \quad (14)$$

kde  $D_r$  je hodnota disperzivity [-].

Vztah pro kritické smykové napětí v závislosti na průměrné velikosti částice  $d_{50}$  stanovil jako

$$\tau_c = 3,54 \cdot 10^{-28,1 \cdot d_{50}}. \quad (15)$$

Vztah pro kritické smykové napětí v závislosti na obsahu jílových částic  $P$  ( $<0,002$  mm) stanovil jako

$$\tau_c = 0,493 \cdot 10^{0,0182 \cdot P_{\%}}, \quad (16)$$

kde  $P_{\%}$  je obsah jílovitých částic [%].

- **Fell (2007)**

Určil kritické smykové napětí z pokusů HET pro zeminy, které rozdělil na disperzivní a nedisperzivní. Disperzivní zeminy jsou strukturálně nestabilní a obsahují agregované části zeminy. Pokud se dostane vlhkost do zeminy, tak se agregované části rozpadnou na menší částice. Zemina tímto mění svou strukturu.

**Tab. 1 Hodnoty kritického smykového napětí pro různé zeminy (Fell, 2007)**

Index míry eroze $I_{HET}$	Kritické smykové napětí $\tau_c$ [Pa]			
	Nedisperzivní zeminy		Disperzivní zeminy	
	Nejlepší hodnota	Rozpětí hodnot	Nejlepší hodnota	Rozpětí hodnot
<2	2	1-5	1	0,5-2
2-3	2	1-5	1	0,5-2
3.5	5	2-20	2	1-5
4	25	10-50	5	2-10
5	60	25-100	5	2-10
6	100	60-140	5	2-10

- **Chang a kol. (2011)**

Stanovil smykové napětí v závislosti na indexu plasticity, obsahu jílovitých částic a číslu nestejnozrnnosti ve tvaru

$$\tau_c = 6,8 \cdot (PI)^{1,68} \cdot P_{\%}^{-1,73} \cdot (d_{60}/d_{10})^{-0,97}, \quad (17)$$

kde  $d_{10}$  je charakteristická hodnota 10 % částice vzorku [m] a  $d_{60}$  je charakteristická hodnota 60 % částice vzorku [m].

- **Zhu, (2012)**

Uvádí příručku s hodnotami kritického smykového napětí pro nesoudržné zeminy (Tab. 2).

**Tab. 2 Hodnoty kritického smykového napětí pro nesoudržné zeminy (Zhu, 2012)**

Typ zeminy	Kritické smykové napětí $\tau_c$ [Pa]
Stejnozrnná zemina	0,06
Nestejnozrnná zemina	0,45
Pórovitá zemina	0,03
Izolovaná zrnitost	0,01
Uspořádaná zrna zeminy	0,10
Štěrk (7-8 mm)	0,06
Písek (02-0,7 mm)	0,03
Hlíny a jíly	Pro stanovení je nutná soudržnost

- **Sellmeijer upravený (van Beek, 2015)**

Van Beek upravila vztah Sellmeijera (rce. 11) pro stanovení kritického smykového napětí na základě charakteristické hodnoty 70 % částice zeminy vzorku ve tvaru

$$\tau_c = 0,1884 \cdot \frac{\pi}{6} \cdot \gamma_p \cdot d_{70} \cdot \left( \frac{0,208}{d_{70}} \right)^{0,6} \quad (18)$$

- **White (van Beek, 2015)**

Jako další vztah pro stanovení kritického smykového napětí na základě charakteristické hodnoty 50 % částice zeminy vzorku doporučuje

$$\tau_c = 0,3 \cdot \frac{\pi}{6} \cdot \gamma_p \cdot d_{50} \cdot \tan[-8,125 \cdot \ln(d_{50}) - 38,777] \quad (19)$$

## ERODIBILITA

Erodibilita je definována jako parametr určující míru eroze zeminy. Je to důležitý parametr a jeho volba má velký dopad na celkový výsledek simulace protržení sypané hráze. V případě erodibility se doporučuje zvolit interval hodnot a pro tento interval provést celou řadu simulací např. metodou Monte Carlo. Interval hodnot erodibility by měl být stanoven deterministicky s přihlédnutím ke zkušenostem se simulacemi metodou podobnosti materiálu, v závislosti na hodnotě kritického smykového napětí. Pro erodibilitu odvodila celá řada autorů empirické vztahy vycházející z laboratorních měření. Reálné hodnoty erodibility se pohybují v intervalu od 0 do cca  $20 \text{ m}^2 \cdot \text{s} \cdot \text{kg}^{-1}$ . Nově lze také využít RMC Erodibility Parameters Toolbox 1.0 (2021), kde lze provést odhad erodibility pomocí celé řady autorů a podle srovnání měření.

- **Temple a kol. (1994)**

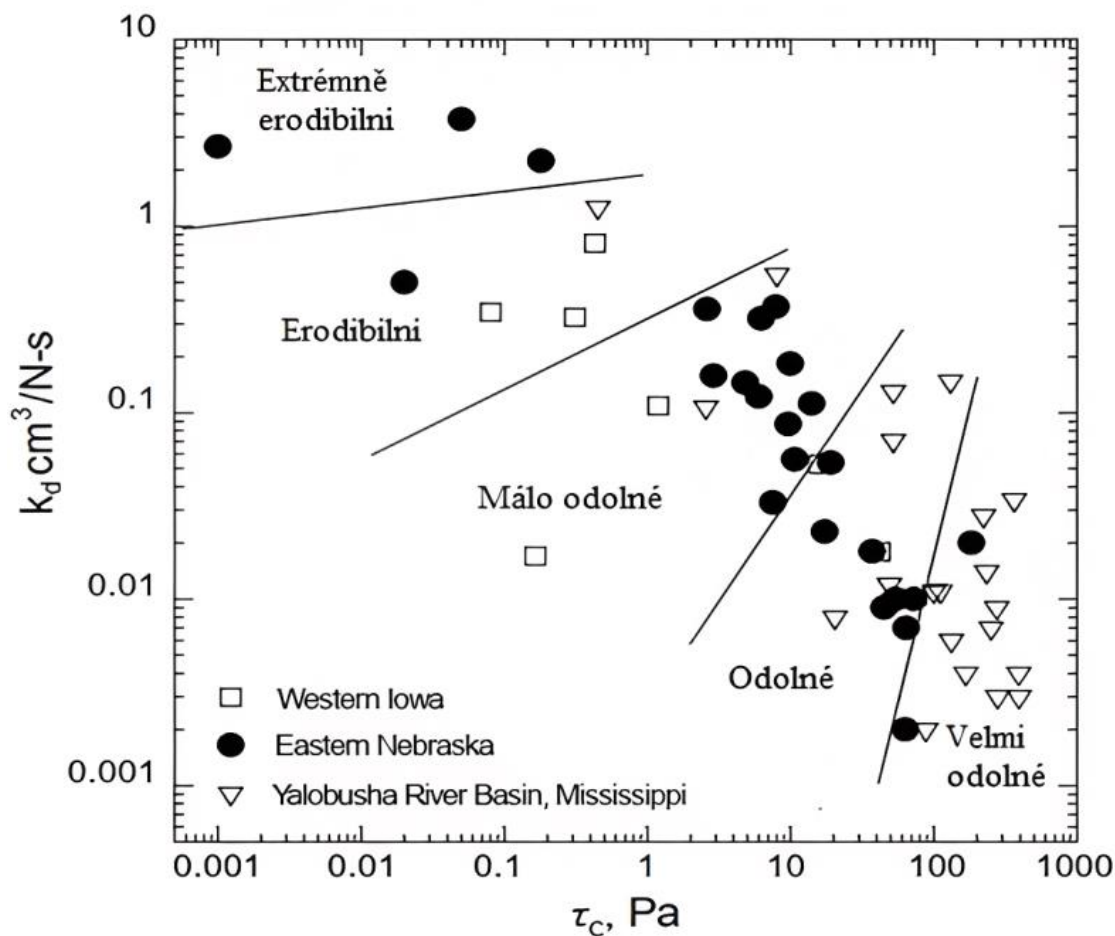
Odvodili vztah pro stanovení erodibility na základě % zastoupení jílu v zemině

$$k_d = \frac{10 \cdot \gamma}{\gamma_{sd}} \cdot e \cdot \left[ -0,121 \cdot P_{\%}^{0,406} \cdot \left( \frac{\gamma_{sd}}{\gamma} \right)^{3,10} \right] \quad (20)$$

- **Hanson a Simon (2001)**

Odvodili vztah z naměřených dat (Obr. 3) pro stanovení erodibility

$$k_d = 0,2 \cdot \tau_c^{-0,5} \quad (21)$$



**Obr. 3 Graf kritického napětí pro různé zeminy podle Hanson and Simon (2001)**

- **Wan a Fell (2002)**

Odvodili vztah z naměřených dat pro stanovení koeficientu eroze  $C_e$  [s/m] jako

$$C_e = 10^{(-I_{HET})}, \quad (22)$$

následně se erodibilita vypočítá

$$k_d = \frac{C_e}{\rho_s}. \quad (23)$$

Následně ve své práci uvádí na základě měření tabulku indexu míry eroze  $I_{HET}$  pro nedisperzivní zeminy (Tab. 3).

**Tab. 3 Index míry eroze  $I_{HET}$  pro nedisperzivní zeminy (Wan a Fell, 2002)**

Typ zeminy	$I_{HET}$		
	Minimum	Nejlepší hodnota	Maximum
SM s příměsí FC <30 %	1	<2	2,5
SM s příměsí FC > 30 %	<2	2-3	3,5
SC s příměsí FC <40 %	<2	2-3	3,5
SC s příměsí FC > 40 %	2	3	4
ML	2	2-3	3
CL-ML	2	3	4
CL	3	3-4	4,5
MH	3	4	4,5
CL-CH	3	3-4	5
CH s příměsí LL <65	3	4	5
CH s příměsí LL > 65	4	5	6

- **Hanson (2010)**

Na základě měření pomocí JET testu uvádí ve své práci hodnoty erodibility pro různé kompaktnosti materiálu (Tab. 4).

**Tab. 4 Hodnoty erodibility pro různé kompaktnosti materiálu (Hanson, 2010)**

$k_d$ jako funkce % jílů a soudržnosti materiálu						
$P\%$	Vysoce kompaktní (27,5 kg/cm <sup>2</sup> )		Kompaktní (6 kg/cm <sup>2</sup> )		Málo kompaktní (1,2 kg/cm <sup>2</sup> )	
	$WC\% \geq O_{pt}$	$WC\% < O_{pt}$	$WC\% \geq O_{pt}$	$WC\% < O_{pt}$	$WC\% \geq O_{pt}$	$WC\% < O_{pt}$
> 25	0,05	1,768	0,1	1	0,2	2
14–25	0,5	8,84	1	10	2	20
8–13	5	17,68	10	100	20	200
0–7	50	200	100	400	200	800

- **Hanson a kol. (2010)**

Na základě měření pomocí JET testu uvádí ve své práci hodnoty kritického smykového napětí pro různé odolnosti materiálu (Tab. 5).

**Tab. 5 Hodnoty kritického smykového napětí pro různé odolnosti materiálu (Hanson a kol. 2010)**

Skupina	Popis	$I_{HET}$	$C_e$ [s/m]	$k_d$ [m <sup>3</sup> /Ns]
1	Extrémně erodibilní	0,2-0,3	0,5-0,7	1000
1	Extrémně erodibilní	1,2-1,3	0,05-0,07	100
2	Velmi erodibilní	2,2–2,3	0,005-0,007	10
3	Mírně erodibilní	3,2–3,3	0,0005-0,0007	1
4	Mírně odolný	4,2–4,3	0,00005-0,00007	0,1
5	Velmi odolný	5,2–5,3	0,000005-0,000007	0,01
6	Extrémně odolný	6,2-6,3	0,0000005-0,0000007	0,001

- **Chang (2011)**

Odvodil erodibilitu v závislosti na koeficientu nestejnzrnnosti

$$k_d = 20075 \cdot e^{4,77} (d_{60}/d_{10})^{-0,76}. \quad (24)$$

- **Simon a kol. (2011)**

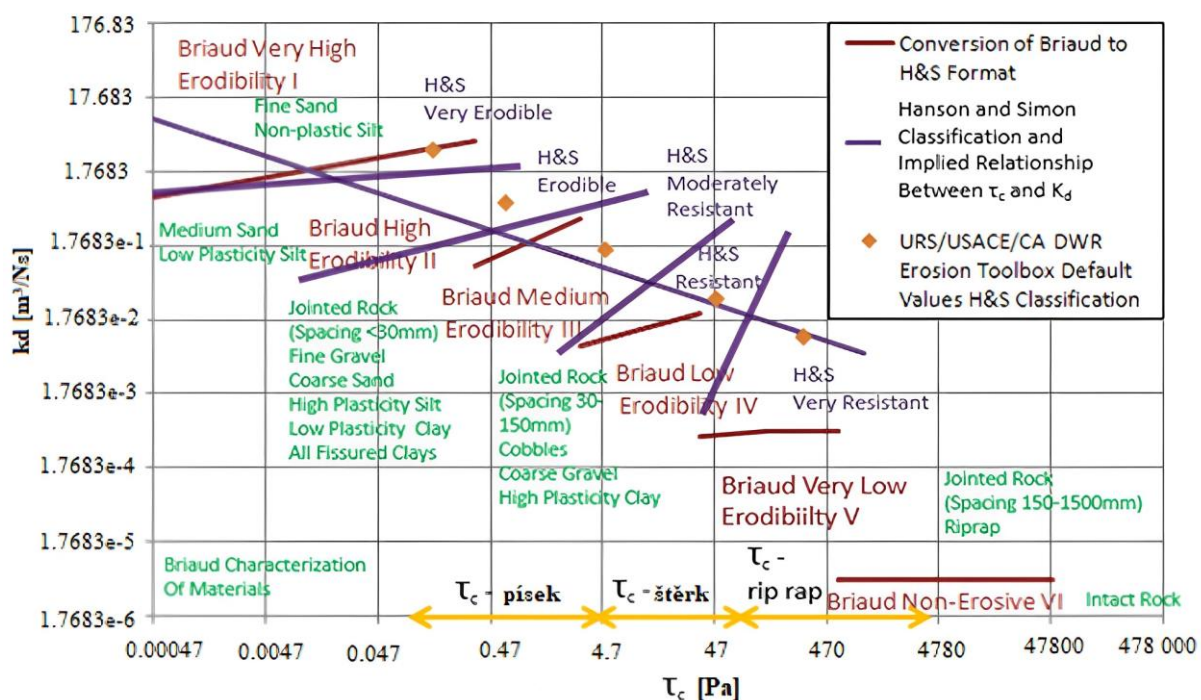
Odvodil závislost erodibility na kritickém smykovém napětí pomocí stovek testovaných vzorků zeminy pomocí JET testu

$$k_d = 1,62 \cdot \tau_c^{-0,838}. \quad (25)$$



- **Shewbridge (2016):**

Vytvořil graf pro stanovení erodibility (Obr. 3) kombinací naměřených dat od různých autorů.



Obr. 4 Graf závislosti erodibility na kritickém smykovém napětí (Shewbridge, 2016)

## KOEFICIENT ZPĚTNÉ EROZE PO BLOCÍCH („ZPĚTNÉ ERODIBILITY“)

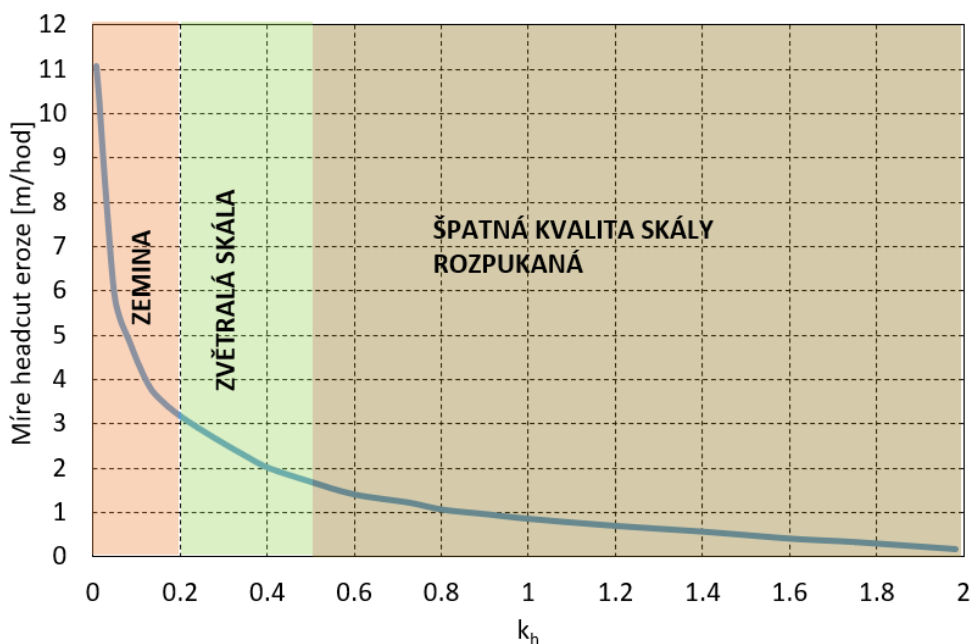
Appendix 52D (2011) uvádí postupy pro odhadnutí koeficientu zpětné eroze po blocích („headcut“ eroze). Hodnota koeficientu zpětné eroze po blocích („headcut“ eroze) se vypočítá jako součin čtyř parametrů

$$k_h = M_s \cdot K_b \cdot K_d \cdot J_s \quad (26)$$

kde  $M_s$  je číslo pevnosti materiálu [-],  $K_b$  je číslo velikost částic [-],  $K_d$  koeficient vyjadřující diskontinuity,  $J_s$  je relativní číslo povrchu [-]. Přesnější stanovení jednotlivých parametrů je uvedeno v publikaci Appendix 52D (2011).

Tab. 6 Hodnoty koeficientu zpětné erodibility (Appendix 52D, 2011)

Typ zeminy	Koeficient zpětné erodibility $k_h$ [-]
Soudržné zeminy	0,05-0,2
Nesoudržné zeminy	0,01-0,1
Zvětralá skála	0,2-2
Měkká skála	2-5
Tvrdá skála	>5



**Obr. 5** Graf závislosti míry „zpětné eroze po blocích“ a koeficientu „zpětné erodibility“ (Appendix 52D, 2011)

### OBJEMOVÁ HMOTNOST ZEMINY

Objemová hmotnost je míra kvantity hmotnosti v jednotkovém objemu materiálu (ČSN EN ISO 14689-1). Nejjednodušší výpočet objemové hmotnosti suchého vzorku zeminy je pomocí čísla pórovitosti a specifické váhy minerálu ve tvaru

$$\rho_d = \frac{\gamma_s \cdot \rho}{1 + e} \tag{27}$$

kde  $e$  je číslo pórovitosti

$$e = \frac{n}{(1 - n)} \tag{28}$$

- **Terzaghi a kol. (1996)**

Uvádí ve své práci tabulku (Tab. 7) s hodnotami objemových hmotností pro různé materiály.

**Tab. 7** Hodnoty objemových hmotností pro různé materiály (Terzaghi a kol., 1996)

Typ zeminy	Objemová hmotnost suchá [kg/m <sup>3</sup> ]	Objemová hmotnost saturovaná [kg/m <sup>3</sup> ]
Jednotný písek, málo kompaktní	1427	1885
Jednotný písek, kompaktní	1753	2089
Mix písku, málo kompaktní.	1590	1987
Mix písku, kompaktní.	1855	216
Glaciální jíl, mix.	2120	2313
Měkký glaciální jíl	1223	1773
Tuhý glaciální jíl	1702	2069
Měkký lehce organický jíl	927	1580
Měkký vysoce organický jíl	682	1427
Měkký bentonit	428	1274

- **STRUCTX (2023)**

Na svých stránkách uvádí tabulku (Tab. 8) s hodnotami objemových hmotností pro různé materiály.

**Tab. 8 Hodnoty objemových hmotností pro různé materiály**

Typ zeminy	Objemová hmotnost $\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]	
	Minimum	Maximum
Písek; čistý / tříděný / jemný nebo normální	1346	2179
Hlína; tříděná / anorganická	1297	2179
Hlinitý písek	1410	2275
Písek; dobře tříděný	1378	2371
Hlinitý písek a štěrk	1442	2483
Písčité nebo hlinité jíly	1602	2355
Hlinitý jíl se štěrky, stejnozrný	1842	2419
Dobře tříděný štěrk / písek / hlína a jíl	2002	2499
Jíl	1506	2130
Koloidní jíl	1137	2050
Hlína s organickými příměsemi	1394	2098
Jíl s organickými příměsemi	1297	2002

## OBJEMOVÁ HMOTNOST A ÚHEL VNITŘNÍHO TŘENÍ ZEMINY NESOUDRŽNÝCH ZEMIN

- **STRUCTX (2023)**

Na svých stránkách uvádí tabulku (Tab. 10) s hodnotami objemových hmotností a úhlu vnitřního tření zeminy pro různé nesoudržné materiály.

**Tab. 10 Hodnoty objemových hmotností a úhlu vnitřního tření zeminy pro různé nesoudržné materiály**

Typ zeminy	Objemová hmotnost $\rho_s$ [kg/m <sup>3</sup> ]		Úhel vnitřního tření $\varphi$ [°]	
	Minimum	Maximum	Minimum	Maximum
Pórovitý štěrk s příměsemi písku	1631	1937	28	30
Normální štěrk s malými příměsemi písku	1835	2039	30	36
Kompaktní až vysoce kompaktní štěrk s malými příměsemi písku	1937	2141	36	45
Pórovitý dobře zrněný písčité štěrk	1835	2039	28	30
Normální jílovitopísčité štěrk	1937	2141	30	35
Kompaktní až vysoce kompaktní jílovitopísčité štěrk	2141	2243	35	40
Pórovitý / hrubý až jemný písek	1733	2243	28	30
Normální / hrubý až jemný písek	2039	2141	30	35
Kompaktní až vysoce kompaktní / hrubý až jemný písek	2141	2243	35	40
Pórovitý / jemný a hlinitý písek	1529	1733	20	22
Normální / jemný a hlinitý písek	1733	1937	25	30
Kompaktní až vysoce kompaktní / jemný a hlinitý písek	1937	2141	35	40

- **Meyerhof (1956)**

Uvádí ve své práci tabulku (Tab. 11) s hodnotami úhlu vnitřního tření zeminy pro různé písčité materiály.

**Tab. 11** Hodnoty úhlu vnitřního tření zeminy pro různé písčité materiály (Meyerhof, 1956)

Kompaktnost	Úhel vnitřního tření $\varphi$ [°]
Vysoce pórovitý	<29
Pórovitý	29-30
Normální	30-36
Kompaktní	36-41
Velmi kompaktní	>41

- **Peck a kol. (1974)**

Uvádí ve své práci tabulku (Tab. 12) s hodnotami úhlu vnitřního tření zeminy pro různé písčité materiály.

**Tab. 12** Hodnoty úhlu vnitřního tření zeminy pro různé písčité materiály (Peck a kol., 1974)

Kompaktnost	Úhel vnitřního tření $\varphi$ [°]
Vysoce pórovitý	<30
Pórovitý	30-35
Normální	35-40
Kompaktní	40-45
Velmi kompaktní	>45

## ÚHEL VNITŘNÍHO TŘENÍ PRO RŮZNÉ ZEMINY

Úhel vnitřního tření zeminy je parametr, určující smykovou pevnost zeminy. Pomocí tohoto parametru lze určit průběh smykové plochy sesuvu a určit maximální bezpečný sklon svahu. Úhel vnitřního tření zeminy se stanovuje pomocí triaxiální zkoušky (ČSN EN ISO 14689-1).

- **Zhu (2012)**

Uvádí příručku s hodnotami vnitřního úhlu tření zeminy pro různé materiály (Tab. 13).

**Tab. 13** Hodnoty vnitřního úhlu tření zeminy pro různé materiály (Zhu, 2012)

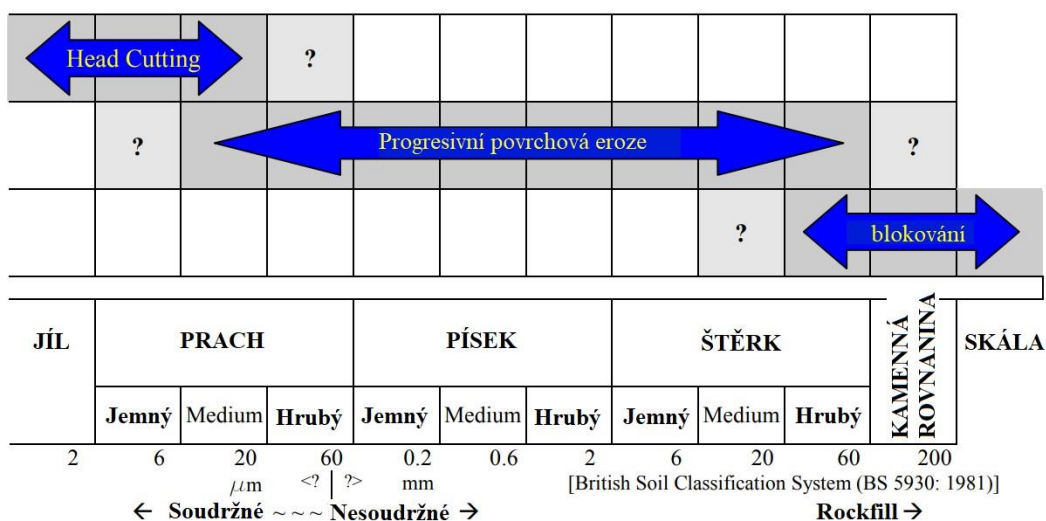
Typ zeminy	Úhel vnitřního tření $\varphi$ [°]
Skála	30
Písek	30-40
Štěrka	35
Písčítá hlína	34
Jíl	20
Pórovitý písek	20-35
Normální písek	40
Kompaktní písek	35-45
Štěrka s příměsí písku	34-48
Hlíny	26-35

## 50 % VELIKOST ČÁSTICE ZEMINY

Velikost částice je důležitou geometrickou charakteristikou zeminy, která představuje charakteristický rozměr částice. Nejčastěji se u porušení sypaných hrází využívá 50 % velikost zastoupení velikosti částice ve vzorku. Stanovení  $d_{50}$  se provádí nejčastěji odečtením ze zrnitostní křivky materiálu hráze, popřípadě síťovým rozborem (ČSN EN ISO 14689-1, 2003).

- **Brithish Soil Classification System (1981)**

Britská technická norma uvádí 6 Graf sloužící pro určení typu poruchy na základě charakteristické hodnoty 50 % částice zeminy vzorku (Obr. 6).



Obr. 6 Graf sloužící pro určení typu poruchy na základě charakteristické hodnoty 50 % částice zeminy vzorku (převzato a upraveno z British Soil Classification System, 1981)

- **Brithish Soil Classification System (2015)**

Britská technická norma uvádí tabulku s hodnotami pro určení charakteristické hodnoty 50 % částice zeminy vzorku (Tab. 20)

Tab. 14 Hodnoty pro určení charakteristické hodnoty 50 % částice zeminy vzorku (Brithish Soil Classification System, 2015)

Typ zeminy		$d_{50}$ [mm]
Jíl		< 0,002
Prach	Jemný	0,002-0,006
	Normální	0,006-0,02
	Hrubý	0,02-0,06
Písek	Jemný	0,06-0,2
	Normální	0,2-0,6
	Hrubý	0,6-2
Štěrka	Jemný	2-6
	Normální	6-20
	Hrubý	20-60
Valoun		>60-200
Balvan (velký balvan)		>200

- **ČSN EN ISO 14688-1 (2003)**

Česká technická norma uvádí tabulku s hodnotami pro určení charakteristické hodnoty 50 % částice zeminy vzorku (Tab. 20)

**Tab. 15 Hodnoty pro určení charakteristické hodnoty 50 % částice zeminy vzorku (ČSN EN ISO 14688-1, 2003)**

Typ zeminy		Symbol	Velikost částice $d_{50}$ [mm]
Jíl		CI	< 0,002
Prach	Jemnozrný	FSi	0,002 – 0,0063
	Střednězrný	MSi	0,0063 – 0,02
	Hrubozrný	CSi	0,02 – 0,063
Písek	Jemný	FSa	0,063 – 0,2
	Normální	MSa	0,2–0,63
	Hrubý	CSa	0,63–2
Štěrk	Jemný	FGr	2–6,3
	Normální	MGr	6,3–20
	Hrubý	CGr	20–63
Valoun		Co	63–200
Balvan (velký balvan)		Bo (LBo)	200–630

## PÓROVITOST ZEMINY

Pórovitost zeminy je vlastnost pevných nebo polotuhých materiálů, které obsahují množství drobných a rovnoměrně rozložených dutin či otvorů nejrůznějšího tvaru a původu. Pórovitost je definována jako poměr objemu pórů zeminy k celkovému objemu. Pórovitost se stanovuje výpočtem z měrné a objemové hmotnosti (ČSN EN ISO 14689-1, 2004).

- **Terzaghi a kol. (1996)**

Uvádí ve své knihu tabulku s hodnotami pórovitostí pro různé materiály (Tab. 16).

**Tab. 16 Hodnoty pórovitostí pro různé materiály (Terzaghi a kol., 1996)**

Typ zeminy	Pórovitost $n$ [-]
Jednotný písek, málo kompaktní	46
Jednotný písek, kompaktní	34
Mix písku, málo kompaktní.	40
Mix písku, kompaktní.	30
Glaciální jíl, mix.	20
Měkký glaciální jíl	55
Tuhý glaciální jíl	37
Měkký lehce organický jíl	66
Měkký vysoce organický jíl	75
Měkký bentonit	84

- **Zhu (2012)**

Uvádí příručku s hodnotami úhlu vnitřního tření zeminy pro různé písčité materiály (Tab. 17).

**Tab. 17 Hodnoty pórovitostí pro různé materiály (Zhu, 2012)**

Typ zeminy	Pórovitost $n$ [-]
Štěrk	30–40
Písek	35–50
Hlína	35-50
Jíl	33-60
Mix písek a štěrk	20-35

- **Geotechdata (2023)**

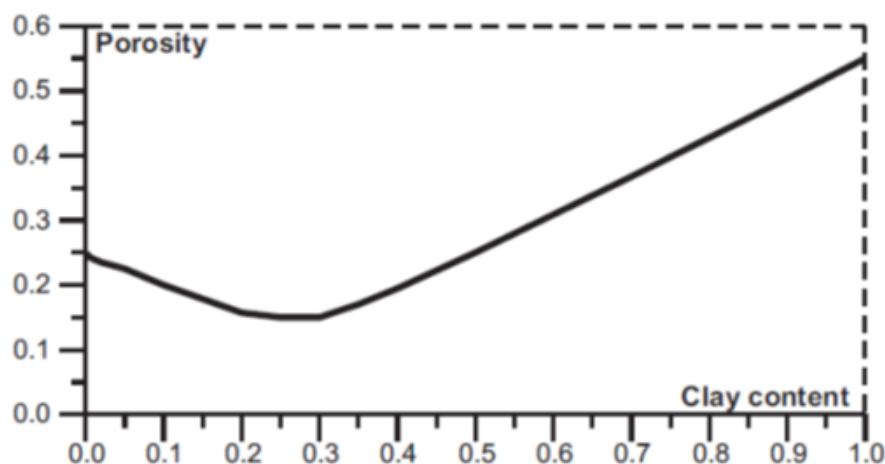
Typické hodnoty pórovitostí pro různé materiály byly získávány z internetové stránky Geotechdata.info. Označení zemin v Tab. 18 je provedeno jednotným systémem klasifikace půdy (USCS).

**Tab. 18 Hodnoty pórovitostí pro různé materiály (Geotechdata, 2023)**

Typ zeminy	USCS	Pórovitost $n$ [-]
Dobře zrněný štěrk a písčité štěrk s malou nebo žádnou příměsí jílovitého materiálu	GW	0,21-0,32
Špatně zrněný štěrk a písčité štěrk s malou nebo žádnou příměsí jílovitého materiálu	GP	0,21-0,32
Hlinitý štěrk, hlinitopísčité štěrk	GM	0,15-0,22
Štěrk	(GW-GP)	0,23-0,38
Jílovitý štěrk, jílovitopísčité štěrk	GC	0,17-0,27
Dobře zrněný písek a štěrkovitý písek s malou nebo žádnou příměsí jílovitého materiálu	SW	0,22-0,42
Hrubý písek	(SW)	0,26-0,43
Jemný písek	(SW)	0,29-0,46
Špatně zrněný písek a štěrkovitý písek s malou nebo žádnou příměsí jílovitého materiálu	SP	0,23-0,43
Hlinitý písek	SM	0,25-0,49
Jílovitý písek	SC	0,15-0,37
Anorganické hlíny, hlíny nebo jílovité jemné písky s malou plasticitou	ML	0,21-0,56
Jednotné anorganické hlíny	(ML)	0,29-0,52
Anorganické jíly, hlinité jíly, písčité jíly nízké plasticity	CL	0,29-0,41
Organické hlíny a organické hlinité jíly malé plasticity	OL	0,42-0,68
Hlinité nebo písčité jíly	(CL-OL)	0,20-0,64
Anorganické hlíny vysoké plasticity	MH	0,53-0,68
Anorganické jíly vysoké plasticity	CH	0,39-0,59
Organické jíly vysoké plasticity	OH	0,50-0,75

- **Shevnin a kol. (2006)**

Stanovil závislost pórovitosti na % obsahu jílu v zemině pro jílovitopísčité materiály (Obr. 7).



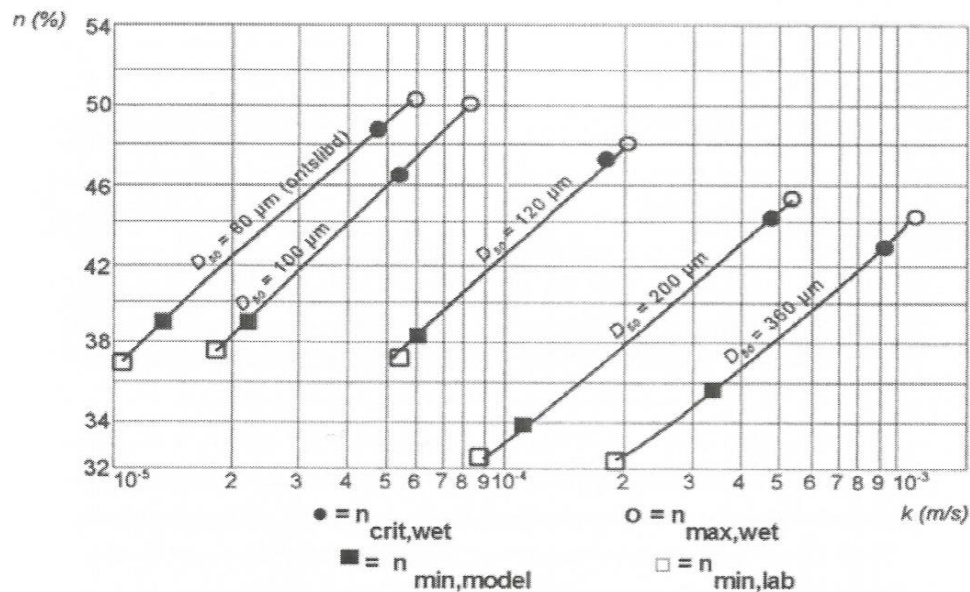
**Obr. 7 Křivka pórovitosti pro jílovitopísčité materiály v závislosti na % obsahu jílu v zemině (Shevnin a kol., 2006)**

## KRITICKÁ PÓROVITOST

Pevnost materiálu zeminy nejčastěji málo soudržných a nesoudržných zemin se zmenšuje se zvětšujícím se podílem pórů v zemině až na kritickou hodnotu pórovitosti, kdy dochází k deformaci charakteristik materiálu.

- **van der Schrieck (2016)**

Uvádí ve své práci graf hydraulické vodivosti  $k$  jako funkci pórovitosti  $n$  pro celou řadu písčitých materiálů (Obr. 8). Z tooto grafu lze na základě hydraulické vodivosti a pórovitosti odečíst kritickou pórovitost, vstupující do řešení analytických rovnic eroze (kap. 6.4.1).



**Obr. 8** Hydraulická vodivost  $k$  jako funkce pórovitosti  $n$  pro celou řadu písčitých materiálů (van der Schrieck, 2016)

## SOUDRŽNOST ZEMINY

Soudržnost zemin je definována jako pevnost zeminy při nulovém normálovém napětí. Hodnoty soudržnosti jsou uvedeny pouze pro soudržné materiály jako jsou jíly a hlíny (ČSN EN ISO 14689-1, 2004). Nesoudržný materiál jako je písek či štěrk v tabulce není uveden, jelikož je u něj soudržnost velmi malá, ale nikdy ne nulová. U nesoudržných zemin se doporučuje zadat velmi malé číslo např. 0,001 Pa.

- **Zhu (2012)**

Uvádí příručku s hodnotami soudržnosti zeminy pro různé materiály (Tab. 18).

**Tab. 18** Hodnoty soudržnosti zeminy pro různé materiály (Zhu, 2012)

Typ zeminy	Soudržnost $c$ [kPa]
Skála	10,000
Hlína	75
Jíl	10-20
Velmi jemný jíl	0,0001-48
Jemný jíl	48-96
Normální jíl	96-192
Tuhý jíl	192-384
Velmi tuhý jíl	384-766
Tvrký jíl	>766



## HYDRAULICKÁ VODIVOST

Hydraulická vodivost materiálu je závislá na počáteční pórovitosti materiálu  $n$ . Kozeny–Carman odvodil vztah pro výpočet hydraulické vodivosti ve tvaru (Chapuis a Aubertin, 2003)

$$k = \frac{g}{v} \cdot C_k \cdot d_{10}^2 \cdot \frac{n^3}{(1-n)^2}, \quad (29)$$

kde  $C_k$  je konstanta dle Kozeny–Carman, která byla odvozena pro porušení sypaných hrází. Doporučená hodnota je  $C_k = 3,75 \times 10^{-3}$  (van Damme, 2020).

## PEVNOST ZEMINY V TAHU

Znalost pevnosti zeminy v tahu je nezbytná pro posouzení zřícení svahů do průlomového otvoru v případě diskretizace průlomového otvoru profilem s body. Svahy průlomového otvoru se zpravidla porušují tahem či jeho kombinací se smykem. Poměr pevnosti a tlaku je u zemin v poměru 5–14. Lze ji tedy přibližně odvodit z hodnoty pevnosti zeminy v tlaku (Zhenzen, 2015)

$$\frac{q_u}{\sigma_{t(z)}} = a_t \rightarrow \sigma_{t(z)} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi}; \quad a_t \in \langle 5; 14 \rangle \quad (30)$$

kde  $c$  je soudržnost [Pa].

## PEVNOST ZEMINY V TLAKU

K orientačnímu odhadu pevnosti zeminy v prostém tlaku slouží Tab. 10.19 a Tab. 10.20. Pevnost zeminy se vyjadřuje pomocí indexu pevnosti při bodovém zatížení (ČSN EN ISO 14689-1, 2004).

- **Terzaghi a kol. (1996)**

Uvádí ve své knize tabulku s hodnotami pevnosti v tlaku pro různé materiály (Tab. 19).

**Tab. 19** Hodnoty pevnosti zeminy v tlaku (Terzaghi a kol., 1996)

Konzistence	Pevnost zeminy v tlaku ( $q_u$ ) [MPa]
Velmi měkký	<24
Měkký	24–48
Středně pevná	48–96
Pevná	96–192
Velmi pevná	192–388
Extrémně pevná	> 388

- **Zhenzen a kol. (2020)**

Použil vztah pro stanovení pevnosti zemin v závislosti na soudržnosti a vnitřním úhlu tření zeminy ve tvaru

$$q_u = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\varphi}. \quad (31)$$

- **ČSN EN ISO 14689-1 (2004)**

Česká technická norma uvádí tabulku s hodnotami pevnosti zeminy v tlaku pro různé materiály (Tab. 20)

**Tab. 20 Hodnoty pevnosti zeminy v tlaku (ČSN EN ISO 14689-1, 2004)**

Konzistence	Pevnost zeminy v tlaku ( $q_u$ ) [MPa]
Extrémně měkký	<1
Velmi měkký	1-5
Měkký	5-25
Středně pevná	25-50
Pevná	50-100
Velmi pevná	100-250
Extrémně pevná	> 250

## LITERATURA

- Annandale, G., W., 2006. Scour Technology-Mechanics and Engineering Practice, McGraw-Hill, New York, 2006, 453 str.
- Appendix 52D, 2011. Erodibility Parameter Selection for Soil Material Horuons (Surface Detachment Coefficient and Headcut Erodibility Index). 10-VI-NEH, draft, October 2011, 15 str.
- van Beek, V., M., 2015. Backward Erosion Piping – Initiation and Progression. Ph.D. dissertation thesis, TU Delft, 286 str.
- Bonelli, S., 2013. Erosion in Geomechanics Applied to Dams and Levees. ISTE/Wiley, 416 str.
- Briaud, J.-L., Ting F., Chen, H.C., Cao Y., Han S. -W., Kwak K., 2001. Erosion Function Apparatus for Scour Rate Predictions. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Vol. 127, N. 2, str. 105-113.
- Brithish Soil Classification System, 2015. Code of practice for site investigations, BS 5930:2015.
- Brithish Soil Classification System, 1981. Code of practice for site investigations, BS 5930:1981.
- Clark, L., A., Wynn, T., M., 2007. Methods for determining streambank critical shear stress and soil erodibility: implications for erosion rate predictions. American Society of Agricultural and Biological Engineers, Vol. 50(1), str. 95-106.
- ČSN EN ISO 14688-1 (721003), 2003. Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zařďování zemin – Část 1: Pojmenování a popis. Praha: Český normalizační institut.
- ČSN EN ISO 14689-1 (721005), 2004. Geotechnický průzkum a zkoušení – Pojmenování a zařďování hornin – Část 1: Pojmenování a popis. Praha: Český normalizační institut.
- van Damme, M., 2020. An analytical process-based approach to predicting breach width in levees constructed from dilatant soils. Natural Hazards (2020), 101, str. 59-85.
- Fell, R., 2007. The mechanics of internal erosion and piping of embankment dams and their foundations. 10th Australia new Zealand Conference on Geomechanics, Brisbane, Australia, str. 60-94.
- Geotechdata [online], 2023. Geotechdata.info [cit. 2023-01-01]. Dostupné z: <http://geotechdata.info/parameter/soil-porosity.html>

- Hanson, G. J., and A. Simon, 2001. Erodibility of cohesive streambeds in the loess area of the midwestern USA, *Hydrol. Process.* 15, 23–38 (2001).
- Hanson, G., J., Wahl, T., Temple, D., M., Hunt, S., L., Tejral, R., D., 2010 Erodibility characteristics of embankment materials. ASDSO 2010 Annual Conference -- Seattle, WA - September 19-23, 2010, 8 str.
- Huokuna, M., 2001. Determination of the dam breach hydrographs for the Kyrkösjärvi dam break hazard analysis. Finnish Environment Institute, Helsinki. 29 str.
- Chapuis, R., P., Aubertin, M., 2003. Predicting the Coefficient of Permeability of Soils Using the Kozeny-Carman Equation. Rapport technique. EPM-RT-2003-03, Département des génies civil, géologique et des mines École Polytechnique de Montréal, 36 str.
- Chang, D., S., Zhang, L., M., Xu, Y., Huang, R., Q., 2011. Field testing of erodibility of two landslide dams triggered by the 12 May, 2008 Wenchuan earthquake, *Landslides* (2011) 8, str. 321–332.
- Chen, Y., H., Anderson, B., A., 1986. Development of a methodology for estimating embankment damage due to flood overtopping, Report No. FHWA RD-86/126, Federal Highway Administration, US Department of Transportation, 15 str.
- Julian, J., P., Torres, R., 2006. Hydraulic erosion of cohesive riverbanks. *Geomorphology*, 76, str. 193–206.
- Meyerhof, G., G., 1956. Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol.82, No. SM1, str. 1-19.
- Neill, C., R., 1973. Guide to Bridge Hydraulics. Toronto, Canada, University of Toronto Press.
- Peck, R., B., Hanson, W., E., Thornburn, T., H., 1974. *Foundation Engineering*, 2nd edition, Wiley, New York, 487 str.
- RMC Erodibility Parameters Toolbox 1.0, 2021. Dostupné z: <https://www.rmc.usace.army.mil/Software/RMC-Toolboxes/Internal-Erosion-Suite/>
- Sellmeijer, J., B., 2006. Numerical computation of seepage erosion below dams (piping). In: *Proceedings 3rd International Conference on Scour and Erosion (ICSE-3)*. November 1-3, 2006, Amsterdam, The Netherlands, 6 str.
- SERC [online], 2007. Calculation of Stream Discharge Required to Move Bed Material. Dostupné z: <https://serc.carleton.edu/download/images/11032/shields.gif>
- Shevnin, V., Delgado-Rodríguez, O., Mousatov, A., Ryjov, A., 2006. Estimation of hydraulic conductivity on clay content in soil determined from resistivity data. *Geofísica internacional*, 45(3), str. 195-207.
- Shewbridge, S., E., 2016. Proposed USACE EM 1110-2-1913 Erosion Analysis Guidance. *Protections 2016 2 nd International Seminar on Dam Protection Against Overtopping*, Ft. Collins, Colorado, USA, 7-9 September 2016, 14 p.
- Shields, A., 1936. Anwendung der Aenlichkeitsmechanik und der Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung (Application of “similarity“ mechanics and turbulence research on the glacial movement. *Mittleilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Wasserbau und Schiffbau*, W. P. Ott and J. C. Van Uchelen, translators, California Institute of Technology, Pasadena, Calif.

- van der Schrieck, G., L., M., 2016. Dredging Technology, Lecture notes CIE5300, Delt University of Technology.
- Simon, A, Pollen-Bankhead, N, Thomas, R., E., 2011. Development and application of a deterministic bank stability and toe erosion model for stream restoration. In Stream Restoration in Dynamic Fluvial Systems, A Simon, SJ Bennett, JM Castro (eds). American Geophysical Union: Washington, DC, str. 453-474.
- STRUCTX [online], 2023. Dostupné z: [https://structx.com/Soil\\_Properties.html](https://structx.com/Soil_Properties.html)
- Temple, D., M., Hanson, G., J., 1994. Headcut development in vegetated earth spillways. American Society of Agricultural Engineers, 10(5), str. 677-682.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G., 1996. Soil mechanics in engineering practice. 3rd ed. ed. New York City: Wiley, 664 str.
- Wan, C., F., Fell, R., 2002. Investigation of internal erosion and piping of soils in embankment dams by the Slot Erosion Test and Hole Erosion Test. UNICIV Report no. R-412, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney, Australia, 325 str.
- Zhenzhen, L., 2015. Hydro-mechanical analysis of breach procesess due to levee failure. Ph.D. Thesis, Université D'aix-Marseille, 210 str.
- Zhenzen, L., Tian, L., Yuxi, D., Jiang, S., 2020. A Soil Tensile Strength Based Hedcut Migration Model of Breach Side Slope. Water, (12)2666, 16 str.
- Zhu, T., Y., 2012. GEOL 615 Class Notes: Some Useful Numbers on the Engineering Properties of Materials (Geologic and Otherwise). Stanford University. Stanford, California.

## SOUHRN

Tato disertační práce se zaměřuje na porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze se zaměřením na vývoj průsakové trubice a následný vznik průlomového otvoru. Práce má přispět k použitelnosti softwaru (SW) AREBA v běžné inženýrské praxi a k rozvinutí poznatků při určování souboru klíčových parametrů při řešení jak modelových, tak reálných studiích porušení sypaných hrází vnitřní erozí, aby se omezila nejistota, která vychází z osobního úsudku (volby vstupních parametrů) uživatele SW. Jeden z hlavních cílů práce je zhodnotit a zlepšit vypovídající schopnost SW AREBA, sloužící pro simulace porušení sypaných hrází.

V teoretické části jsou podrobně popsány mechanismy porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze. Je zde vysvětlena iniciace, a následný vývoj průsakové trubice. Dále jsou zde uvedeny základní vztahy popisující proudění vody v průsakové trubici, transport sedimentů, erozi zeminy a stabilitu nadloží průsakové trubice. Jsou zde podrobně popsány metody řešení (srovnávací analýza, empirické vztahy, fyzikální modelování, analytické metody a numerické metody).

V praktické části byly do SW AREBA implementovány různé vylepšení za účelem zvýšení vypovídací schopnosti a aplikačních možností. Bylo například umožněno zadávání libovolných úrovní srovnávací roviny, konzumpčních křivek a charakteristik nádrže. Dále byl SW rozšířen o vodohospodářské řešení nádrže a o metody výpočtu úrovně hladiny dolní vody pod hrází na základě zadání úrovně hladiny v čase nebo zadáním batygrafické křivky zatopeného objemu. Byly přidány nové metody pro řešení zřícení nadloží průsakové trubice, řešení odnosu materiálu z průlomového otvoru po zřícení nadloží, řešení ztráty třením v průsakové trubici a o nový způsob výpočtu drsnostního součinitele. Pro generování vybraných vstupních parametrů byla implementována metoda Monte Carlo s LHS vzorkováním.

Po provedení vylepšení byla v SW AREBA provedena citlivostní analýza, ze které vyplývá, že SW AREBA je nejvíce citlivý na volbu součinitele erodibility  $k_d$  vstupujícího do výpočtu míry eroze zeminy a volbu drsnostního součinitele  $n_M$  vstupujícího do výpočtu smykového napětí  $\tau$ . Kromě toho byly představeny další softwary pro simulaci porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze (např. EMBREA, DL Breach, WinDam C) a jejich výsledky byly porovnány s modifikovaným SW AREBA na vybraných případových studiích.

Hlavním přínosem disertační práce je popsání přístupu k matematickému modelování porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze a vylepšení SW AREBA, který může pomoci při analýze rizik spojených s protržením sypaných přehrad a při plánování evakuačních plánů a protipovodňových opatření. Modifikovaný SW AREBA umožňuje provádět přesnější simulace porušení sypaných hrází v důsledku vnitřní eroze a lépe tak predikovat hydrogram zvláštní povodně nežli původní SW. Zároveň má tato práce přinést řešitelům vodohospodářských staveb možnost porovnat schopnosti a možnosti současně dostupných matematických modelů a softwarů používaných v oblasti simulací porušení sypaných hrází.

## SUMMARY

This thesis focuses on the failure of embankment dams due to internal erosion, with particular emphasis on the development of a seepage pipe and the subsequent formation of a breach. The thesis is intended to contribute to the applicability of the AREBA software (SW) in common engineering practice and to develop insights into the determination of a set of key parameters in solving both model and realistic studies of embankment failures due to internal erosion, in order to reduce the uncertainty based on the personal judgement (choice of input parameters). One of the main objectives of this work is to evaluate and improve the predictive capability of the SW AREBA used for the simulation of embankment dam failures.

In the theoretical part, the mechanisms of dam failure due to internal erosion are described in detail. The initiation and subsequent evolution of the seepage pipe are explained. The basic equations describing the flow in the seepage pipe, sediment transport, soil erosion and stability of the seepage pipe roof are also presented. The solution methods (comparative analysis, empirical equations, physical modelling, analytical methods and numerical methods) are described in detail. In the practical part, various improvements have been made to the SE AREBA to increase its predictive power and application possibilities. For example, arbitrary levels of the hard bottom of the dam, consumption curves and reservoir characteristics can be entered.

The software has also been extended to include reservoir water management and methods for calculating the lower water level below the dam based on the input of the water level over time or by input of the bathymetric curve of the flooded volume of the downstream the dam. New methods have been added for solving roof collapse of the seepage pipe, material transport from the breach after roof collapse, solving friction loss in the seepage pipe and a new method for calculating the roughness coefficient. A Monte Carlo method with LHS sampling was implemented to generate the selected input parameters.

After the improvements were made, a sensitivity analysis of the AREBA software was performed, which shows that the AREBA software is most sensitive to the erodibility coefficient  $k_d$  used in the soil erosion rate calculation and of the roughness coefficient  $n_M$  used in the shear stress calculation  $\tau$ . In addition, other software for simulating the failure of embankment dams due to internal erosion (e.g. EMBREA, DL Breach, WinDam C) were presented and their results were compared with the modified SW AREBA on selected case studies.

The main contribution of the thesis is the described approach for the mathematical modelling of embankment failures due to internal erosion and the improvement of the AREBA SW, which can help in the analysis of risks associated with embankment breaches and in the preparing and planning of evacuation plans and flood control measures. The modified AREBA SW allows for more accurate simulations of embankment failures due to internal erosion, and thus predicts the hydrograph from the dam breach better than the original SW. At the same time, this thesis is intended to provide water management designers with an opportunity to compare the capabilities and possibilities of the currently available mathematical models and software used in the field of dam failure simulation.