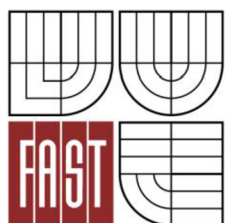




VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ  
BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY



FAKULTA STAVEBNÍ  
ÚSTAV VODNÍCH STAVEB

Faculty Of Civil Engineering  
INSTITUTE OF WATER STRUCTURES

PORUCHY A SANACE SYPANÝCH HRÁZÍ V ČR  
FAILURES AND REHABILITATION OF EMBANKMENT DAMS IN CZECH REPUBLIC

BAKALÁŘSKÁ PRÁCE  
BACHELOR'S THESIS

AUTOR PRÁCE  
AUTHOR

Lucie Hošková

VEDOUCÍ PRÁCE  
SUPERVISOR

doc. Ing. JAN JANDORA, Ph.D.

BRNO 2015

## **ABSTRAKT**

Ochranné sypané hráze plní funkci zadržení vody během povodní. Jako každá stavba je spojena s určitým rizikem porušení. Protržením hráze vzniká povodňová vlna, která je nebezpečná pro území záhrází. Cílem práce je sepsat poruchy hrází na určených povodích ČR a jak jim předcházet.

## **ABSTRACT**

Protective embankments are providing function of detention water during floods. Like any other building is connected with some risk of violation. The failure of a dam is creating a flood wave, which is dangerous for area behind the dam. In my bachelor's thesis I have written down any failure at protective embankment in Czech Republic and how to prevent them.

## **KLÍČOVÁ SLOVA**

Porušení sypané hráze, přelití, prolomení hráze, příčiny poruch, zvláštní povodeň, sanace hrází, monitoring.

## **KEYWORDS**

Failure of embankment dam, overtopping, dam breach, types of failures, dam break flow, rehabilitation of dykes, monitoring.

## **BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP**

HOŠKOVÁ, Lucie. *Poruchy a sanace sypaných hrází v České Republice*. Brno, 2015. 65 s., Bakalářská práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodních staveb. Vedoucí práce doc. Ing. Jan Jandora, Ph.D.

## PROHLÁŠENÍ

Prohlášení:

Prohlašuji, že jsem bakalářskou práci zpracovala samostatně a že jsem uvedla všechny použité informační zdroje.

V Brně dne .....

.....

podpis autora

## PODĚKOVÁNÍ

Děkuju Pavlíkovi za všechnu tu čokoládu, co jsem mu snědla během psaní, mamce za slepou důvěru a tatškovi za morální podporu.

## OBSAH

<b>1. OCHRANNÉ HRÁZE.....</b>	<b>3</b>
1.1. OBECNĚ.....	3
1.2. PORUCHY HRÁZÍ.....	4
1.2.1. Dělení poruch dle jednotlivých autorů.....	4
1.2.2. Příčiny vzniku a průběh poruch způsobených přelitím koruny hráze.....	9
1.2.3. Průběh poruch způsobených vnitřní erozí.....	11
1.2.4. Geotechnické poruchy.....	12
1.3. ZÁKLADNÍ CHARAKTERISTIKY PORUŠENÍ.....	13
1.3.1. Časové charakteristiky.....	13
1.3.2. Geometrické charakteristiky.....	13
1.3.3. Průtokové charakteristiky.....	14
1.4. MODELOVÁNÍ PORUŠENÍ SYPANÝCH HRÁZÍ.....	14
1.4.1. Rovinný proces porušení.....	15
1.4.2. Prostorový proces porušení.....	16
1.5. LABORATORNÍ TESTOVÁNÍ PORUCH.....	17
1.5.1. Vývoj poškození.....	18
<b>2. PORUCHY OCHRANNÝCH HRÁZÍ NA VYBRANÝCH POVODÍCH.....</b>	<b>20</b>
2.1. POVODÍ MORAVY.....	21
2.1.1. Procentuální rozdělení příčin poruch.....	21
2.1.2. Odhad relativní četnosti porušení ochranných hrází.....	22
2.2. POVODÍ ODRY.....	25
2.2.1. Procentuální rozdělení příčin poruch.....	25
2.2.2. Odhad relativní četnosti porušení ochranných hrází.....	26
2.3. POVODÍ OHŘE.....	28
<b>3. GEOFYZIKÁLNÍ MONITOROVACÍ SYSTÉM.....</b>	<b>29</b>
3.1. GEOELEKTRICKÉ METODY.....	30
3.1.1. Elektrická impedanční spektrometrie.....	30
3.1.2. Georadar.....	31
3.1.3. Rychlé elektromagnetické metody.....	32
3.1.4. Stejnoseměrné odporové metody.....	33
3.2. SEISMICKÉ METODY.....	35
3.3. GRAVIMETRIE.....	37
<b>4. SANACE OCHRANNÝCH HRÁZÍ.....</b>	<b>39</b>
4.1. ÚVOD.....	39
4.2. ŠTĚTOVÉ STĚNY.....	42
4.3. PODZEMNÍ STĚNY.....	43
4.3.1. Podzemní stěny monolitické.....	43
4.3.2. Podzemní stěny těsnící.....	44
4.3.3. Tenké těsnící stěny.....	46

4.3.4. Podzemní stěny prefabrikované.....	46
4.4. INJEKTOVÁNÍ.....	47
4.4.1. Klasická injektáž.....	48
4.4.2. Trysková injektáž.....	49
4.4.3. Injekční směsi.....	52
4.5. PILOTY A PILOTOVÉ STĚNY.....	55
4.5.1. Vrtané piloty.....	56
4.5.2. CFA piloty.....	57
4.5.3. OMEGA piloty.....	58
4.6. MIKROPILOTY.....	58
<b>5. ZÁVĚR.....</b>	<b>60</b>
<b>6. POUŽITÁ LITERATURA.....</b>	<b>61</b>
<b>7. SEZNAM OBRÁZKŮ.....</b>	<b>63</b>
<b>8. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ.....</b>	<b>65</b>

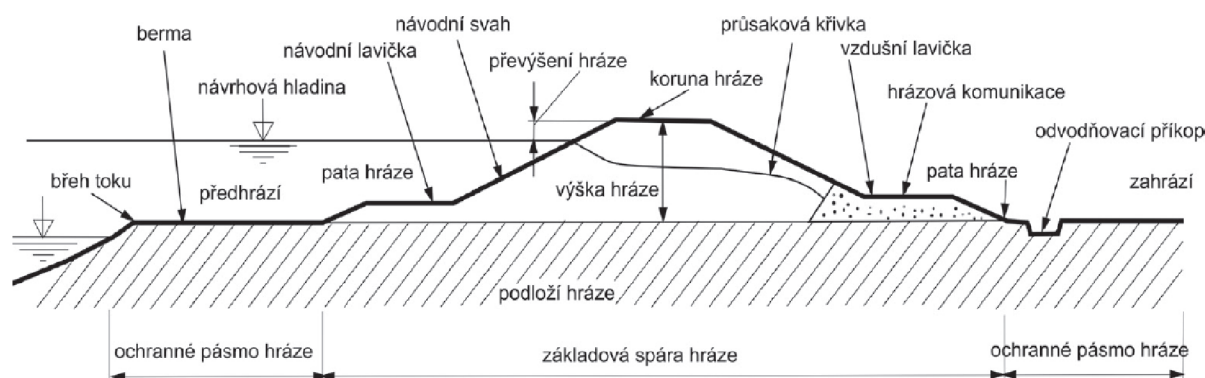
# 1. OCHRANNÉ HRÁZE

## 1.1. Obecně

Hráze podél řek plní ochranou funkci. Zabezpečují záhrází, majetek a životy občanů před povodňovou vlnou. Nicméně povodňové situace posledních let ukázaly na nedostatky při jejich údržbě a opravách. Hydrologické údaje jsou většinou jenom odvozeny z omezeného množství záznamů. Nedostatečné údaje, špatné výpočty a selhání konstrukce mohou vést k degradaci hráze. Případné prolomení tělesa má devastující následky pro území nacházející se v blízkosti.

Důkladná údržba a revize hrází jsou náročný úkol, vzhledem k jejich celkové délce. Mnoho hrází nebylo v průběhu let udržováno. Kromě toho, zejména u starších hrází chybí dokumentace o výstavbě a materiálovém složení tělesa hráze. Byly identifikovány jedny z hlavních aspektů narušení hráze a to hydraulické a geotechnické. Proces porušení je ovlivněn průsaky, erozí způsobenou přelitím a různými geotechnickými vlastnostmi materiálů hráze a podloží. Proto je potřeba se více věnovat hydraulice hrází.

Konstrukce hráze byla nepřetržitě vylepšována v průběhu let po současný soubor norem. Nicméně obecný tvar hráze se během vývoje příliš nezměnil. Obrázek 1.1 představuje typický příčný řez tělesem hráze.



Obr. 1.1 Příčný řez hrází [20]

Dalším nepříznivým faktorem je, že v důsledku urbanizace došlo v řadě lokalit k výrazné změně ve využití území v záhrází a tím i ke změně požadavků na míru ochrany před povodněmi, než tomu bylo v době návrhu a výstavby hrází. Současně se s postupem času změnil náhled na ochranu neurbanizovaných ploch, jako jsou lesní a luční porosty nebo i zemědělsky obdělávaná půda. Trendem je vyhradit tyto často hrázemi chráněné plochy pro řízené rozlivy v průběhu povodní.

Současné stavby mají jasně vypracovaný projekt, který obsahuje podrobný návrh konstrukce. Především N-letost povodně, na kterou je hráz navržena z čehož vychází výška koruny hráze. Důležitým prvkem je kontrola průsaků. Buď materiál hráze sám o sobě má dostatečně těsnící vlastnosti, nebo se přidává další těsnící prvek. Vyšetřují se také geotechnické vlastnosti podloží. Během výstavby se sleduje dodržování pracovních postupů, hutnění materiálu a kontrola kvality.



## 1.2. Poruchy hrází

Selhání hráze může být přirozené nebo umělé, způsobené člověkem. Mezi přirozené patří následky extrémní povodně, zemětřesení, půdní sesuv, piping (privilegovaná cesta), prosakování, přelití, ledochod nebo působení různých živočichů a vegetace. Umělé příčiny jsou např. špatný návrh konstrukce, nevhodné umístění, chyby během výstavby, pojiždění vozidly, nebo sabotáž. V mnoha případech se jedná o kombinaci několika příčin.

Cílem návrhu, realizace a provozování je vypořádat se s uvedenými faktory na úrovni současného poznání a snížit nebezpečí porušení vodních děl sloužících k ochraně před povodněmi na obecně přijatelnou míru. Přitom je prioritní omezit škody na majetku a životech obyvatel v chráněném území.

Příčiny fatálních poruch hrází je obecně možné klasifikovat různými způsoby. Z toho vyplývá různá klasifikace uváděná jednotlivými autory a podklady.

### 1.2.1. Dělení poruch dle jednotlivých autorů

#### I. Klasifikace poruch hrází podle *Floods and reservoir safety* [3]

- Ztráta stability projevující se jako:
  - usmýknutí po smykové ploše v tělese hráze nebo podloží;
  - potrhání v důsledku sedání (příčné trhliny) nebo sesuvu (podélné trhliny).
- Přelití hráze v důsledku překročení návrhového, resp. kontrolního průtoku, kdy je koruna hráze a vzdušní líc namáhán vodním proudem.
- Filtrační deformace v případě nekontrolovaného průsaku tělesem hráze, popř. jeho podložím.
- Porušení v důsledku účinku vln.
- Sabotáž, válečný stav.

#### II. Členění poruch zemních hrází dle Říhy [20]:

- Poruchy tělesa hráze způsobené erozní činností proudu vody. Tyto poruchy se označují jako hydraulické poruchy. Lze je dále členit na poruchy způsobené:
  - působením vln; jde o abrazní proces způsobující porušení nedostatečně opevněného návodního líce hrází;
  - vodním proudem, kdy vodní proud v toku působí na návodní líc hrází, zejména při konkávním břehu;
  - povrchovou erozí zapříčiněnou vodou stékající po svazích hráze při intenzivních srážkách;

- přelitím; sypané hráze nejsou běžně navrhovány jako přelévané a mají pouze omezenou odolnost proti porušení povrchovou erozí (obr. 1.2.).



Obr. 1.2 Protržení hráze v důsledku přelití, Lužice povodeň 1997 [13]

- Poruchy v důsledku filtračních deformací mohou nastat v případě nekontrolovaného průsaku tělesem hráze, popř. jejím podložím. Spouštěcím mechanismem vedoucím k poruše může být:
  - sufoze či eroze (vnitřní, kontaktní, vnější), tj. vyplavování jemnozrnných částeczek materiálu hráze, resp. podloží čímž dojde ke zvýšení propustnosti materiálů a narušení jejich struktury, resp. ke vzniku dutin a průsakových kanálů v tělese hráze (obr. 1.3.);



Obr. 1.3. Porušení hráze vnitřní erozí (piping) [8]

- ztráta stability vzdušního nebo návodního líce v důsledku zvýšených proudových tlaků;
- prolomení těsnícího prvku, popř. podloží v důsledku zvýšených hydraulických gradientů; v některých případech může být tento stav iniciován oslabením těsnícího prvku kontaktní sufozí, činností zvířat jako jsou hraboši nebo bobři (obr. 1.4), nebo odumírajícími kořeny stromů v tělese hráze, zejména po jejich vykácení, což může následně způsobit vznik privilegované cesty (pipingu) v tělese hráze (obr. 1.5), zejména podél styku zemin různé zrnitosti a propustnosti.



Obr. 1.4. Bobrem narušená hráz [1]



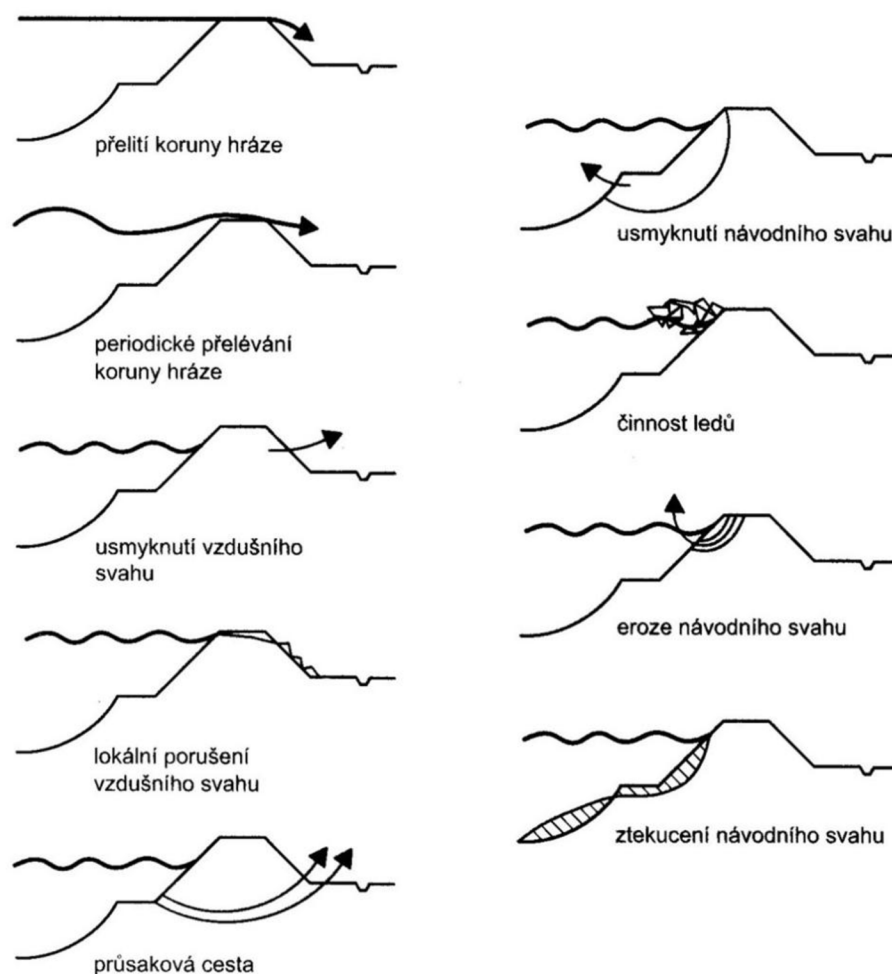
Obr. 1.5. Protržení hráze Teton poblíž Rexburg, Idaho 1976 [10]

- Ztráta stability může mít formu sesuvu vzdušní nebo návodní části svahu, resp. podobu trhlin v tělese hráze.
- Vzrostlá vegetace zasahující svými kořeny do tělesa hráze může vést k porušení hráze filtrační deformací, vývraty stromů mohou vytvořit nátrže jak na vzdušním, tak na návodním lici hráze.

### III. Klasifikace poruch hrází podle Pilarczyka [16]:

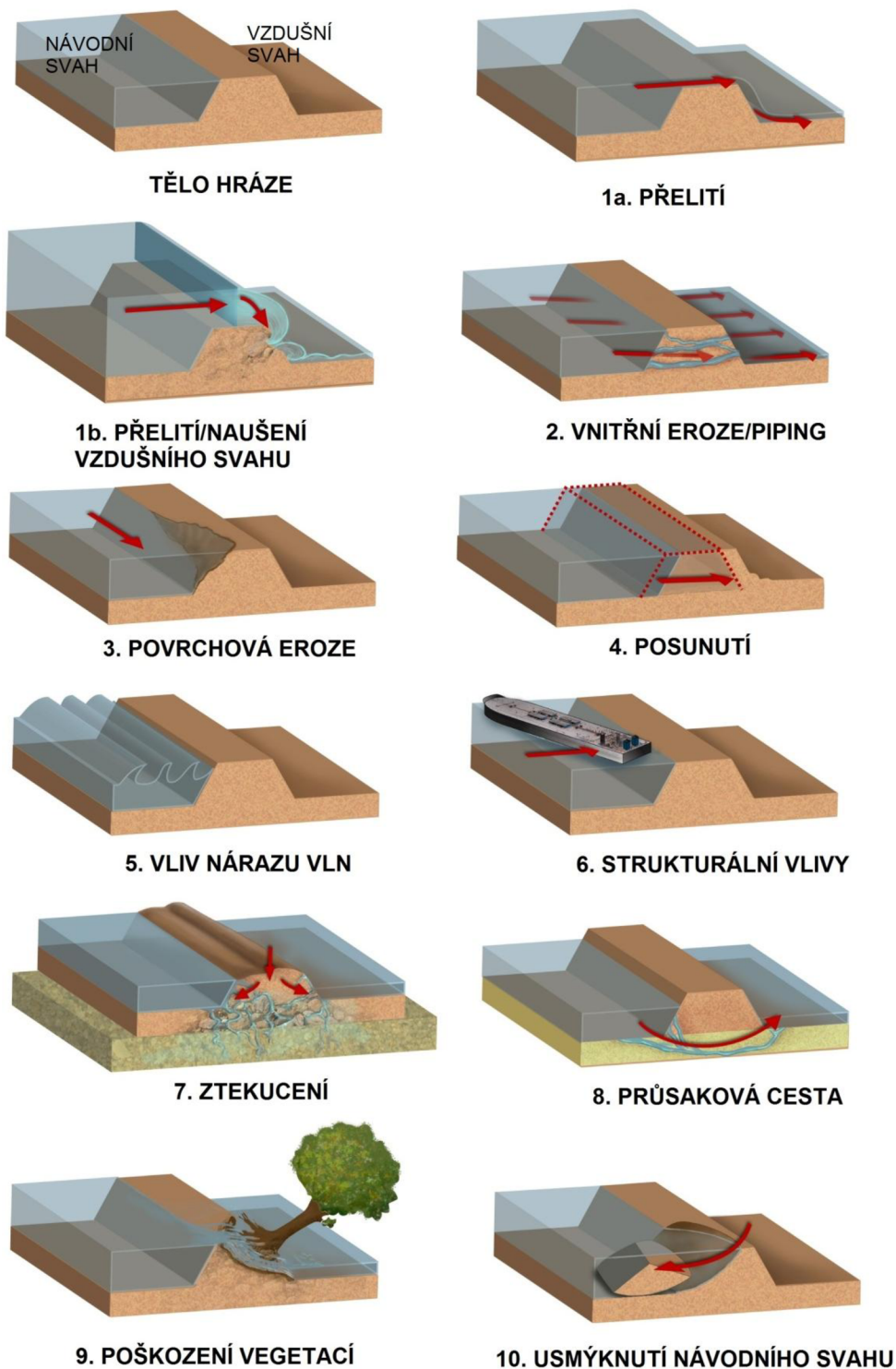
Klasifikace se schematickým znázorněním poruch je zobrazena na obrázku (obr. 1.6.):

- přelití koruny ochranné hráze v důsledku průtočné kapacity mezihrází;
- občasné, popř. periodické přelévání koruny hráze, např. účinky větrových vln;
- usmyknutí vzdušního svahu, např. v důsledku působení zvýšených pórových tlaků či proudového tlaku;
- lokální porušení vzdušního svahu v důsledku vnější eroze;
- vytvoření privilegované průsakové cesty (piping) v tělese nebo v podloží ochranné hráze;
- usmyknutí návodního svahu v důsledku zvýšených pórových tlaků, např. po rychlém poklesu hladiny vody v toku;
- činnost ledů, ledová zácpa, porušení opevnění návodního líce;
- eroze návodního svahu proudem vody;
- ztekucení návodního svahu s následným usmyknutím.



Obr. 1.6. Klasifikace poruch ochranných hrází podle pilarczyka [16]

**IV. Klasifikace dle National Sciens Foundation na obr. 1.7 [12]:**



Obr. 1.7 Klasifikace poruch hrází [12]

## 1.2.2. Příčiny vzniku a průběh poruch způsobených přelitím koruny hráze

Hlavními příčinami porušení sypaných hrází jsou [6]:

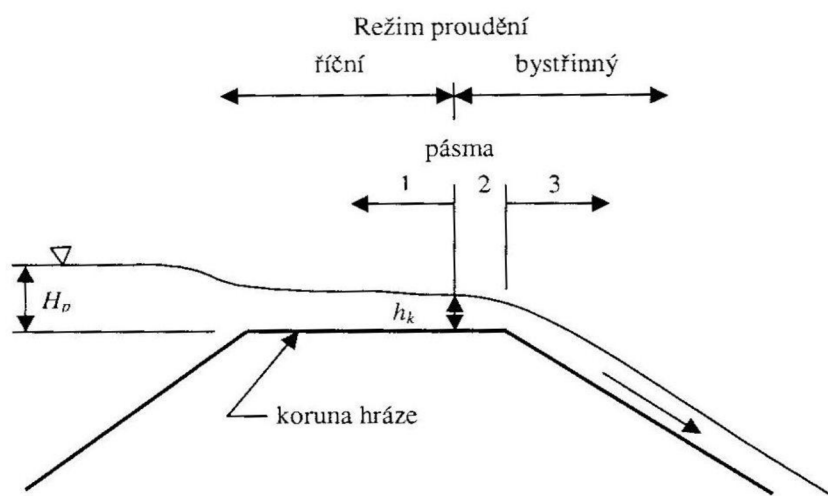
- eroze materiálu hráze při jejím přelití;
- eroze způsobená průsakem vody hrází, popř. jejím podloží.

V obou zmíněných případech obvykle dojde v konečné fázi k poruše hráze jejím přelitím. Průběh jednotlivých typů porušení je možné popsat charakteristickými fázemi porušení. V případě, kdy je příčinou poruchy hráze její přelití, jde o následující fáze [6]:

Při přelití těleso hráze zprvu odolává účinku proudu přepadající vody, jejíž rychlost je funkcí průtočného množství vztaženého na jednotku délky koruny hráze, dále funkcí sklonu vzdušního líce hráze, materiálu (popř. typu vegetace) a rovnoměrnosti vzdušního líce.

Při překročení kritického smykového napětí, resp. nevymílací rychlosti materiálu vzdušního líce hráze, dojde v důsledku místní eroze a následné koncentrace proudu k postupnému vytváření nátrže. Průběh porušení závisí významně na tvaru hráze, skladbě konstrukčních materiálů hráze a uspořádání těsnících prvků. Při přelévání koruny hráze na počátku porušení, kdy se obvykle ještě neprojeví vliv dolní vody, lze z hydraulického hlediska předpokládat tři erozní zóny (Obr. 1.8.):

- 1. zóna se nachází v oblasti říčního (podkritického) proudění nad korunou hráze. Režim proudění je vždy třeba ověřit s ohledem na uspořádání koruny hráze při vzdušní hraně koruny, příčný sklon koruny hráze a případnou vegetaci při její vzdušní hraně;
- 2. zóna vystihuje kritický režim proudění v místě přechodu koruny do vzdušního líce hráze (dna nádrže);
- 3. zóna leží v oblasti bystrinného proudění na vzdušním líci hráze, resp. v nátrži.



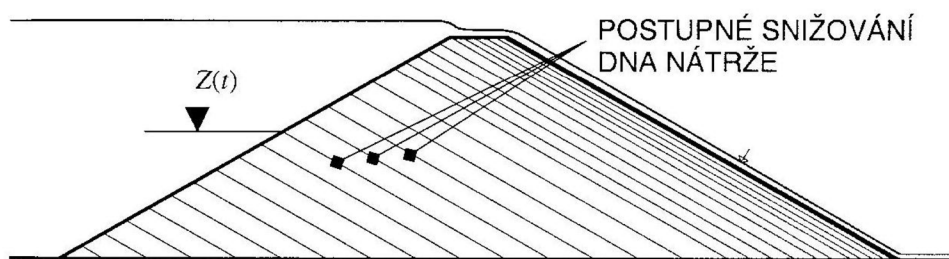
Obr. 1.8. Schéma režimu proudění a erozních zón u koruny hráze [6]

V průběhu dalšího přelévání hráze dochází v důsledku zpětné eroze k postupnému vymílání koruny hráze směrem proti proudu přepadající vody. Během této doby, která může u skutečných hrází trvat i několik hodin, ještě nedochází k podstatnému zvýšení průtoku nátrži vzniklé na návodním líci hráze. V případě poklesu hladiny v toku, popř. v nádrži může dojít i ke značnému poklesu průtoku vody nátrži a zastavení eroze. Množství přepadající vody v daném místě je dáno zejména výškou přepadového paprsku nad korunou hráze. K porušení proto obvykle dojde v místě nejvyššího paprsku, tj. v místě snížení hráze, popř. v místě zvýšené hladiny vody.

Při sesuvu svahu do nátrže může mít vzniklá rázová vlna v profilu hráze nestejnou výšku. U hrází vodních nádrží je obvykle nejnižší místo koruny hráze v jejím křížení s údolnicí, popř. v místě napojení násypu na objekty, kde dochází k největšímu sednutí hráze.

Pokles koruny hráze může být způsoben také poddolováním území, nevhodnými základovými poměry nebo špatným provedením (zhutněním) tělesa hráze. Přelití ochranných hrází je obvyklé také v místech se zvýšenou hladinou, např. v důsledku vzduť nad mostními objekty na toku. Mimo uvedených faktorů je riziko porušení obvykle vyšší v namáhaných místech, tj. v nárazových březích, březích vystavených účinku vlnobití, popř. v místech vyvrácených stromů a větších keřů, kdy vznikají břehové nátrže. Z hlediska sednutí koruny ochranných hrází regulovaných toků i jejich možného porušení bývají kritickými také místa křížení hrází s původním korytem toku (např. řeky Morava a Svratka).

Náhlé zvýšení průtoku nátrži nastane až v okamžiku, kdy zpětná eroze dostoupí k návodní hraně koruny hráze. Průběh dalšího porušení je charakterizován zvětšováním nátrže ve vertikálním směru, kdy nejvyšší kóta dna nátrže přibližně kopíruje linii návodního líce hráze (Obr. 1.9.). Zvýšení průtoku nátrže má za následek zvýšenou intenzitu vymílání. Tato etapa, trvající u nižších hrází řádově několik minut, je z hlediska porušení hráze nejkritičtější. Dochází při ní ke značnému bočnímu rozšíření nátrže a tím ke značnému odnosu materiálu hráze. Na konci této etapy, kdy dno nátrže dosáhne dna údolí (obr. 1.10. IIIa), dochází u vyšších hrází se značným objemem vody v nádrži obvykle ke kulminaci průtoku pod hrází.

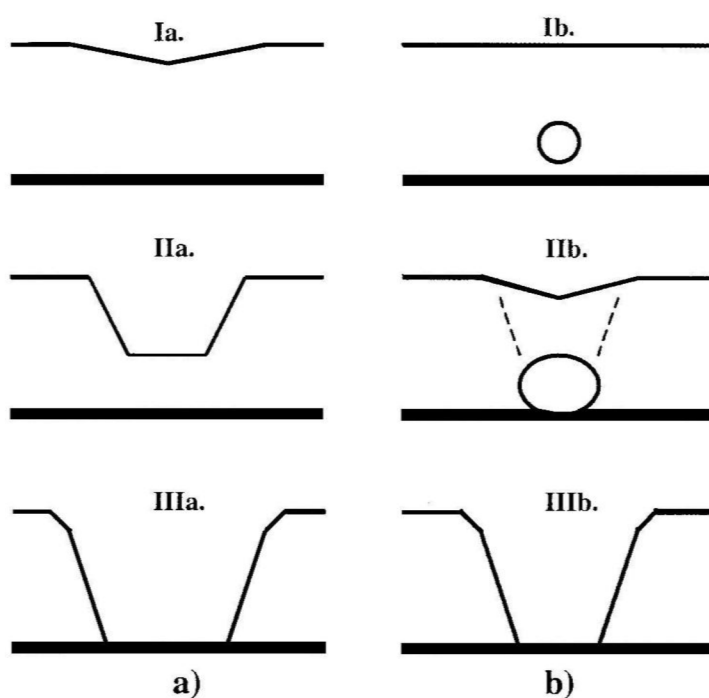


Obr. 1.9. Schéma postupu porušení homogenní hráze [5]

### 1.2.3. Průběh poruch způsobených vnitřní erozí

K vnitřní erozi dochází, když materiály tělesa hráze nesplňují geometrické a hydraulické podmínky stability proti vzniku sufoze nebo vzniku privilegovaných průsakových cest. Průsaková cesta se schematizuje „průsakovým kanálem“ jak je vidět na obr. 1.10 Ib.

Vnitřní eroze je zahájena průsaky, které vyplavují drobné pevné částice a unáší je po proudu. Následně dochází ke vzniku privilegované cesty, piping. Voda prosakuje hrázi a vytváří otevřenou cestu pro tok nesoucí částice, což vede k úbytku materiálu a následně ke ztrátě stability. Při vyplavení většího množství materiálu může dojít ke zhroucení stropu průsakového kanálu a k poklesu koruny hráze. To vede k následnému porušení celé hráze.



Obr. 1.10. Schéma porušení sypané hráze [5]  
a) přelitím b) vnitřní erozí

Nezbytné podmínky pro piping jsou otevřená průsaková cesta, zdroj vody, koncentrace toku, odstranění rozrušené zeminy a dostatečný hydraulický gradient. Na rozdíl od přelití je piping často detekován ve své rané fázi a je opraven než se stane vážným problémem. U nových hrází, u kterých hrozí potenciální vnitřní porušení, se kontrolují geotechnické podmínky. Sanací těsnícího jádra se zlepšují průsakové vlastnosti tělesa.

Inženýrské práce byly v minulosti prováděny bez teoretických znalostí vlastností materiálů. Problém byl nedostatek znalostí o tom, jak voda prosakuje skrz zeminu a nedostatečné informace o propustnosti materiálů. Výsledné návrhy byly často neekonomické s nízkou bezpečností proti selhání průsaky. Darcyho základní experimenty s průsakovými jevy vedly k poznání o průsakových procesích skrz homogenní materiál a drenážní systém. K dalšímu vědeckému a experimentálnímu pokroku přispěl Terzaghi. Převedení teorie průsaků do praxe podle Casagrandeho představovalo významný krok kupředu v navrhování zemních přehrad a hrází.



Mezi nejčastější metody pro kontrolu průsaků je drenážní systém. Odvodňovací drenáž je proces, při kterém se prosakující voda odstraňuje z půd a hornin pomocí přírodních nebo umělých prostředků. Hráze bývají vybaveny patní drenáží nebo těsněním. Tyto konstrukční prvky snižují průsak hrází a, v závislosti na umístění, označujeme je jako povrchové nebo vnitřní těsnění.

Nicméně, všechny hráze trpí průsaky, a to i v případě, že jsou kvalitně vyrobeny z vhodných materiálů. Proto je nutné předpovídat průsakovou síť a rychlost. Prosakování závisí hlavně na geometrii hráze, materiálech tělesa, hydraulických vlastnostech hrází a jejím založení. Existují různé metody k předpovědi rychlosti průniku hrází.

Zkušenosti z poruch hrází ukazují, že ke vzniku průsakové cesty může dojít například v místech:

- nevhodného navázání zemního těsnícího jádra na podloží či svahy údolí (pravděpodobný důvod protržení hráze Teton v roce 1976);
- napojení těsnícího prvku na funkční objekty (protržení hráze přehrady na Bílé Desné v roce 1916). Zde vznikl průsakový kanál způsobený nerovnoměrným sedáním, kdy štola na pilotovém roštu prakticky nesedala na rozdíl od okolní zeminy v tělese hráze;
- se špatným zhutněním materiálu;
- s nepříznivou skladbou podloží hrází, např. v místech průchodu ochranných hrází starými rameny toku, na styku dvou geologických vrstev s rozdílnou zrnitostí, apod.;
- s morfologickým nebo konstrukčním uspořádáním vedoucím k vzniku horninových kleneb;
- s ponechaným původním (např. dřevěným) výpustným potrubím. Tato okolnost byla jedním z pravděpodobných důvodů porušení hrází rybníků na jihu Čech v srpnu roku 2002.

#### **1.2.4. Geotechnické poruchy**

Všechny geotechnické poruchy mají společné to, že na hráz působí efektivní deformační síla. Následkem působení takových sil je nemožné vyjádřit původní tvarový profil tělesa. Mezi efektivní síly patří vlastní hmotnost a zatížení od dopravy, horizontální síly (tlak vody nebo ledu, vlny, vítr) a dynamické síly (seismické, stroje). Efektivní odpory jsou konstrukční charakteristiky hrází jeho podkladových materiálů (tření, soudržnost, koeficient pružnosti). Porucha může ovlivnit hráz samotnou (posunutí), nebo jen její část (porucha svahu), stejně jako celé založení nebo jeho část (porucha únosnosti, smykové selhání).

### 1.3. Základní charakteristiky porušení

Na základě zkušeností získaných studiem poruch hrází byly stanoveny následující charakteristiky porušení hráze [5]:

- časové charakteristiky
- geometrické charakteristiky
- průtokové charakteristiky

Uvedené charakteristiky závisejí na mnoha faktorech, zejména na odolnosti materiálu hráze a podloží proti povrchové erozi s vnitřní erozí (nestabilitě), na smykové pevnosti, na přetvárných vlastnostech, na průběhu konsolidace, na technologii hutnění, dále na objemu vody v nádrži, na výšce hráze, na průtočné kapacitě koryta (údolí) pod hrází atd.

#### 1.3.1. Časové charakteristiky

Průběh porušení lze popsat následujícími časovými parametry:

- Čas na začátku prolomení je okamžik, kdy množství prosakované vody nebo vody přelévané přes korunu hráze způsobuje její prolomení. Pro stanovení tohoto okamžiku není uspokojivě zpracována metodika. Jeho definice se liší podle jednotlivých autorů a výsledků parametrických studií a také díky rozdílným interpretacím popisu poruchy podle očitých svědků.
- Doba trvání poruchy  $t_f$  je časový úsek od začátku prolomení až po dosažení maximálních rozměrů průlomového otvoru.
- Čas dosažení kulminace průtoku  $t_k$  je okamžik, kdy protéká profilem porušené hráze kulminační (maximální) průtok  $Q_{bmax}$ . V případě velkého objemu nádrže tento okamžik obvykle odpovídá chvíli (času), kdy je dosaženo maximálních rozměrů průlomového otvoru.

#### 1.3.2. Geometrické charakteristiky

Dalšími významnými parametry porušení jsou rozměrové charakteristiky idealizovaného tvaru průlomového otvoru [5]:

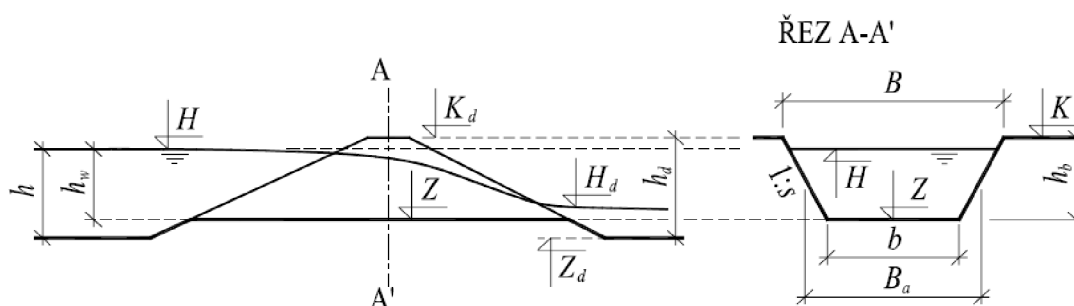
- Hloubka průlomového otvoru  $h_b$  je svislá vzdálenost dna průlomového otvoru v ose hráze od koruny hráze.
- Hydraulická hloubka průlomového otvoru  $h_w$  je svislá vzdálenost nejvyššího dna průlomového otvoru od hladiny vody v nádrži.
- Průměrná šířka průlomového otvoru  $B_a$ .
- Šířka průlomového otvoru v koruně hráze  $B$ .
- Šířka dna průlomového otvoru  $b$ .

- Průměrný sklon svahů průlomového otvoru  $A_b$  je plošný obsah řezu proudem v místě nejvyššího dna průlomového otvoru plochou kolmou v každém bodě k vektoru rychlosti.

### 1.3.3. Průtokové charakteristiky

Mezi průtokové charakteristiky patří [5]:

- Průtok vody průlomovým otvorem  $Q_b$ , který je uvažován jako objem vody proteklý průtočným průřezem průlomového otvoru za jednotku času.
- Kulminační průtok  $Q_{bmax}$  – maximální průtok průlomovým otvorem.
- Přítok do nádrže  $Q_{in}$ .



Obr. 1.11. Příčný řez hrází a idealizovaný tvar průlomového otvoru [5]

## 1.4. Modelování porušení sypaných hrází

Porušení hráze představuje komplexní interakci mezi hydraulickými, geotechnickými a konstrukčními procesy. Proces porušení se liší podle typu materiálu a založení, hydraulického zatížení a stavu hráze. Bylo pozorováno několik odlišných etap a liší se především pro soudržné a nesoudržné materiály. Různé studie v minulosti vyšetřovaly rovinné (2D) a prostorové (3D) procesy porušení v důsledku přelítí pomocí hydraulického modelování.

K určení parametrů porušení můžeme v případě porušení sypaných hrází v důsledku přelítí použít následující postupy [5]:

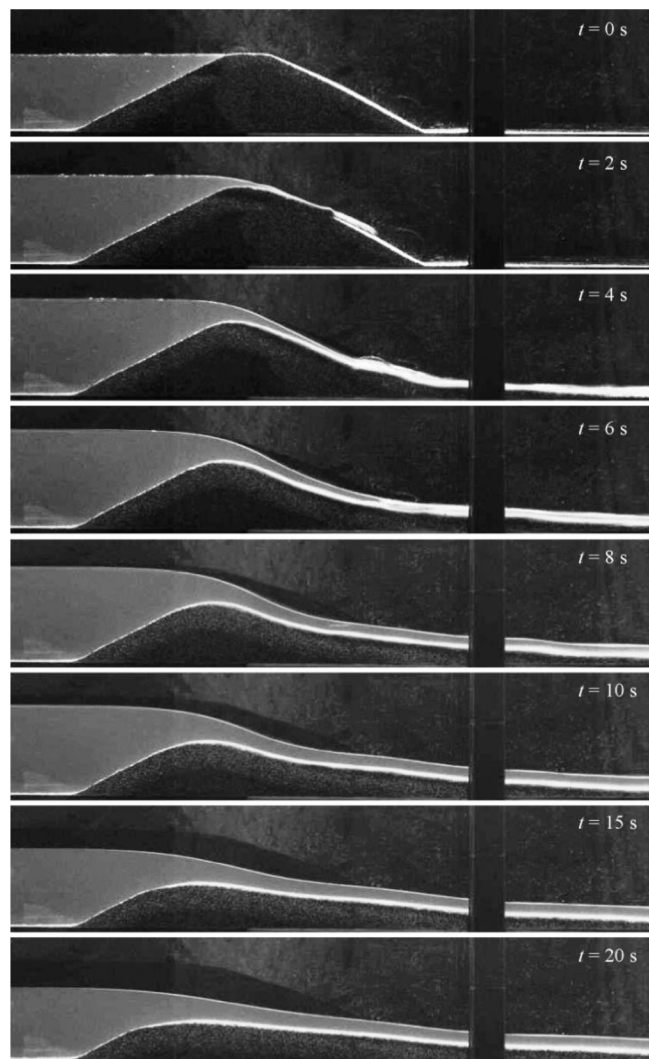
- srovnávací analýzu, kterou lze použít pro odhad parametrů prolomení hráze podobné hrázi, k jejímuž prolomení již v minulosti došlo;
- empirické rovnice využívající regresní závislosti z případových studií prolomených hrází a lze je využít pro předběžný odhad parametrů porušení;
- matematické modely porušení, které používají k určení časového vývoje průlomového otvoru a výsledného hydrogramu povodně základních principů hydrauliky, transportu sedimentů a mechaniky zemin (např. programy BREACH, DAMBRK, atd.);

Velikost maximálního průtoku průlomovým otvorem závisí na řadě faktorů. Nejvýznamnějšími jsou [5]:

- přítok vody do nádrže;
- výška hráze a poloha hladiny v nádrži;
- objem vody v nádrži;
- časový vývoj rozměrů a tvaru průlomového otvoru.

#### 1.4.1. Rovinný proces porušení

Zvláště pro nesoudržné násypy, může mít průsak významný vliv na proces eroze. Poté, co dojde k přelití, průsak vystupující na vzdušném svahu hráze urychluje erozi. Povrchové selhání v kombinaci s usmýknutím tělesa může vést k rychlému rozšíření porušení. Soudržné hráze jsou obecně odolnější proti porušení způsobeným přelitím. Eroze začíná často na návodní patě a šíří se proti proudu, postupuje od paty hráze směrem ke koruně.



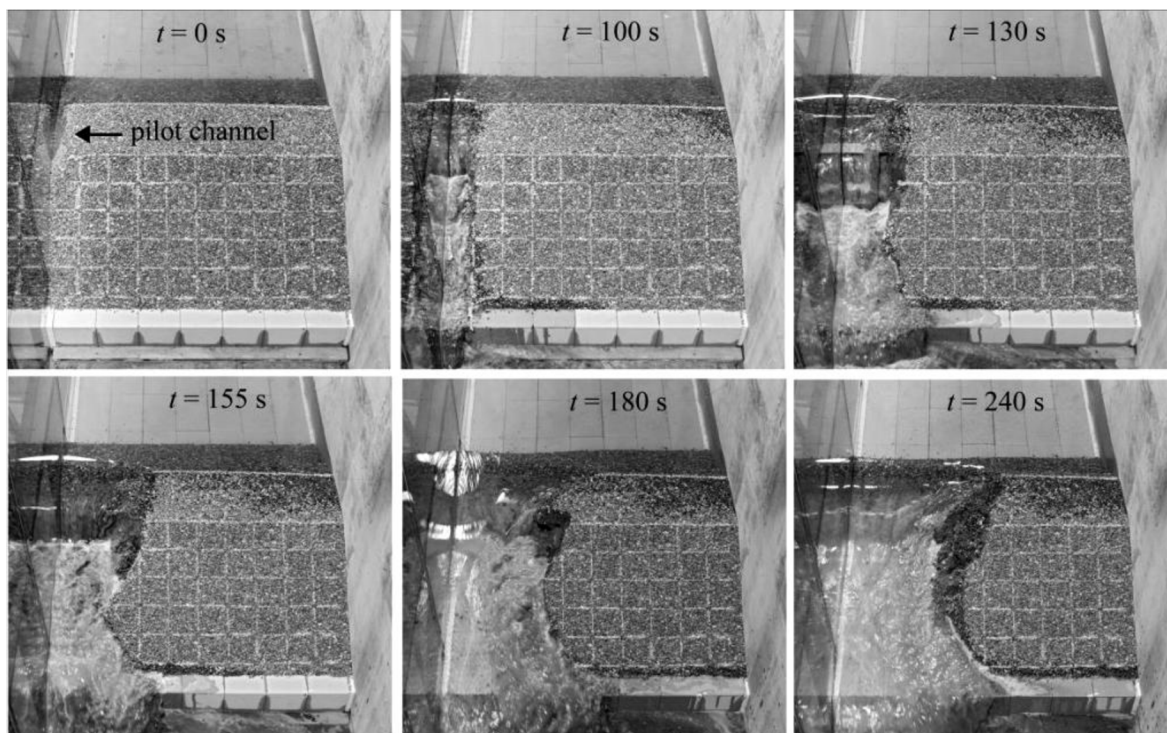
Obr. 1.12. Proces porušení hráze přelitím [2]

Jsou pozorovány posuny spodní části směrem po proudu těsně před skutečným přelitím. Pozorované porušení hrázních profilů se liší především v důsledku zvláštních testovacích nastavení. Čistou rovinu narušení lze získat pouze omezením délky hráze. Jinak vznikne 3D erozní model a ovlivní proces porušení. Dále, existence povrchové vrstvy nebo jádra může významně ovlivnit proces eroze. Objem nádrže proti proudu nebo zvýšení výtoku určují především trvání porušení. Přes několik rozsáhlých vodních modelových testů provedených v minulosti, obecný rovinný profil porušení není zatím k dispozici. Většina dostupných údajů je omezena na rozsah testu a byly přímo použity k ověření numerických modelů.

### 1.4.2. Prostorový proces porušení

Tento proces porušení se běžně vyskytuje v technických aplikacích a zahrnuje vertikální i horizontální erozi. Zejména horizontální poruchy nejsou v současné době zcela objasněny. Coleman v roce 2002 představil testy poruch hrází při konstantní výšce hladiny v nádrži a popsal detailně postup porušení. Prvotní erozní kanál vzniká na boční stěně zkušební nádrže. Nejprve proud narušuje vzdušný svah od koruny k patě hráze. Erozní kanál se rozšiřuje nejprve vertikálně, následně horizontálně až dosáhne porušení k založení hráze.

Materiál tělesa hráze je rozrušován procesy smykového napětí a turbulence. Rozšiřování poruchového kanálu narušuje stabilitu svahu, dojde k uvolnění většího množství materiálu, který je odnesen po proudu. Půdorys zakřivení erozního kanálu připomíná tvar přesýpacích hodin (obr. 1.13). Zakřivený tvar se dále zvětšuje s uplynulým časem.

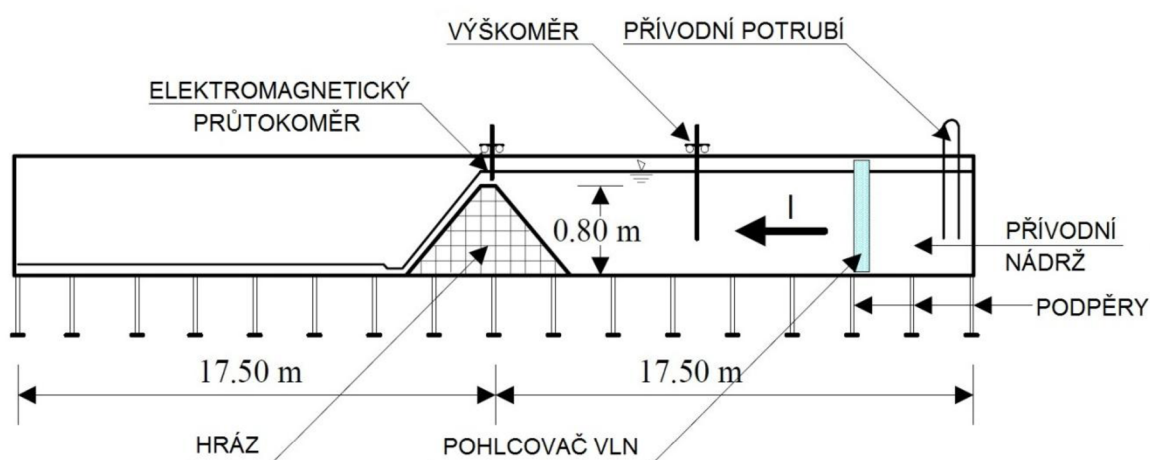


Obr. 1.13 Prostorové narušení tělesa v čase [2]

## 1.5. Laboratorní testování poruch

V roce 2003 byl ve věstníku *International Journal of Sediment Research* uveřejněn výzkum nazvaný „Průtokové vzorce a poškození hrází přelitím“ skupiny thajských vědců, Chinnarasri, Tingsanchali, Weesakul a Wonwises. Autoři článku se zabývali poškozením sypaných hrází při přelití přes korunu.

Provedli sérii devíti pokusů, při kterých sledovali rychlost a rozsah eroze působením přetékající vodou. Experimenty byly prováděny v laboratoři v obdélníkovém žlabu 35 m dlouhém, 1 m hlubokém a 1 m širokém. Obr. 1.14. ukazuje schematický diagram uspořádání. Návodní svah byl stanoven ve sklonu 1V:3H, zatímco navazující vzdušný svah se měnil od 1V:2H až 1V:3H. Jako stavební materiál tělesa hráže byly vybrány dvě zrnitosti písku.



Obr. 1.14. Profil zkušebního žlabu [2]

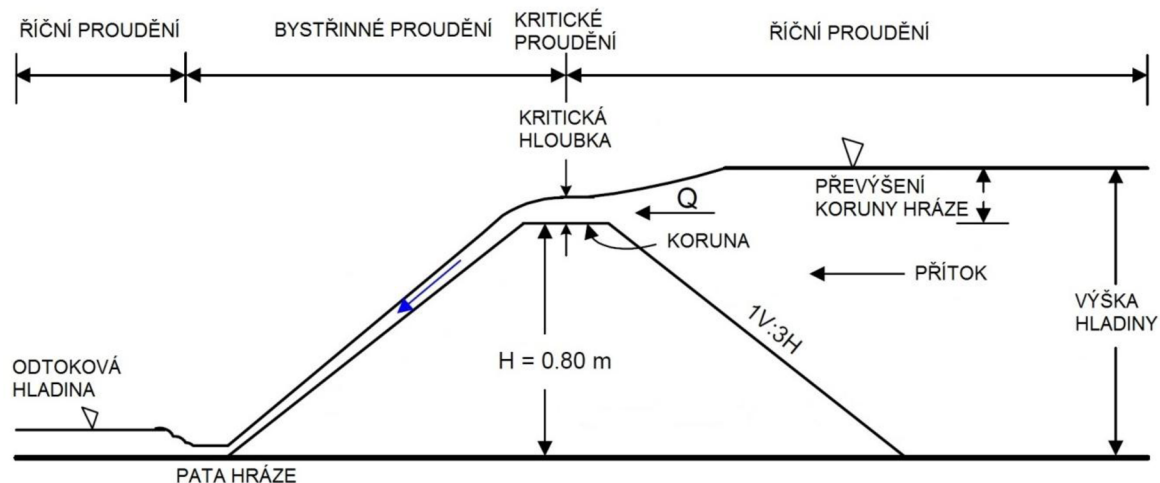
Hráz ze středně zrnitého písku byla postavena v polovině žlabu. Pro zajištění konzistentního zhutnění materiálu se jednotlivé vrstvy vysoké cca 5 cm vysoké stříkaly vodou. Hladina vody stoupá až do chvíle dokud nezačne proces eroze. Pro snížení průsaků skrz těleso hráže byl návodní svah pokryt tenkou vrstvou bentonitu. Při požadavku jednotného průtoku přes celou šířku žlabu se na korunu hráže instaluje vertikální deska, dokud není dosaženo požadované výšky hladiny nad korunou.

Na návodní straně byl umístěn výškoměr k měření výšky hladiny. Hodnoty byly průběžně zapisovány do grafu.

Krátce od počátku přelití přes korunu došlo k erozi. Hloubka vody nad korunou byla nízká. Od počátku eroze až do konečné fáze uběhlo méně než 8 minut. Aby bylo možné zjistit vývoj erozního poškození, byla na stěnách žlabu zhotovena mřížka 50/50 mm. Menší mřížka, 10/10 mm byla zhotovena na tělese hráže. Celý proces byl sledován videokamerou a vysokorychlostní kamerou. Tyto obrazy později vědci analyzovali. Na stěně žlabu byly namontovány dvojce hodiny. Jedny měřily dobu každého pokusu a druhé ukazovaly reálný čas.

## Průtokové vzory přelítí

Během pokusu sledovali vývoj proudění při přelítí přes korunu hráze. Na návodní straně dochází k říčnímu proudění, na koruně hráze kritickému, bystřinnému proudění na vzdušném svahu a na odtoku opět říčnímu. Na obr 1.15. jsou znázorněny tyto režimy proudění.



Obr. 1.15. Režimy proudění přes korunu hráze [2]

Při říčním proudění na návodní straně hráze jsou hydraulické síly nízké. Je zde velká hloubka a malá rychlost proudění což vede k menší erozi v této části.

Ve středu koruny hráze vzniká kritické proudění. Rychlá eroze začíná na hraně koruny vlivem velkých tahových namáhání.

Na navazujícím strmém svahu vzniká bystřinné proudění. Tahová napětí jsou velmi velká což má za následek rychlou erozi.

Během experimentů byl někdy pozorován vodní skok u paty hráze. V místě vodního skoku je turbulentní proudění. Voda a sediment jsou promíšené.

Na odtoku proudění opět přechází do říčního typu díky malé rychlosti proudu.

### 1.5.1. Vývoj poškození

Důsledky poškození způsobené přelítím mohou být rozděleny do čtyř fází znázorněných na obr. 1.16.

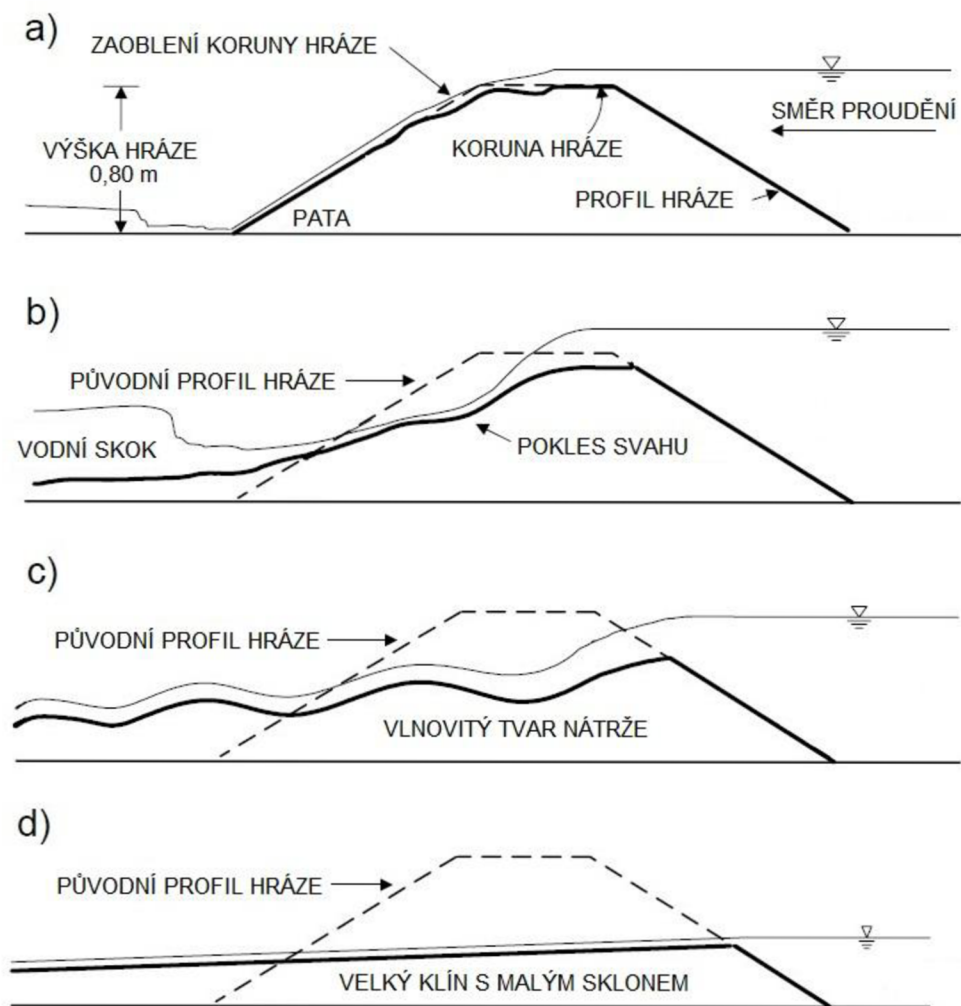
Výška koruny hráze byla stanovena na 0,80 m a objem horní vody asi 16,0 m<sup>3</sup>. Přelévání začalo s nízkou výškou vody nad korunou. Eroze začala na vzdušném okraji koruny hráze. Nebyly pozorovány žádné eroze nebo degradace na návodní části hráze.

Eroze koruny hráze byla malá. Přetékající proud připomínal přepad přes širokou korunu.

Po určité době se rychlost eroze zvýšila, protože větší množství vody přetévalo přes těleso hráze vyšší rychlostí. Proud dosáhl svého vrcholu 90 sekund poté, co došlo k přelítí.

Ve třetí fázi došlo ke zpomalení eroze. Převýšení mezi hladinou horní vody a korunou nebyla tak vysoká jako ve druhé fázi. Rychlost eroze je závislá na množství protečené vody přes korunu hráze a vlastnostech materiálu tělesa hráze. Profil hráze dostal vlnovitý tvar, antiduny pohybující se proti proudu.

V poslední fázi je vidět velký klín, který postupně vznikl z erodovaného tělesa hráze.



Obr. 1.16. Proces porušení hráze během přelítí [2]



## 2. PORUCHY OCHRANNÝCH HRÁZÍ NA VYBRANÝCH POVODÍCH

Během let byly vypracovány studie o poruchách hrází na povodích České Republiky. V roce 2005 J. Říha a kol., zpracovali databázi poruch ochranných hrází na území Povodí Moravy, s. p. V rámci této práce byla provedena šetření s následující cíli [7]:

- sestavit databázi poruch ochranných hrází;
- analyzovat a klasifikovat poruchy podle jejich příčiny;
- zhodnotit míru poškození ochranných hrází;
- zevšeobecnit závěry rozborů.

Obdobná práce vznikla na území Povodí Odry, s. p. Databáze poruch sleduje stav hrází v letech 1960 až 2009.

Při rozboru byla použita stejná metodika s použitím stejných kategorií poruch ochranných hrází a jejich míry. Na základě šetření byly vymezeny tyto příčiny porušení [5]:

- **Přelítí** – překročení kapacity koryta, přelítí koruny hráze, následná povrchová eroze s destrukcí tělesa hráze.
- **Průsaky, filtrační deformace** – poruchy způsobeny zpravidla méně kvalitním materiálem hráze, kdy vlivem zvýšených vodních stavů došlo ke zvýšení hydraulického gradientu a následně k vyplavování materiálu hráze a k vývěrům na vzdušním líci.
- **Překročení odolnosti návodního či vzdušního líce** – při dlouhotrvajících zvýšených průtocích dochází (např. při překročení nevymílací rychlosti) k tvorbě výmolů v patě a ve stahu hráze.
- **Těleso hráze narušeno lidskou činností** – koruna ochranných hrází bývá porušena v místech častého přejíždění zemědělskými vozidly, kontinuita hrází je dočasně přerušena během výstavby nových liniových staveb v místě křížení.
- **Těleso hráze narušeno činností hlodavců** – chodby vytvořené hlodavci usnadňují vznik privilegovaných cest pro proudění vody tělesem hráze a výrazně urychlují vznik filtračních deformací.
- **Těleso hráze narušeno kořeny stromů** – odumřelé kořenové systémy vytváří privilegovanou cestu pro proudění vody tělesem hráze a výrazně urychlují vznik filtračních deformací.
- **Těleso hráze narušeno podmáčením** – v případě dlouhodobě zvýšených vodních stavů v tocích nebo dlouhodobého zaplavení vzdušního líce dochází k podmáčení hráze, dále ke ztrátě stability a sesuvům svahů hráze.

Při sestavování přehledů o poruchách ochranných hrází byly rozlišovány 4 stupně porušení co do rozsahu a míry [7]:

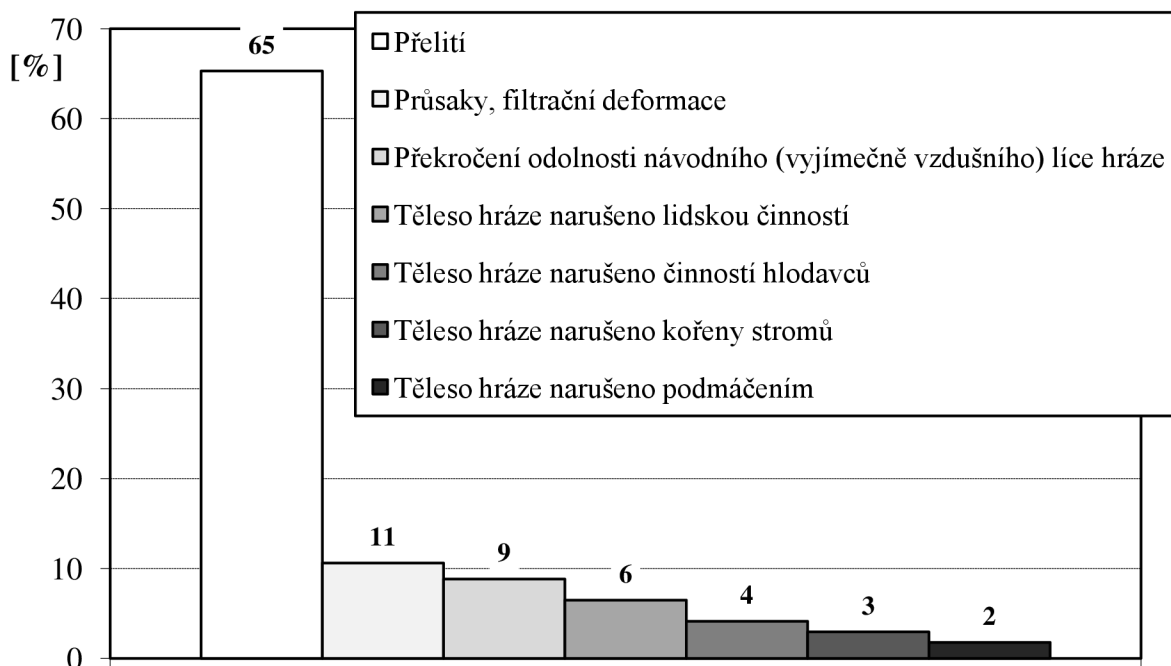
- úplné protržení tělesa hráze a vznik průlomového otvoru,
- částečné poškození koruny a svahů hráze při jejím časově omezeném přelítí,
- prosednutí tělesa hráze v důsledku filtračních deformací,
- poškození návodního, resp. vzdušního líce hráze povrchovou erozí způsobenou prouděním vody v toku, resp. v inundačním území.

## 2.1. Povodí Moravy

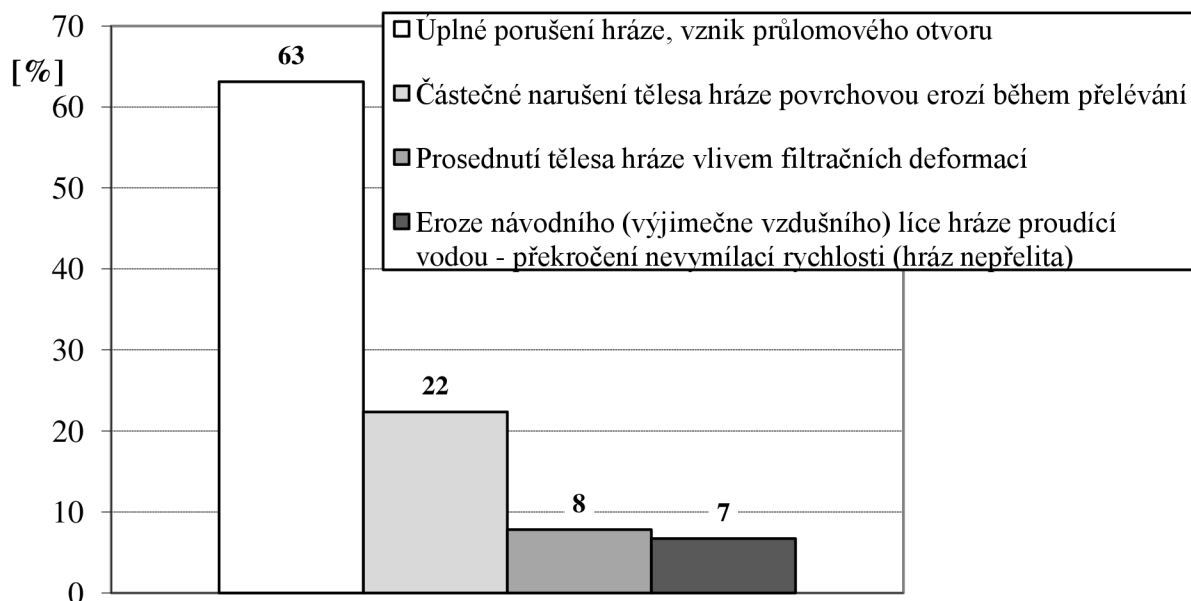
Databáze poruch ochranných hrází v povodí řeky Moravy v období 1965 – 2012 obsahuje 61 zaznamenaných povodňových epizod a 168 míst s porušenými ochrannými hrázemi.[12]

### 2.1.1. Procentuální rozdělení příčin poruch

Procentuální rozdělení příčin porušení ochranných hrází je patrné z obrázku 2. 1. četnost jednotlivých kategorií míry porušení je na obrázku 2.2.



Obr. 2.1. Procentuální rozdělení příčin poruch ochranných hrází v povodí Moravy [7]



Obr. 2.2. Procentuální rozdělení míry porušení ochranných hrází v povodí Moravy [7]

### 2.1.2. Odhad relativní četnosti porušení ochranných hrází

Z dostupných dat lze jako souhrnný údaj stanovit relativní četnost poruch ochranných hrází. Povodí Moravy, s. p. spravuje v současné době cca 1300 km ochranných hrází [17], celkový počet evidovaných poruch je 168 a délka sledovaného období je 47 let. Z těchto údajů lze stanovit relativní četnost poruch na 1 km ochranných hrází (od roku 1965):

$$R\check{C} = \frac{m}{l} = \frac{168}{1300} = 0,129 \quad (1)$$

kde:

$R\check{C}$  – relativní četnost poruch ochranných hrází na 1 km za 47 let,

$m$  – celkový počet evidovaných poruch,

$l$  – celková délka sledovaných hrází.

Při rizikové analýze záplavových území se obvykle pracuje s roční pravděpodobností poruchy (překročení kapacity koryta, zaplavení). Její hodnotu lze odhadnout ze vztahu (2).

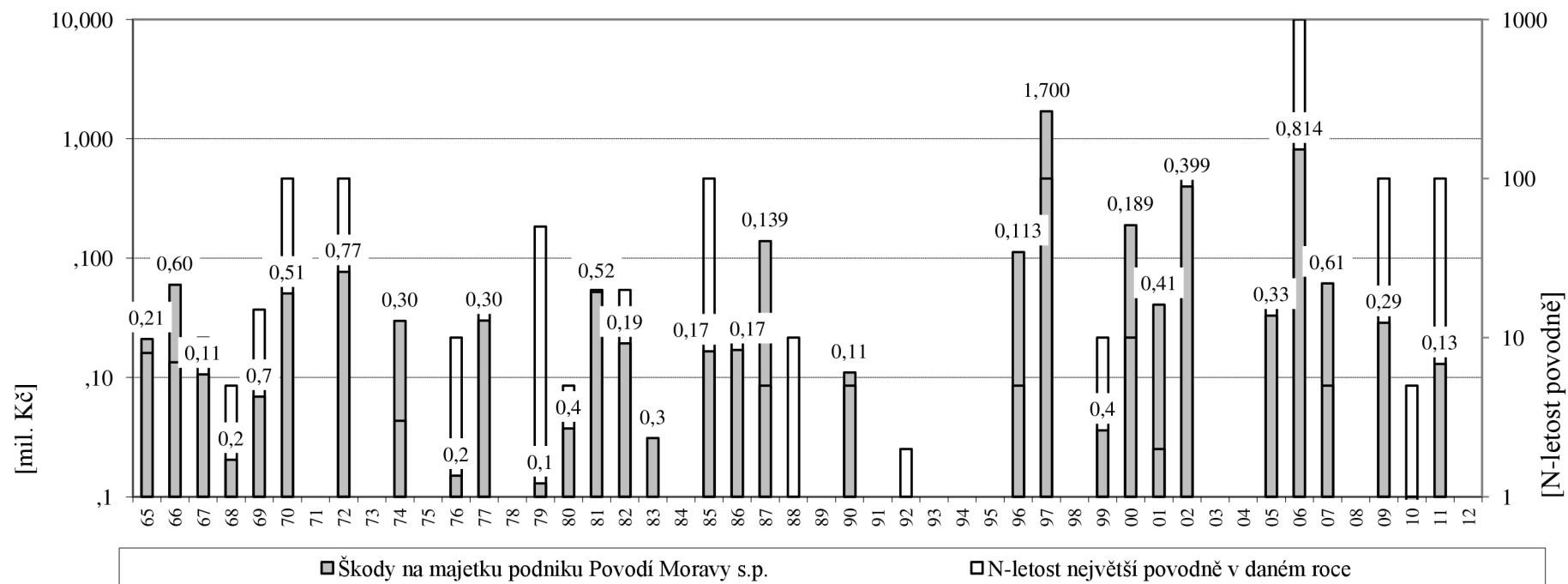
$$R\check{C}_1 = \frac{R\check{C}}{n} = \frac{0,129}{47} = 0,00275 \quad (2)$$

kde:

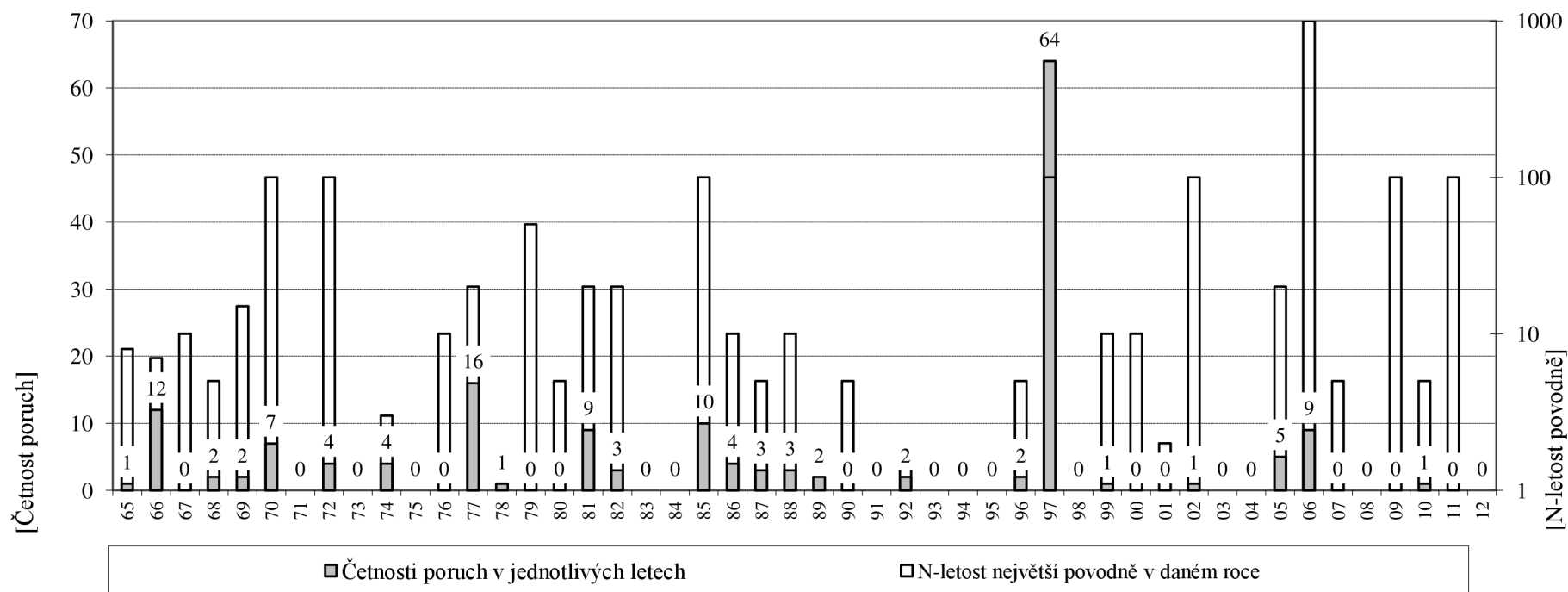
$R\check{C}_1$  - relativní četnost poruch ochranných hrází na 1 km za 1 rok,

$n$  – délka sledovaného období (počet hodnocených let).

Nejvyšší počet poruch během jedné povodňové epizody byl zaznamenán v roce 1997 (64 poruch - 39%), přitom cca 49% poruch bylo zaznamenáno na samotné řece Moravě.



Obr. 2.3. Škody na majetku podniku Povodí Moravy, s. p. [7]



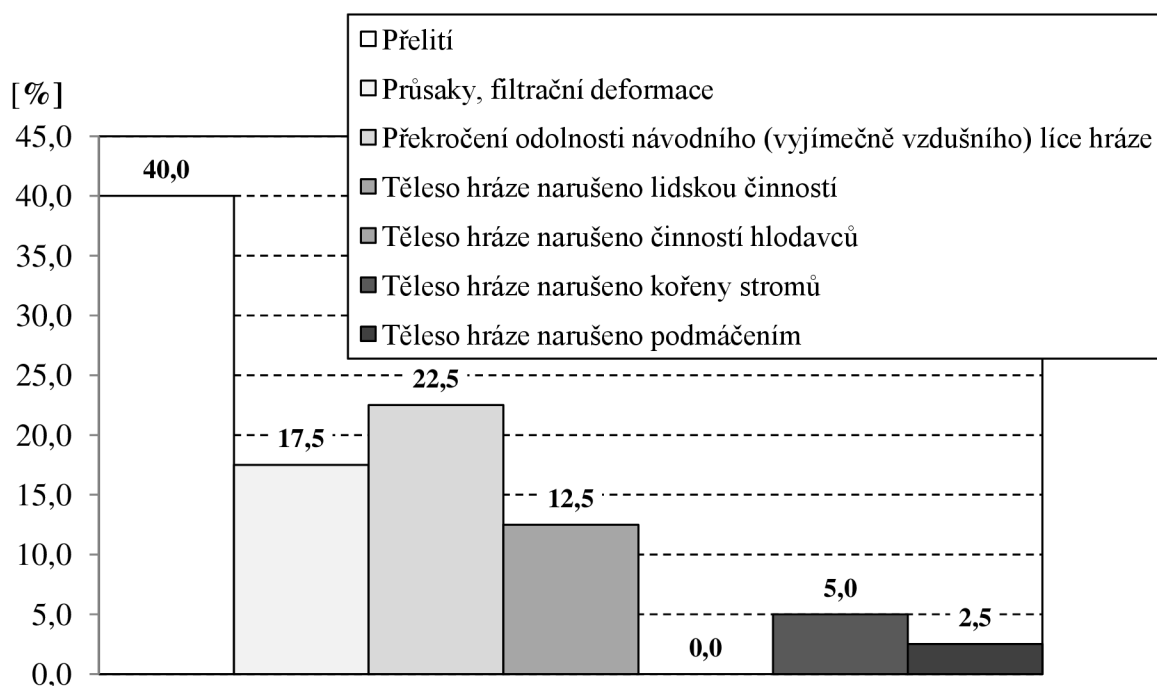
Obr. 2.4. Četnosti poruch ochranných hrází v povodí Moravy v závislosti na N-letosti největší povodně v daném roce [7]

## 2.2. Povodí Odry

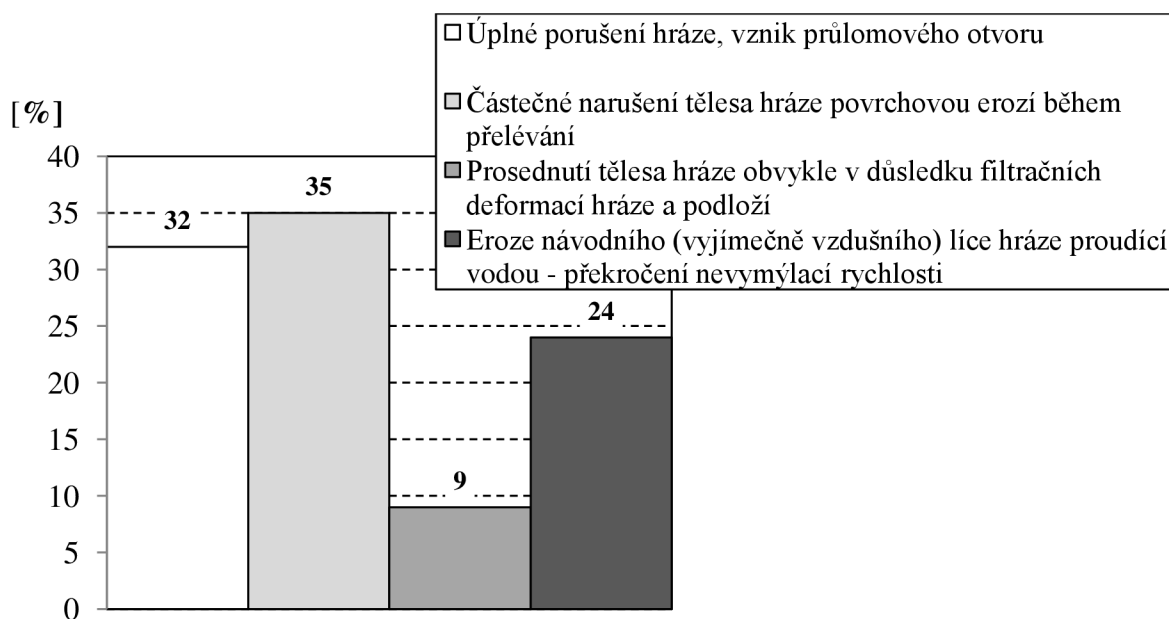
Databáze poruch v povodí Odry obsahuje 40 míst s porušenými ochrannými hrázemi, která byla evidována na tocích v povodí řeky Odry v letech 1960 až 2009. [18]

### 2.2.1. Procentuální rozdělení příčin poruch

Procentní rozdělení příčin porušení ochranných hrází je patrné z obrázku 2. 5. rozdělení rozsahu porušení je uvedeno na obrázku 2.6.



Obr. 2.5. Procentuální rozdělení příčin poruch ochranných hrází v povodí Odry [20]



Obr. 2.6. Procentuální rozdělení míry porušení ochranných hrází v povodí Odry [20]

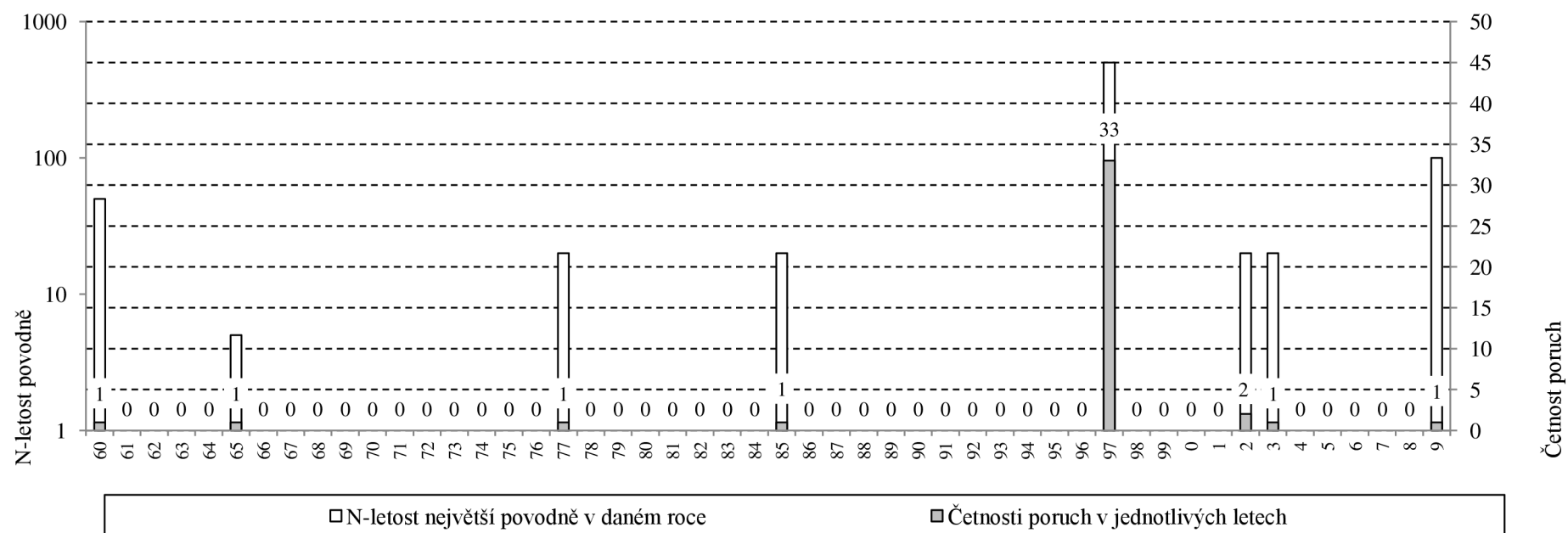
### 2.2.2. Odhad relativní četnosti porušení ochranných hrází

Relativní četnost poruch ochranných hrází byla provedena z údajů o cca 155 km hrází, které spravuje Povodí Odry, s. p., celkový počet evidovaných poruch je 153 a délka sledovaného období je 49 let. Z těchto údajů byla stanovena relativní četnost poruch na 1 km ochranných hrází za posledních 49 let (od roku 1960):

$$RC^{\check{}} = \frac{m}{l} = \frac{40}{155} = 0,258 \quad (1)$$

Roční pravděpodobnost poruchy je:

$$RC_1^{\check{}} = \frac{RC^{\check{}}}{n} = \frac{0,258}{49} = 0,00527 \quad (2)$$



Obr. 2.7. Četnosti poruch ochranných hrází v povodí Odry v závislosti na N-letosti největší povodně v daném roce [20]



### **2.3. Povodí Ohře**

Povodí Ohře, s. p. spravuje celkem 6 820,9 km toků a 4,6 km ochranných hrází.[19] Podle vyjádření Ing. Jana Svejkovského, vedoucího oddělení TBD, nedošlo na povodí Ohře k žádným poruchám ochranných hrází.

*"Je však důležité říci, že na našich ochranných hrázích si nejsme vědomi žádných poruch ani při povodních, ani mimo ně."*

*Ing. Jan Svejkovský*

Z tohoto vyplývá, že ochranné hráze na Povodí Ohře jsou bezpečné.

### 3. GEOFYZIKÁLNÍ MONITOROVACÍ SYSTÉM

Ochranné sypané hráze jsou většinou budovány z místních materiálů. Jedná se o liniové stavby, jejichž délka se pohybuje ve stovkách až tisících kilometrech. Zvláště u starších je jejich existence spojena s bezpečnostními riziky. Zpravidla neexistuje dokumentace o geologickém složení podloží, či složení samotné hráze. Mnohé z nich byly v průběhu let navyšovány, opravovány nebo zpevňovány. Ochranné hráze jsou vystaveny extrémnímu hydrodynamickému zatížení v podobě povodňové vlny. Po větší část roku je stavba vystavena nepříznivým klimatickým podmínkám jako vítr, mráz, déšť a opětovné vysoušení sluncem. Hrozí zde proto reálné riziko porušení stavby a ohrožení majetku nacházejícího se v záhrází.

Jedním z technických opatření eliminujících či snižujících povodňové škody je aktivní užívání monitorovací techniky. Její role je v komplexu řešených problémů nezastupitelná. Uplatňuje se především při měření na objektech, u nichž je nebezpečí ze ztráty stability např. v důsledku zatížení povodňovým průtokem. V současné době je na výběr z řady geofyzikálních metod monitoringu. Uvádím zde nejčastěji používané metody pro odhalení geologických poruch. Přehled je uveden v tabulce č. 3.1. Technicko-bezpečnostní dohled na protipovodňových hrázích se většinou omezuje na inspekční vizuální prohlídky, běžnou údržbu a případně na měření deformací. Pro posouzení bezpečnosti konstrukce je však nutno dlouhodobě sledovat stav tělesa hráze a jejího podloží a zaznamenávat změny tohoto stavu. To je cílem metodiky geofyzikálních měření pro protipovodňové hráze.

Rozlišujeme dva základní způsoby průzkumu, a to invazivní a neinvazivní. Dělí se dle přístupu k monitorovanému prostředí. Za invazivní jsou považovány postupy, které ovlivní měřené prostředí. Mnohdy může dojít až k destrukci sledovaných jevů. Mezi invazivní metody patří např. vrt, odběr vzorků, instalace sond apod. Výhodou uvedené metody jsou přesnější výsledky. Neinvazivní metody neovlivní probíhající jevy a jejich realizace je jednodušší na provádění (není třeba instalovat sondy). Tato výhoda však může být, zvláště u tak různorodého materiálu jakým je zemina, potlačena nižší citlivostí, přesností, spolehlivostí a reprodukovatelností měření.

Metodika byla vypracována v rámci projektů s názvem IMPACT a FLOODSite financovaných EU. Geofyzikální monitorovací systém se skládá ze tří částí, které nabízejí ekonomické řešení základních úloh (potřeb) při údržbě hrází [4]:

1. Rychlé testovací měření slouží pro základní posouzení materiálového složení, stavby a homogenity konstrukce hrází. Tato metodika je dále základem pro opakovaná monitorovací měření. Měření je založeno na aplikaci metody DEMP (dipólové elektromagnetické profilování) s využitím multifrekvenčních aparatur (např. GEM-2 firmy GEOPHEX – USA).
2. Diagnostická měření se používají pro vyhledávání skrytých defektů hrází v narušených (nehomogenních) úsecích. Metodika vychází z aplikace komplexu geoelektrických metod, zvláště odporové tomografie. Ta je vhodně doplněná o další nezávislou metodu podle typu hledaného defektu (mikrogravimetrie, seismická tomografie apod.).

3. Měření geomechanických vlastností umožňuje v kombinaci s laboratorními zkouškami sledovat geomechanický stav narušených úseků hrází. Při analýze geomechanických vlastností hrází se uplatní zvláště seismické metody a mikrogravimetrie.

Název		Dosah [m]	Narušení prostředí	Charakteristika
Goelektrické metody	Elektrická impedanční spektrometrie	0,3-0,5	invazivní	Využívá frekvenční charakteristika impedance $Z$ zemin-odpor pórového prostředí a fázového elektrického proudu dané frekvence
	Georadar	cca 10	neinvazivní	Vysílání elektromagnetických pulzů o vysoké vlastní frekvenci
	Rychlé elektromagnetické metody	cca 100	neinvazivní	Měří vodivost zemin, jejich magnetickou susceptibilitu a elektromagnetický šum.
	Stejnoseměrná odporová metoda	Cca 30 m	invazivní	Měří odpor zemin.
Seismické metody		max. 100	neinvazivní	Šíření elastických vln.
Gravimetrie			neinvazivní	Sledování tíhového pole Země.

Obr. 3.1. Srovnání monitorovacích metod

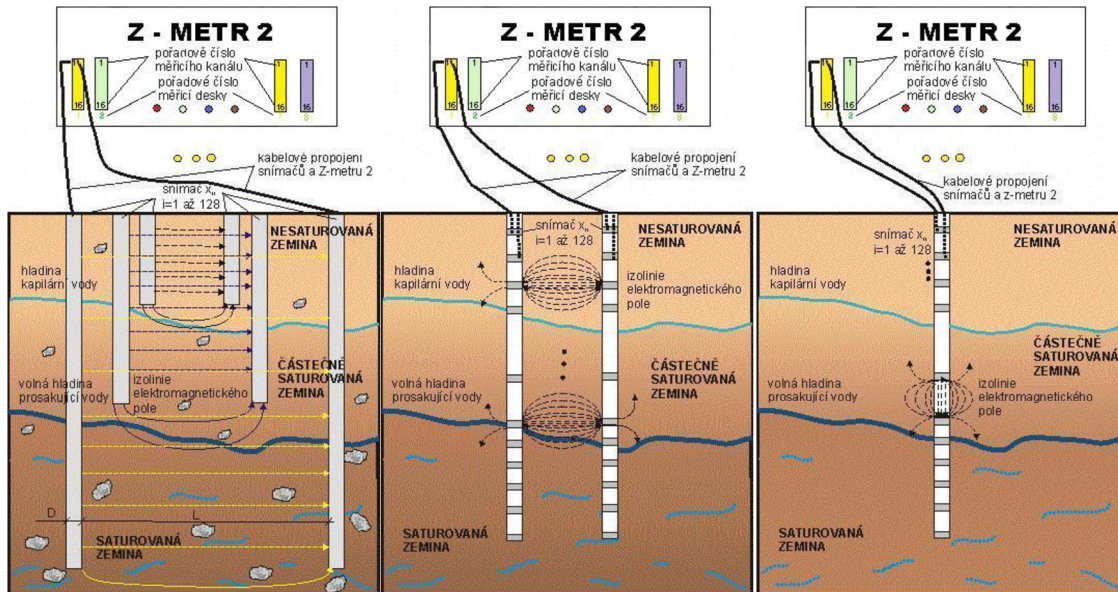
### 3.1. Goelektrické metody

Goelektrické metody jsou rozmanitou skupinou metod využívajících různá elektrická a elektromagnetická pole. Rozsah použití i počet metod je velmi obsáhlý. Goelektrické metody se dělí na stejnosměrné, elektrochemické a elektromagnetické. Základní princip je založen na měření odporu a měrné vodivosti hornin.

#### 3.1.1. Elektrická impedanční spektrometrie

Tato metoda byla vyvinuta doc. Ing. Janou Pařílkovou, CSc. z Ústavu vodních staveb na VUT v rámci habilitační práce. Jedná se o invazivní metodu využívající frekvenční charakteristiky impedance  $Z$  zemin. Impedance  $Z$  je komplexní veličina popisující zdánlivý odpor pórovitého prostředí a fázového elektrického proudu dané frekvence. Pro určení impedance je proto třeba zabývat se analýzou časových průběhů střídavého napětí a střídavého proudu.

Při měření se používají sondy ve tvaru tyčí nebo vertikálně dělených trub umístěvaných do sledovaného prostředí. Na aparaturu  $Z$ -metr jsou napojeny vodiče, které přenášejí signál. Schematizace principu měření je zřejmá z obr. 3.2.



Obr. 3.2. Různá konstrukční řešení měřících sond [14]

Pro zvýšení úrovně měření je možno modifikovat měřicí sestavu, dle znalostí měřeného prostředí vycházející z inženýrsko-geologického a hydrogeologického průzkumu.

Konstrukci sond je nutno navrhovat především vzhledem k povaze měření a prostředí, v němž se má měření realizovat. Sondy jsou konstruovány pro měření charakteristik zemín v délkách potřebných pro monitorování změn probíhajících v hloubkách 0,3 až 5,0 m a měření rozhraní vody a pevné vrstvy (kalu) v délkách 3,0 až 6,0 m.

### 3.1.2. Georadar

Tato metoda je dle Radka Klanici [26] založena na vysílání EM pulzů o vysoké vlastní frekvenci (50-1000 MHz) do země a registraci času příchodu signálu po odrazu od podpovrchových reflexních rozhraní, které jsou projevem změny EM vlastností, hlavně elektrické permitivity popřípadě elektrické vodivosti. Zdrojem EM pulzu může být buď polovodičový zesilovač (výkon do 50 W) nebo jiskřiště (výkon až 20 MW). Současné aparatury umožňují prakticky spojitě sledování průběhu odrazných rozhraní. Hloubkový dosah je dán typem použitého zdroje a horninovým složením. Dosah polovodičových zesilovačů se pohybuje do cca 10 metrů, zatímco pulzy generované jiskřištěm mohou mít dosah až 200 metrů. Samotných 200 metrů dosahuje pouze georadar LOZA ruské výroby.



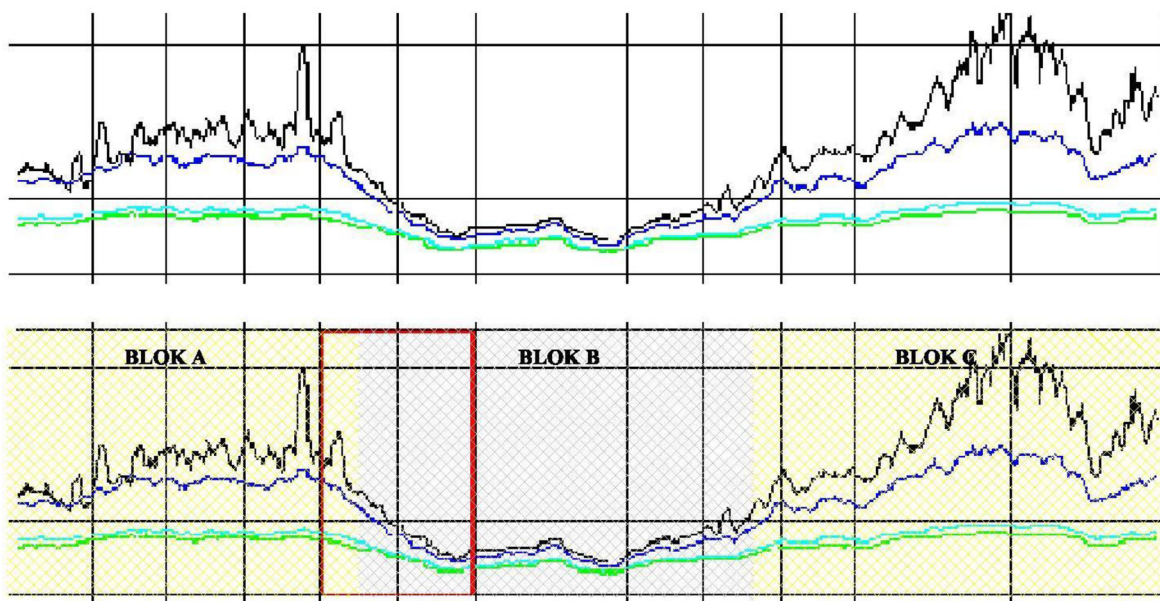
Obr. 3.3. Georadar [26]

### 3.1.3. Rychlé elektromagnetické metody

Jedná se o metodu využívající dipólového elektromagnetického profilování. Tato metoda je slouží pro rychlý popis stavu hrází. Pro měření se předpokládá nasazení moderních multifrekvenčních aparatur s vyhovující opakovatelností měřených dat.

Měření pomocí aparatury GEM-2 poskytuje příznivý poměr mezi cenou měření a získanými informacemi. Aparatura měří vodivost zemin a hornin, jejich magnetickou susceptibilitu a elektromagnetický šum. Z naměřených údajů se dá soudit na homogenitu materiálů, případně existenci možných průsaků.

Měření probíhá rychlostí volné chůze, poloha měření je zaznamenávána automaticky pomocí systému GPS. Hloubkový dosah se pohybuje od prvních metrů do prvních stovek metrů podle použité frekvence a měrných odporů prostředí. Lze tak získat základní představu o změnách vlastností hrází jak v podélném tak vertikálním směru. Příklad měření aparaturou GEM-2 a následného diagnostického měření je uvedeno na následujících obrázcích.



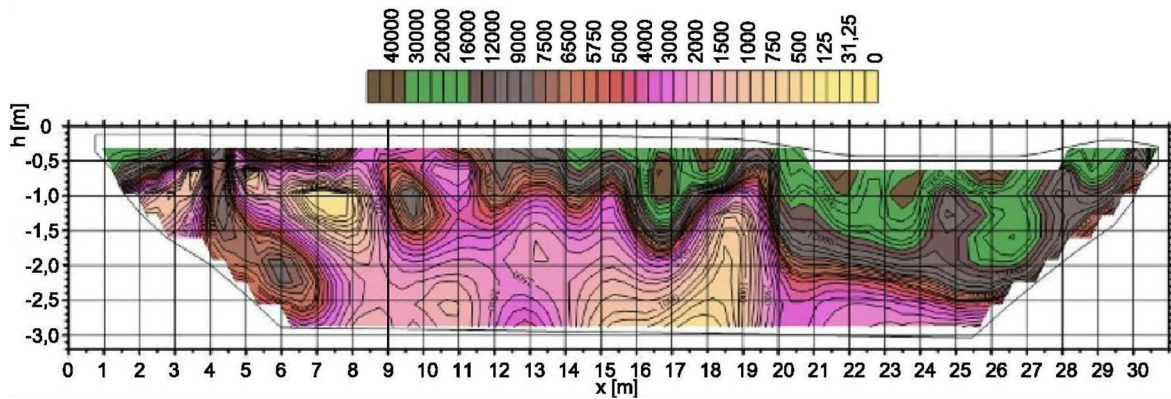
Obr. 3.4. Soubor křivek měrných odporů materiálu [4]

Na horním grafu jsou znázorněny křivky měrných odporů materiálů hráze a jejího podloží. Na základě těchto výsledků byl úsek rozdělen na bloky (spodní upravený graf). Materiál v bloku A a C má téměř shodný odpor kolem 200  $\Omega\text{m}$ , jedná se tedy patrně o hlinitý písek až štěrk. V bloku B je vidět opravená průtrž, jedná se o jílovitý materiál. Na rozhraní těchto různých materiálů může dojít vlivem vysychání hráze v letním období ke vzniku drobných trhlinek. Hranice bloků byla označena jako riziková.

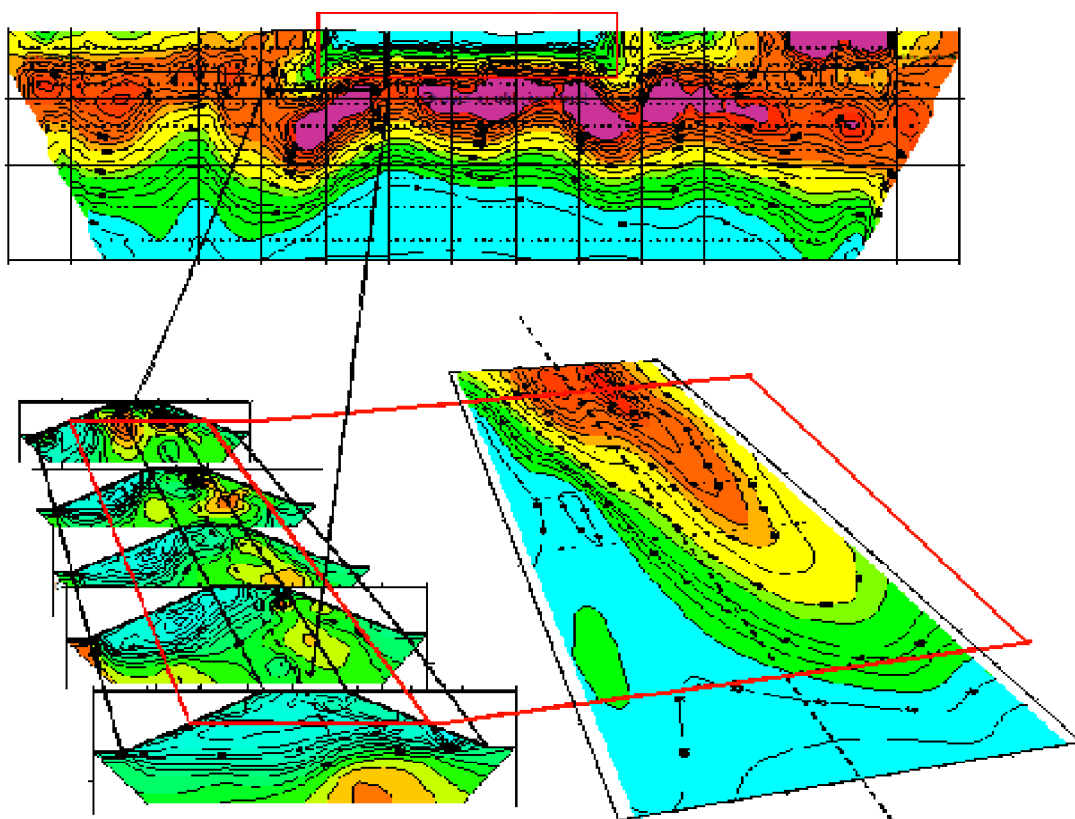
Opakované měření aparaturou GEM-2 v rámci systému GMS dále umožňuje vyčlenit v čase nestabilní úseky hrází. Tato metoda vzhledem k její jednoduchosti provádění lze uplatnit i u starších hrází. U protipovodňových hrází je to s ohledem k jejich rozsahu v podstatě jediná možnost jejich monitorování.

### 3.1.4. Stejnoseměrné odporové metody

Měření odporů hornin patří mezi efektivní metody průzkumu. Čím je hornina pevnější nebo obsahuje méně vody, tím vyšší odpor můžeme očekávat. Změny odporů s hloubkou jsou sledovány metodou vertikálního odporového profilování (VES). Odpory v horizontálním směru sledují metody odporového profilování (SOP, KOP, dipólová uspořádání). V poslední době se používají při odporových měřeních multielektrodová uspořádání řízená počítačem (takzvaná odporová tomografie). Výsledky těchto uspořádání lze prezentovat jako odporové řezy. [4]



Obr. 3.5. Příklad odporového řezu - měřeno v podmínkách skalní horniny, mírně dotované vodou [4]  
Přesnou geometrii a stav zavázání opravy průtrže ukazují výsledky diagnostických měření. Na dalším obrázku nahoře vidíme podélný odporový řez hráze (výsledek odporové tomografie), který přesně identifikuje rozsah opravené průtrže. V podloží protrženého úseku je dobře patrná poloha zvýšených odporů, která zřejmě odpovídá šterky vyplněnému starému říčnímu korytu. Detailní 3D měření v místě kontaktu bloku A-B ukazuje geometrii zavázání opravy do původní hráze.



Obr. 3.6. 3D měření geometrie zavázání opravy do původní hráz [4]

### 3.2. Seismické metody

Seismické metody se zabývají šířením elastických vln v horninovém prostředí. Můžeme je rozdělit na refrakční a reflexní. Seismické vlny se v horninovém prostředí odrážejí, lámou či difragují. Pevnější prostředí vyvolává rychlejší šíření seismické vlny. Rychlost šíření seismické vlny lze převést na modul pružnosti, či odvodit jiné fyzikální vlastnosti horniny. Před samotným měřením je potřeba správně zvolit systém měření, tj. rozmístění míst vybuzení seismických vln a míst jejich registrace.

Seismické vlny potřebné k měření lze vytvářet různými způsoby. Dříve se používali odpaly trhavin v mělkých vrtech. Amplituda i frekvence vzniklé vlny závisí na velikosti nálože - větší hmotnost nálože = větší amplituda a nižší frekvence. Trhaviny, ale mají řadu nevýhod, např. nutnost vrtání, náročné skladování, bezpečnost převozu a především možnost poškození objektů nebo ohrožení obyvatel.



Obr. 3.7. Vibrátor [26]

Další možností jsou vibrační zdroje, jako je třeba vibrátor. Vibrátor je speciálně upravený automobil vibrující na ocelové podložce, kterou jsou vibrace přenášeny do půdy. Nejčastěji se generuje signál o vlnové délce 7 – 12 sekund s proměnnou frekvencí. Výhodou tohoto zařízení je možnost jeho využití ve městech.

Vlnění lze také vyvolat úderem kladiva o ocelovou podložku nebo úderem závaží padajícího z určité výšky. Nejčastěji používaným způsobem jsou úderem kladiva. Jeho výhodou je snadná dostupnost a mobilita. Nevýhodou kladiva je jeho hloubkový dosah, který se pohybuje maximálně okolo 100 metrů. Jako podložka slouží kovová nebo plastová destička.

Pro dosažení větších hloubek lze použít pád závaží. V reflexní seismice získáme informace až z hloubky 1 km. Hlavní výhodou oproti kladivu je vyšší energie buzeného signálu, závaží lze totiž různými mechanizmy při pádu urychlit. Nevýhodou je vícenásobný dopad po odražení závaží.

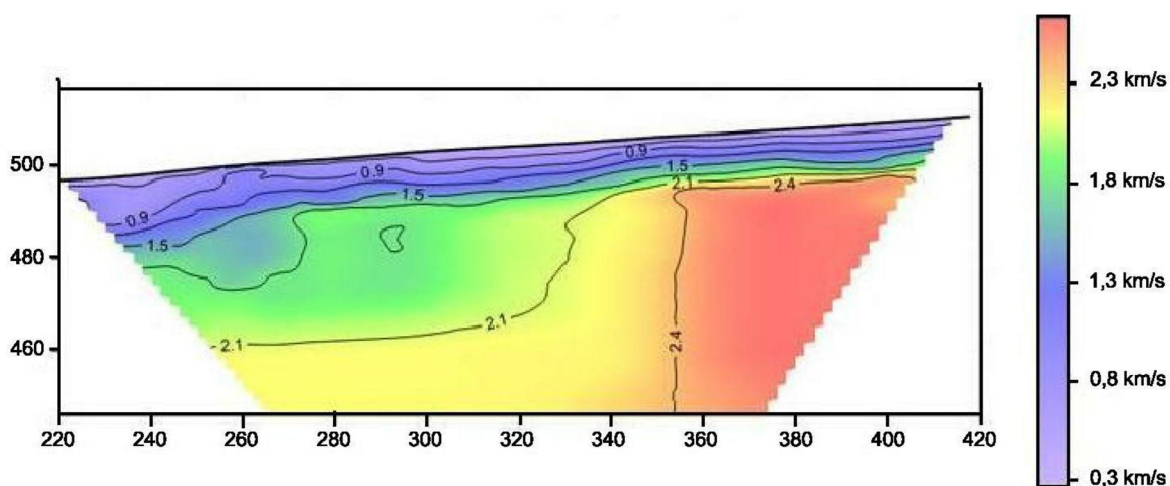




Obr. 3.8. Úderová seismika pomocí kladiva [26]

Princip zaznamenávání seismických vln [26]:

Seismické vlny registrujeme pomocí seismických aparatur. Soubor zařízení, kterým prochází vzruch před registrací, se nazývá seismický kanál. Jeho vstupním členem je elektrodynamický geofon, který přeměňuje seismické kmity na elektrické. Geofon obsahuje volně zavěšenou cívku, kolem níž se nacházejí magnety pevně spojené s tělem geofonu. Příchodem seismické vlny se tělo geofonu rozpožybuje spolu s půdními částicemi, zatímco cívka zůstane v klidu. Podle zákonů elektromagnetické indukce dochází k vzniku elektrického signálu, který je pak veden do vlastní seismické aparatury.



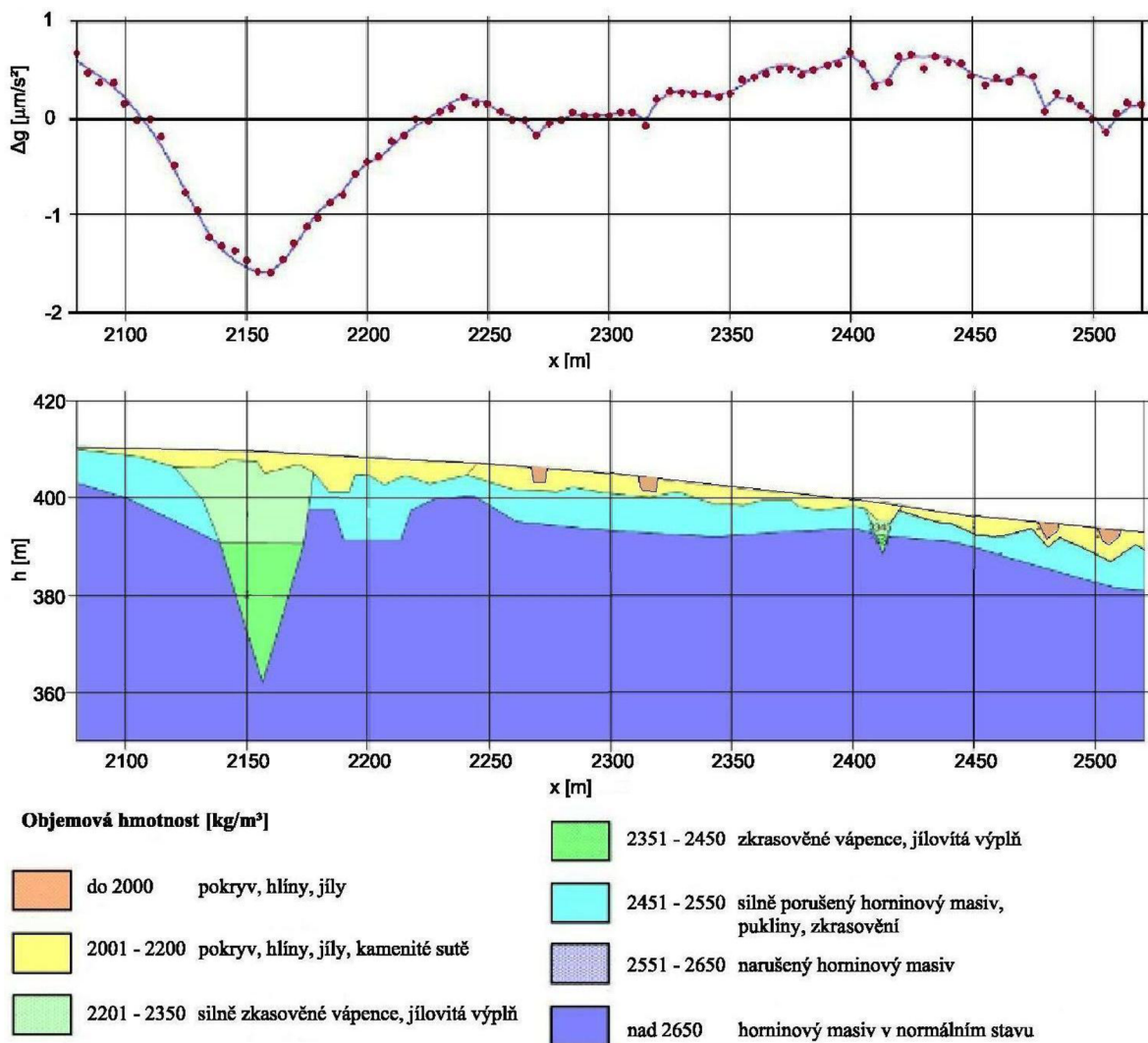
Obr. 3.9. Rychlostní řez horninovým prostředím [26]

### 3.3. Gravimetrie

Princip gravimetrie je založen na sledování tíhového pole Země. Po odečtení regionálních vlivů získáme residuální anomálie. Záporné anomálie indikují přítomnost nedostatku hmot (zvýšená pórovitost či puklinatost, dutiny). Kladné anomálie odpovídají nárůstu objemové hmotnosti hornin (např. indicie elevace skalního podloží). Gravimetrie je založena na Newtonových zákonech (gravitační, hybnosti). Jedná se o poměrně drahou a náročnou geofyzikální metodu.

Principy měření pomocí gravimetrie [26]:

Měření zemské tíže lze provádět dvěma způsoby. Absolutně a relativně. Při absolutním měření zjistíme hodnotu gravitačního zrychlení z měření na jednom bodu. K tomuto účelu se používají kyvadla nebo princip volného pádu, neboli zemská tíže je určována nepřímo např.: z doby kyvu kyvadla nebo z volného pádu. Měření tíže absolutním způsobem je zdoluhavé a náročné, a proto se realizuje pouze na vybraných geodeticky stanovených bodech, které pak slouží jako základny, na které jsou ostatní tíhové body navazovány relativním měřením.



Obr. 3.10. Příklad naměřených tíhových hodnot zpracovaných do formy Bouguerových anomálií a vypočtený tíhový model s interpretací [4]

Při relativním způsobu měření určujeme rozdíly v tíži mezi body. U starších typů gravimetrů tvořil měřicí element nejčastěji křemenný systém s vahadlem otočným kolem vodorovné osy a soustava pružin. Změny dilatace pružiny jsou přímo úměrné změnám tíhového pole. U nejmodernějších gravimetrů tvoří měřicí element dvě desky kondenzátoru, z nichž jedna je zavěšena na pružině a tíhové pole je měřeno pomocí změn mezi deskami kondenzátoru.

Měření se většinou realizují na zemském povrchu, ale speciálně upravenými gravimetry lze měřit i na dnech oceánů, ve vrtech nebo z letadel. Měření ve vrtech lze velmi dobře zjistit hustotu okolních hornin. Měření z aut/letadel jsou méně přesná, protože jsou nepříznivě ovlivněna pohybem těchto strojů.

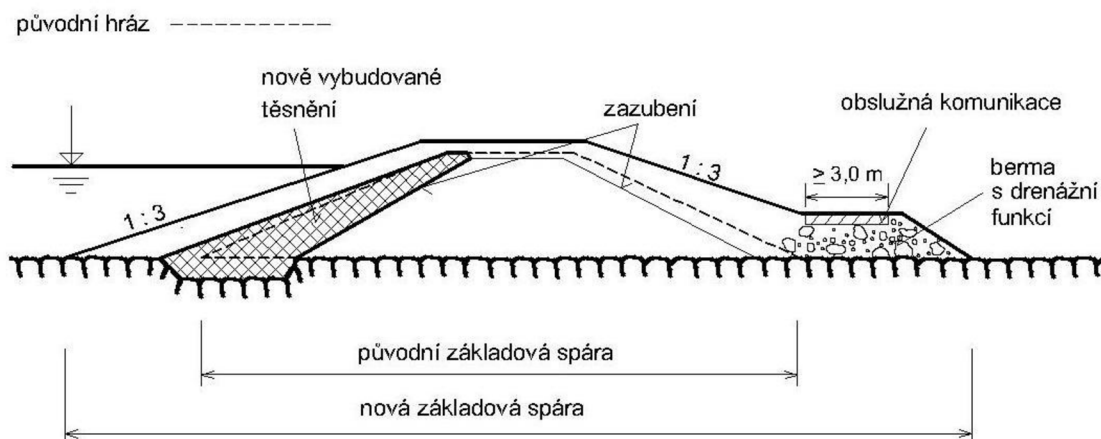
Gravimetrii lze využít v aplikovaných oborech geologie a při řešení environmentálních problémů. Gravimetrie se využívá při vyhledávání ložisek ropy a zemního plynu, při vyhledávání ložisek rud a nerud, v hydrogeologii, v inženýrské geologii a v neposlední řadě ve speleologii a archeologii.

## 4. SANACE OCHRANNÝCH HRÁZÍ

Vysakování vody ve spodní části vzdušního svahu (svahový pramen) způsobuje zvýšení pórových tlaků v tělese hráze a v podloží a tím snižuje stabilitu ochranné hráze. Soustředěný výtok může vést k filtračním deformacím zemin hráze a podloží, k vytvoření privilegované průsakové cesty a k následnému úplnému protržení hráze. Rozmáčení v místě vysakování ohrožuje stav svahů a tělesa hráze a také ztěžuje přístup k hrázi při povodních. [20]

### 4.1. Úvod

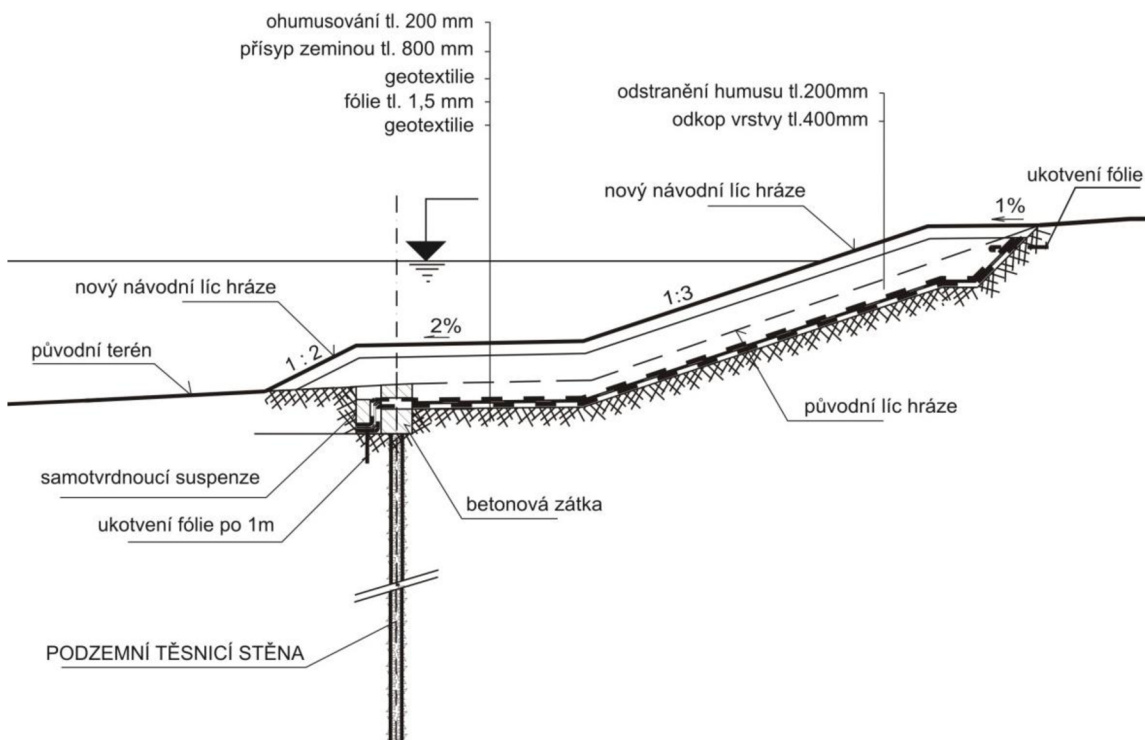
Průsaky tělesem hráze a jejím podložím lze omezit vybudováním vhodného těsnícího prvku. Pokud je třeba provést dodatečné těsnění samotného tělesa ochranné hráze, je možné jej provést "klasickým" způsobem spočívajícím v uložení těsnicí zeminy na návodní líc hráze (obr. 4.1), popř. umělého těsnícího pláště přímo na upravený návodní líc (obr. 4.2.), nebo vybudováním svislého těsnícího prvku z koruny hráze (obr. 4.3.).



Obr. 4.1. Vybudování nového povrchového těsnícího prvku [20]

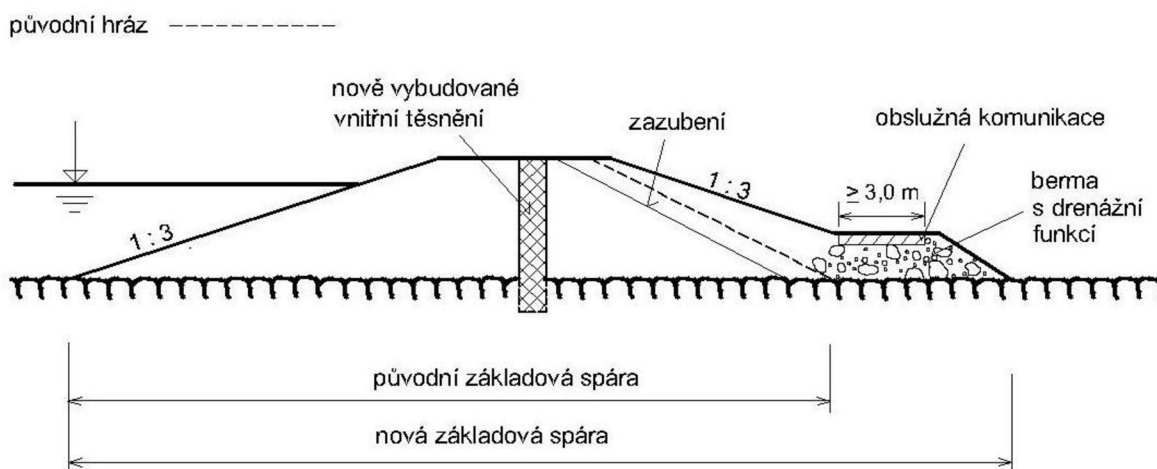
Jedná-li se o návodní těsnění, je nutné dobře zajistit napojení nového těsnícího prvku na stávající těleso hráze. Provádí se to např. zazuběním nebo úpravou sklonu návodního svahu hráze.

Plášťová těsnění mohou být tvořena asfalto-betonovým kobercem, betonovou deskou nebo plastovou fólií - geomembránou. Při rychlém poklesu hladiny vody lze očekávat tlak působící na těsnicí pláště, proto je třeba prokázat jeho stabilitu. Stabilitu lze zajistit spolehlivým odvedením vody z prostoru pod těsnícím prvkem, dostatečnou hmotností prvku nebo jeho přitížením např. přísypem zeminou. Při patě návodního svahu hráze je třeba zajistit napojení těsnícího prvku do podloží. To je možné např. navázáním na podzemní těsnicí stěnu přes betonový bloček (obr. 4.2).



**Obr. 4.2. Úprava návodního těsnění plastovou fólií přitíženou vrstvou zeminy s napojením na podzemní těsnicí stěnu [20]**

U svislých prvků (obr. 4.3) je třeba zajistit rovněž dobré zavázání do podloží, popř. navázání na těsnicí prvek podloží. Toho lze dosáhnout v případě dostatečně mocné nepropustné při povrchové vrstvě (stropní izolátor) zavázáním těsnicí stěny ozubem hloubky 0,50 až 1,0 m. Pokud je hráz založena na propustných materiálech, je třeba těsnicí stěnu vedenou tělesem hráze prodloužit do podloží. V případě ochranných hrází obvykle nelze připustit přerušení přirozené komunikace vody mezi zvodní a vodním tokem, navrhují se podzemní stěny jako plovoucí - nezavázané do nepropustného podkladu. V tomto případě je třeba posoudit materiál podloží z hlediska jeho filtrační stability.



**Obr. 4.3. Vybudování dodatečného svislého těsnícího prvku [20]**

Sanace ochranných hrází lze v současné době provést dle Říhy[20] těmito postupy:

- beraněné ocelové (příp. plastové) štětové stěny, které se používají v případě nepřilíš kamenitého materiálu hráze a podloží;
- podzemní stěny, které se dělí na monolitické, pro které se používá označení „milánské stěny“, a prefabrikované;
- milánské stěny, které jsou tvořené průběžnou rýhou tloušťky 400 až 1200 mm a hloubku až do cca 40 m. Jejich stavba je plně mechanizována. Používají se speciální stroje, které z úrovně terénu postupně hloubí rýhu paženou výplachem bentonitovou suspenzí, která se následně zabetonuje. Má-li mít milánská stěna nosnou funkci (např. pro zajištění stability hráze), provádí se obvykle jako armovaná;
- prefabrikované podzemní stěny, které se provádí ze železobetonových lamel vysoké kvality, které lze využít a zabetonovat v dílenských podmínkách. Lamely mohou být tloušťky cca 0,40 až 0,50 m a šířky cca 2 m. Spáry mezi lamelami se těsní, dílce jsou osazovány postupně do rýhy pažené samotuhnoucí suspenzí;
- podzemní stěny těsnící – předchozí typy podzemních stěn nezajišťují plnou vodotěsnost v důsledku možných průsaku ve spoji mezi jednotlivými lamelami. Pro zajištění požadované těsnosti v celé ploše se provádějí podzemní stěny, které se nazývají těsnící. Oproti předchozím dvěma stěnám se používá do rýhy samotvrdnoucí těsnící suspenze, která se používá již během hloubení;
- pilotové stěny, které se s ohledem na své značné rozměry používají pro dodatečné těsnění hrází a jejich podloží pouze výjimečně. Používají se např. v případech, kdy mají současně statickou funkci. Zřizují se z jednotlivých pilot o průměru 0,6 až 1,0 m, kdy se otvory paží pomocí ocelové výpažnice (při průměrech nad 1,5 m se jednotlivé piloty hloubí pod ochranou bentonitové suspenze). Po uložení výztuže se zdola postupně betonuje a zároveň odčerpává bentonitová směs. Pro zajištění těsnícího účinku se musí jednotlivé piloty ve stěně vzájemně přesahovat, tzv. převrtávaná pilotová stěna;
- trysková injektáž, která spočívá ve vytvoření pilířů vzniklých tryskáním směsi vhodných vlastností do předvrtané zeminy pod tlakem 35–50 MPa. Pro zajištění těsnícího účinku se musí jednotlivé pilíře vytvořené tryskovou injektáží vzájemně dostatečně přesahovat. Sloupy mohou být vyztuženy ocelovými trubkami, které se do nich zavibrují;
- metoda využívající současného frézování (vrtání), promíchávání a injektování zeminy na utěsnění a zpevnění tělesa hráze a jejího podloží. Tato metoda je obdobně jako metoda tryskové injektáže založená na promíchání původního materiálu se suspenzí vhodného složení (např. jílocementovou). Na rozdíl od tryskové injektáže zde dochází k rozrušení zeminy pomocí frézy či vrtného míchacího zařízení. Takto rozrušená zemina je postupně promíchávána se suspenzí

při nízkých tlacích. Promíchání zeminy se suspenzí se provádí např. speciálně upraveným korečkovým rypadlem, které zajišťuje promíchání injektované suspenze s původní zeminou (obr. 4.4.).



Obr. 4.4. Zařízení k promíchání a injektování zeminy v ochranné hrázi [22]

## 4.2. Štětové stěny

Jedná se o beraněné nebo vibroberaněné ocelové profily. Štětovnice jsou spojovány v zámcích a tvoří souvislou stěnu. Nejznámějším typem jsou štětovnice Larssen. Tato technologie je vcelku jednoduchá na instalaci a dostupnost. Vzhledem k ceně oceli se širší využití jeví jako neekonomické.

Při beranění do balvanitých zemin mohou nastat potíže. Stejně tak není vhodné použití při výskytu ulehlých nesoudržných zemin nebo zemin s vyšším stupněm konzistence.

Používané technologie dovolují v zastavěných oblastech nasadit vibroberanidlo s proměnnou frekvencí vibrování čímž se předchází rezonanci, a tak je možné provádět vibroberanění aniž by došlo k porušení stávajících objektů vlivem otřesů.



Obr. 4.5. Beranění štětovnice, dotěsnění hráze vodního kanálu Nová řeka [29]

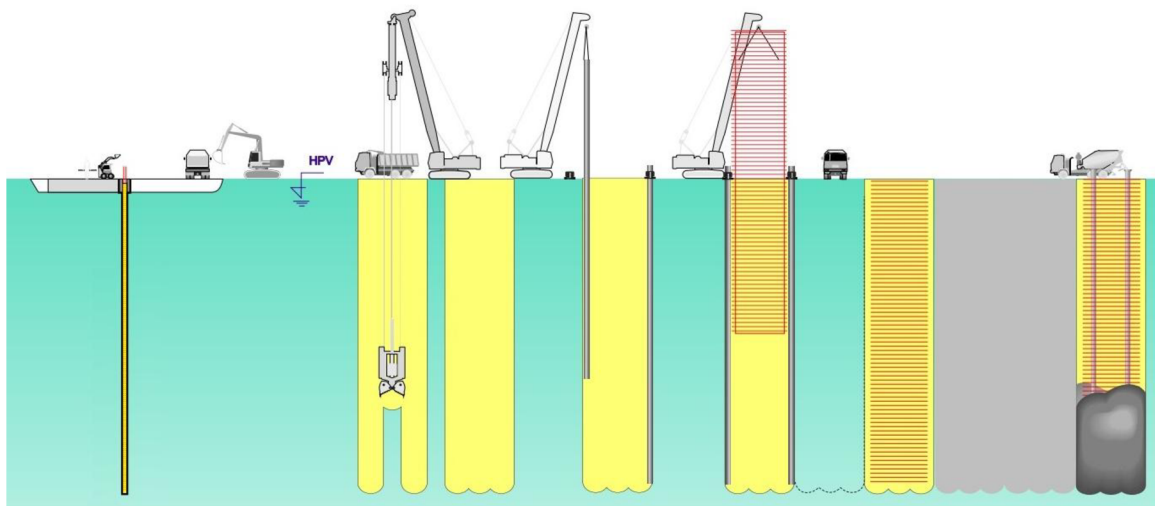
### 4.3. Podzemní stěny

Podzemní stěny mají v protipovodňovém stavitelství nenahraditelnou roli. Využívají se, když je třeba mocnější a stabilnější těsnicí stěna, např. při nutnosti projít přes balvanitější nebo ulehlejší geologickou polohu. Pomocí drapáku se vyhloubí rýha, jejíž stěny se nejčastěji paží bentonitovou, či jílocementovou suspenzí. Tuhostí se podzemním stěnám vyrovnají například pilotové stěny.

#### 4.3.1. Podzemní stěny monolitické

Realizace podzemních stěn začíná vybudováním vodících zídek, které určují jejich přesnou polohu [29]. Vodící zídky stabilizují horní část rýhy pod terénem, poskytují oporu pro hloubení a osazování prvků do rýhy. Při těžbě také slouží jako zásobní prostor pro pažící suspenzi, pod jejíž ochranou je těžba podzemních stěn prováděna. Pažící suspenze je obvykle jílová a plní funkci hydraulického pažení stěn rýhy a zajišťuje její stabilitu. Rýha podzemní stěny se hloubí hydraulickým nebo lanovým drapákem, popřípadě hydrofrézou. Tloušťky podzemních stěn jsou 400–800 mm (případně 1000–1200 mm), hloubky většinou nepřesahují 30 m, mohou být však i několikanásobně větší, zvláště při použití hydrofrézy. Podzemní stěna je hloubena po lamelách šířky převážně do 7 m. Vodotěsnost spár mezi jednotlivými lamelami je zajišťována těsnicími pásy, které jsou navlečeny do ocelových pažnic tvořících bednění pracovní spáry (tzv. waterstop).





Obr. 4.6. Technologický postup provádění monolitické podzemní stěny [28]

Technologický postup provádění kotvené monolitické podzemní stěny [29]:

- a) Těžba jednotlivých záběrů a hrázky drapákem pod ochranou pažící suspenze;
- b) Do vytěžené rýhy (lamely) je postupně osazen armokoš a zámkové pažnice s těsnícími pásy;
- c) Betonáž lamely podzemní stěny probíhá odzdoła pomocí kolon betonářských rour;
- d) Po zatvrdnutí vyrobených podzemních stěn je lze postupně odkopat a zakotvit po kotevních úrovních až na úroveň definitivního výkopu.

Po vyhloubení lamely je do rýhy vyplněné přečištěnou pažící suspenzí zasunut projektovaný armokoš a zahájí se její betonáž kolonou betonářských rour. Betonová směs přitom vytěsňuje pažící suspenzi, která je odčerpávána. Kvůli dodržení potřebné kvality podzemní stěny je nutné, aby betonáž celé lamely proběhla vždy co nejrychleji a bez přerušení (současná betonáž pomocí kolon betonářských rour osazených v jedné lamele). Povrch monolitických stěn je možné po jejich odkrytí upravovat – např. stříkanými betony nebo frézováním. Monolitické podzemní stěny je možno použít jako konstrukční stěny hlubokých stavebních jam, zejména v případech, kdy dno stavební jámy je pod hladinou podzemní vody. Mohou být vetknuté do podloží, kotvené zemními kotvami nebo rozepřené. Technologii monolitických podzemních stěn lze též realizovat základové prvky pro přenos velkých zatížení – jsou to jednozáběrové až třízáběrové lamely ve tvaru I, H nebo +.

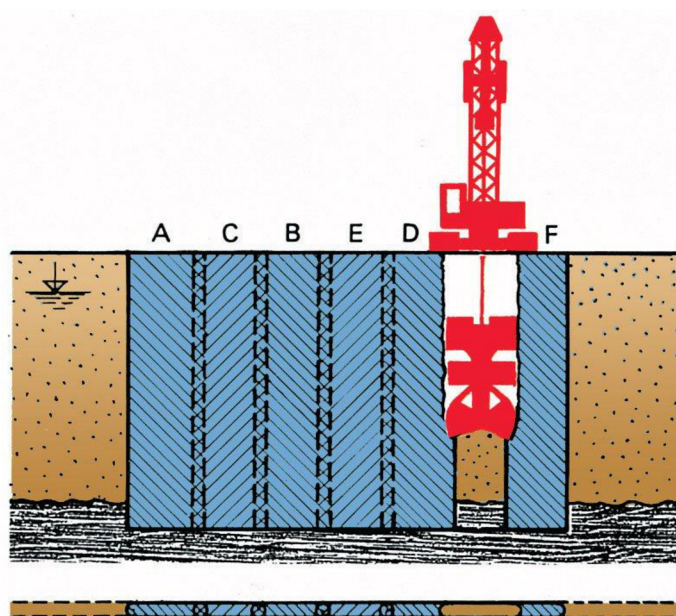
#### 4.3.2. Podzemní stěny těsnící

Těsnící podzemní stěny se postupuje při provádění stejně jako u monolitických. Změna je akorát v typu výplně. Rýha se paží samotvrdnoucí těsnící suspenzí, která po zatvrdnutí plní funkci vlastní těsnící rýhy. Není nutná finální výměna materiálu jako u monolitických stěn.

Na výrobu samotvrdnoucích směsí se využívá např. místní přírodní materiál nebo speciální těsnící hmoty vyvinuté společností Zakládání staveb, a. s., ZEOFIX® a SEKOFIX®. Ve

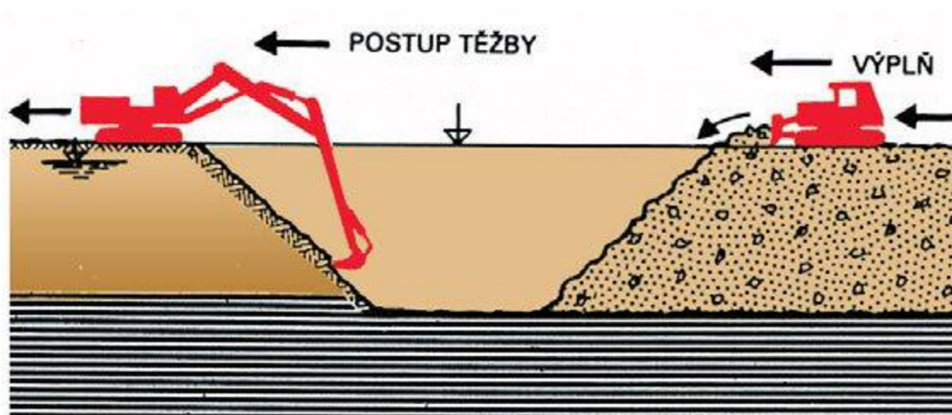
vysoce agresivním prostředí zvyšuje společnost Zakládání staveb, a. s., těsnící efekt stěny fólií z plastické hmoty vložené do rýhy. Vodící zídky těsnících stěn jsou většinou redukovány na jednoduché šablony nebo se zcela vypouštějí.

Tloušťka stěny je nejčastěji 60 cm [23]. Ve velmi propustných štěrčích je třeba počítat s úniky suspenze do velkých pórů. To může lokálně zvýšit spotřebu suspenze 2krát až 3krát. Při těžbě drapákem se postupuje jako u monolitických stěn, ale styky lamel se zajišťují přetěžením okrajů sousedních lamel.



Obr. 4.7. Jílocementová stěna [23]

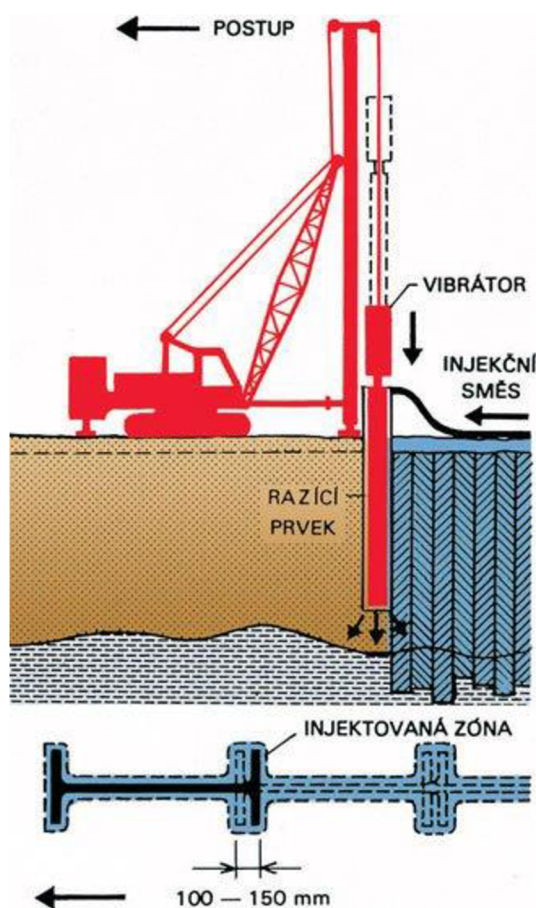
Velmi jednoduchou metodou je postup nazývaný „slurry trench“. Těžba se provádí rypadlem s prodlouženým ramenem a spodovou lžící. Někdy je výhodné těžit tímto způsobem rýhu širší, pouze pod bentonitovou suspenzí, a následně ji doplňovat štěrkopískem.



Obr. 4.8. Těsnící stěna prováděna postupem „slurry trench“ [23]

### 4.3.3. Tenké těsnící stěny

Jedná se o konstrukci o tloušťce cca 100 až 150 mm. Provádí se vibračním zarážením ocelového profilu I nebo H, vybaveným tryskami. Během vytahování se vzniklý prostor vyplňuje přes trysky injekční směsí, nejčastěji jílocementová suspenze. Spojitost stěny je dána překrýváním vibrovaných profilů. Tato metoda je vhodná jen do zemin, kde lze úspěšně uplatnit vibrační techniku. Společnost Soletanche [23] provádí tenké těsnící stěny do max. hloubek 20 m.



Obr. 4.9. Tenká podzemní stěna [23]

### 4.3.4. Podzemní stěny prefabrikované

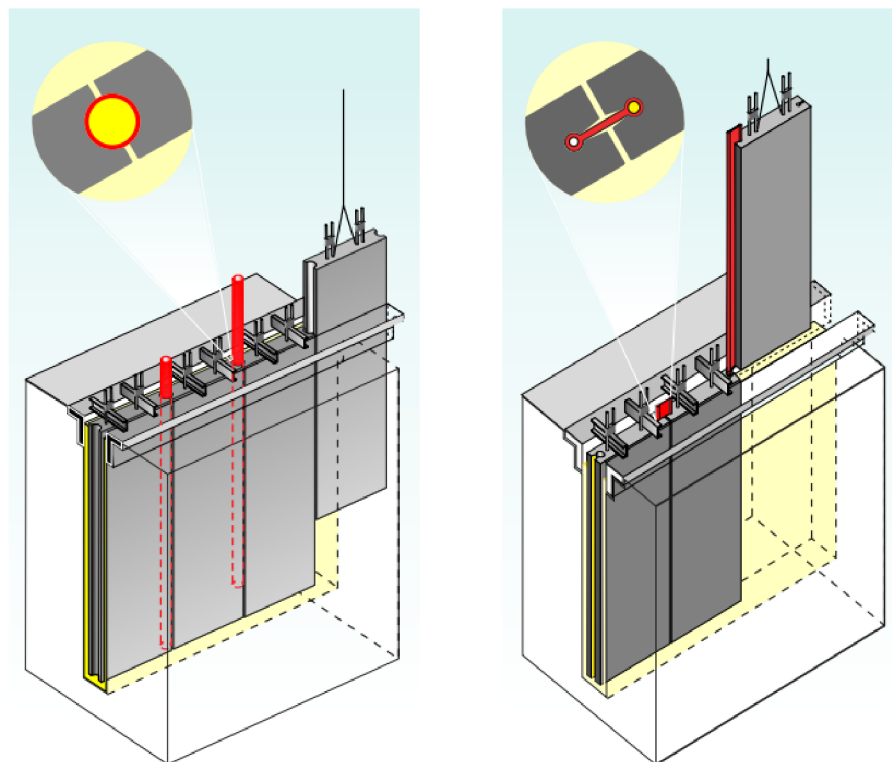
Prefabrikované železobetonové panely se osazují do rýhy pažené samotuhnoucí suspenzí, případně možnost kombinace s těžbou pod bentonitovou suspenzí. Těžba rýhy probíhá kontinuálně před samotným osazováním panelů. Společnost Soletanche uvedla tento výrobní postup na trh pod názvem PANOSOL®.

Panely jsou vyráběny stejných nebo podobných rozměrů, s možností úprav ve výrobě pro nutné výklenky nebo drážky. K výrobě se používá kvalitní hutný beton. Rozměry jsou omezeny manipulační hmotností 30 t.

Těsnost svislých spár mezi jednotlivými dílci je zajištěna gumovou hadicí, tzv. waterstop, vloženou do zámku a zainjektovanou stabilizovanou injekční směsí.

Na vodotěsnost prefabrikovaných stěn působí několik faktorů [23]:

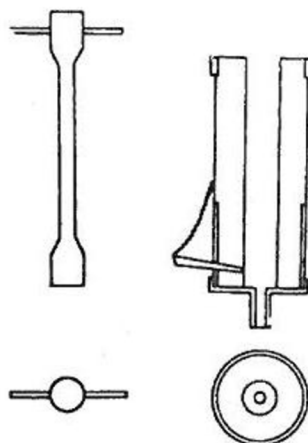
- těsnicí účinek vrstvy samotuhnoucí suspenze za rubem panelů;
- kvalitní hutný beton prefabrikátů;
- těsnění v zámcích mezi prefabrikáty;
- vyřešení styků panelů v lomech konstrukce a v jejich horizontálních stycích.



Obr. 4.10. Schéma postupného osazování a dotěšňování prefabrikované podzemní stěny [28]

#### 4.4. Injektování

Počátky injekčních prací spadají dle *Verfela* [1983] do začátku 19. století, kdy *Francouz Bérigny* předložil v roce 1802 svůj vynález na utěsnění podloží jezu Dieppe. Pro dopravu směsi do injektovaného prostoru použil tzv. „nárazové čerpadlo“ – dřevěný válec průměru 8 cm s kovovou tryskou o průměru 3 cm (obr. 4.11.). Úspěšně Bérigny provedl i opravy plavebních komor v Tréportu, v Saint Valéry a v Le Havru. V letech 1802 až 1809 poprvé použil injektáž při stavbě (nikoliv při opravě) přístavního bazénu v Dieppe k snížení přítoků vody. Bérigny injektoval jílovou suspenzí a maltou [27].



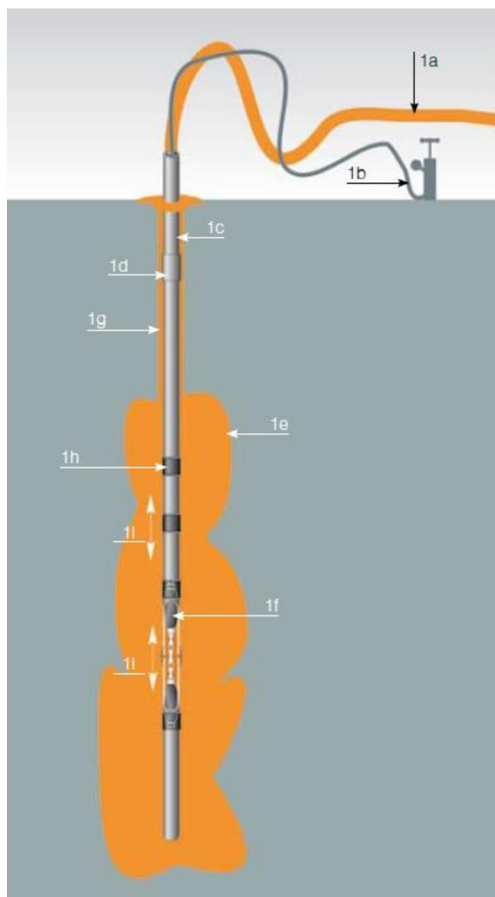
Obr. 4.11. Injekční čerpadlo [27]

#### 4.4.1. Klasická injektáž

Injektáž zlepšuje fyzikálně-mechanické vlastnosti základových půd, jako jsou pevnost v tlaku, modul deformace a snížení propustnosti. U skalních hornin je injekční směs vháněna pod tlakem do horniny kde vyplňuje spáry, trhliny, pukliny a jiné diskontinuity. Při injektáži nesoudržných hornin vyplňuje injekční směs póry mezi zrny horniny, které stmeluje, čímž vytváří umělý horninový celek. Po injektáži má hornina prokazatelně lepší mechanické vlastnosti a sníženou propustnost.

Před samotnou injektáží je nutno vyhloubit vrt, který slouží pro osazení dvojitého nebo jednoduchého obturátoru, kterým je vymezena injektovaná etáž (obr. 4.12.). V nesoudržných horninách se do vrtu vyplněného zálivkou osazuje manžetová trubka, která je v injektovaném úseku vrtu opatřena perforací, překrytou gumovými manžetami plnících funkci zpětného ventilu.

Podle společnosti Zakládání staveb, a. s.,[29] se nejčastěji používají tyto směsi: pro dosažení vyšších pevností se používají stabilizované cementové směsi, pro těsnící účely směsi jílocementové a pro injektáž hornin s malými póry pak směsi na bázi roztoků. Injekční směsi jsou blíže popsány v kapitole 4.4.3. Platí zásada, že největší zrno injekční směsi musí být alespoň 3x menší, než jsou póry injektovaného prostředí. Injekční tlak by měl dosáhnout maximálně 80 % smykové pevnosti injektovaného prostředí, aby při injektáži nebyla porušena struktura a charakter horniny. Při injektáži soudržných zemin se mnohdy úmyslně vytvářejí řízeným injekčním tlakem diskontinuity překročením smykové pevnosti horniny, které se vzápětí vyplňují injekční směsí (klakáž), a to za účelem zvýšení pevnosti, urychlení konsolidace a event. zvýšení objemu injektovaného prostředí, např. za účelem zvedání stavebních objektů (tzv. rektifikace).



**Ob. 4.12. Klasická injektáž [29]**

1a) přívod injekční směsi, 1b) ovládání obturátoru, 1c) perforovaná injekční trubka, 1d) spojník, 1e) vytvrzená injekční směs, 1f) dvojitý obturátor, 1g) zálivka, 1h) gumová manžeta, 1i) etáž

#### 4.4.2. Trysková injektáž

Trysková injektáž je moderní, rychlá a efektivní metoda na zlepšení vlastností základové zeminy. Principem technologie je tlaková injektáž speciálních směsí do nesoudržné zeminy. Během injektáže dochází k rozrušování zeminy a promíchání s injektovanou směsí a následnému zatuhnutí. Celý proces probíhá pod tlakem 30 – 55 MPa.

Jednotlivé firmy vyvinuli vlastní technologie. Např. společnost Soletanche používá metody Single Jet (Mono Jet), Double Jet a Triple Jet, firma Keller působící i u nás používá pod názvy Soilcrete tryskovou injektáž jednosložkovou, dvousložkovou a třísložkovou, tj. Soilcrete-S, Soilcrete-D a Soilcrete-T, apod. Principiálně se ovšem pod těmito obchodními názvy, někdy s jistými vylepšeními, skrývají identické technologické postupy.

Základní metody tryskové injektáže vznikly téměř současně. Následuje popis čtyř nejpoužívanějších, jejichž označení je odvozeno od japonských autorů [27]:

##### I. Metoda JG (Jet Grout)

Metoda JG (Jet Grout) byla vyvinuta v roce 1973 Japonci Yahiroem a Yoshidaem. Postup prací je následující:

- mezi vodícími zídkami se vyhloubí vrty o průměru 100–120 mm. Osová vzdálenost vrtů je závislá na druhu zeminy, rychlosti vytahování monitoru, výstupním tlaku vody, na ochraně vodního paprsku vzduchem atd. Vrty jsou hloubeny za pomoci jílového výplachu,
- do vyhloubených vrtů se postupně zapouští monitor, skládající se z vodní trysky o průměru kolem 2 mm, ze vzduchové trysky (mezikruží o tloušťce 1 až 1,5 mm) a z trysky cementové směsi. Zemina je prořezávána jedním směrem. Jakmile paprsek vody a vzduchu pronikne do sousedního vrtu, začne se zvedat soutyčí (monitor) při současném čerpání cementové suspenze do vrtu.

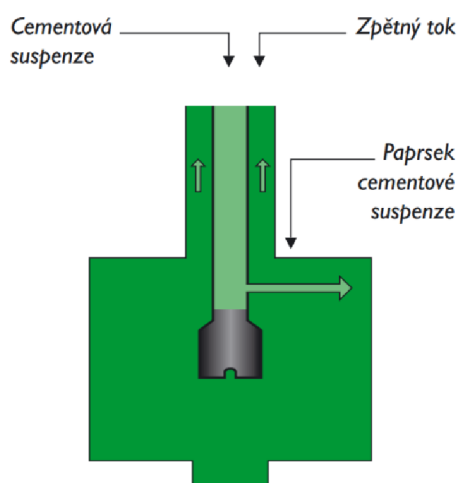
## II. Metoda CCP (Chemical Churning Pile)

Metodu CCP (Chemical Churning Pile) vyvinul Nakanishi přibližně ve stejné době jako Yahiro metodu JG. Metoda CCP spočívá v současném horizontálním tryskání cementové směsi při současném rotačním pohybu a zdvihání monitoru, čímž se vytváří válcový tvar zeminy.

Pracovní postup spočívá v hloubení vrtu o průměru 100 mm (nejčastěji třílístovým dlátem). Po dosažení konečné hloubky vrtu se do vrtných trubek vhodí kulička, která ucpe výplachovou trysku. Tím je výplach (cementová suspenze) přinucen tryskat horizontálními tryskami. Rotováním nářadí a jeho vytahováním se vytvoří v zemině pilota. Průměr piloty je odvislý od výšky tlaku, druhu zeminy a rychlosti vytahování monitoru. Velmi často se při hloubení vrtu používá metoda předřezu, kdy tryska je ve vrtném dlátu a vrt se hloubí při pomalém chodu čerpadla (tlakem 10 MPa). Při průměru dláta 115 mm je průměr vrtu 250–300 mm. Při vytahování nářadí vzhůru se zvedne tlak na 50 MPa.

Pevnost zpracované zeminy je tím větší, čím je zemina propustnější a sušší. V aluviálních náplavech byla dosažena pevnost v prostém tlaku i 40 MPa. Jsou-li písky jen málo hlinité, je zpevnění nižší – 10 MPa. Je-li zemina jílovitá, dosahuje zpevnění jen 2,5 až 5 MPa.

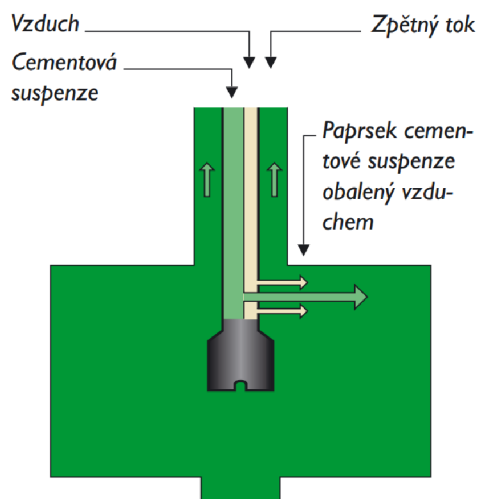
Působením tlaku cementové suspenze dochází i k částečnému zhutnění zeminy. Je-li průměr vrtu malý, může dojít i ke klakázím. K jejich zabránění je vhodné použít hloubení vrtů s předřezem.



Obr. 4.13. Trysková injektáž jednosložková [8]

### III. Metoda JSG (Jet Special Grout)

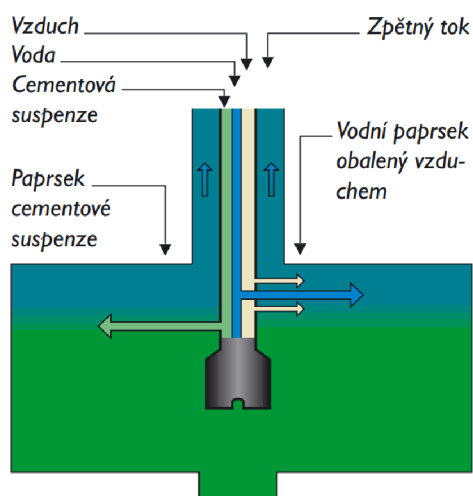
Metoda JSG (Jet Special Grout) je metoda, při které se účinek prořezu zvětšuje ochranou paprsku cementové směsi paprskem vzduchu. Dosah prořezu je větší než u metody CCP – 0,8 až 1,2 m, v případě silně porézních navážek i 1,6 m. Rychlost zvedání je 20 až 30 cm/min.



Obr. 4.14. Trysková injektáž dvousložková [8]

### IV. Metoda CJG (Column Jet Grout)

Metoda CJG (Column Jet Grout) umožňuje maximální prořez. Zvětšení průměru zpevnění se dosáhlo zkonstruováním monitoru, vrtných tyčí a výplachové hlavy umožňujícím rotační pohyb a řezání zeminy pod vzduchovou ochranou. Výstupní tlak pro vodní paprsek je 60 až 80 MPa, pro vzduch 0,7 až 1,7 MPa a pro cementovou suspenzi 2 až 6 MPa. Snahou je aby rychlost vody a vzduchu u ústí trysky byla větší než 350 m/s. Monitor se otáčí rychlostí 4 až 6 ot/min, rychlost zvedání je 4 až 7 cm/min.

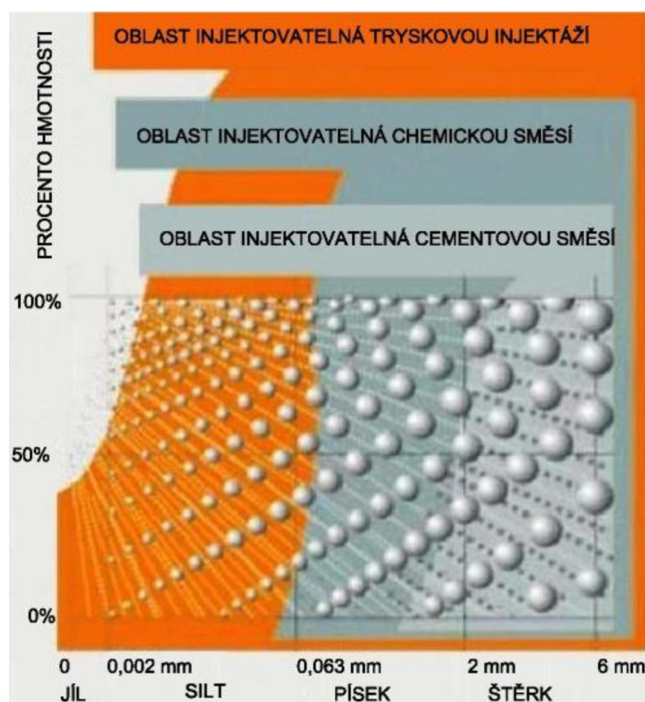


Obr. 4.15. Trysková injektáž tříložková [8]

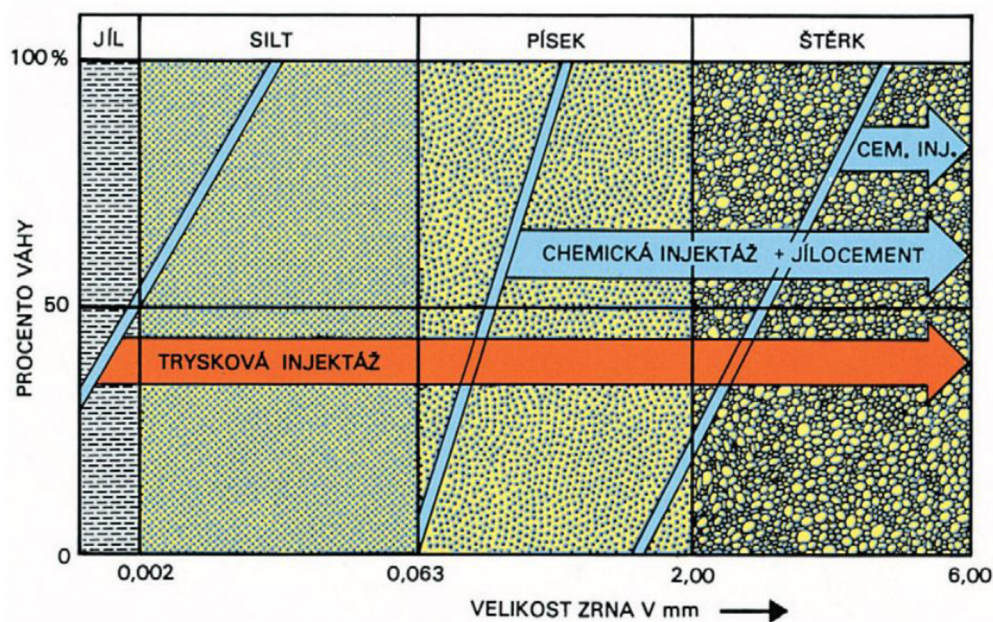


### 4.4.3. Injekční směsi

Při injektování nesoudržných zemin vzniká velká spotřeba směsi. Pro utěsnění a zpevnění štěrků je možno použít různých směsí – od jílocementových suspenzí až po chemické směsi z umělých pryskyřic. Chceme-li dobře a ekonomicky splnit záměr je třeba správně volit druh směsi. Hranice použitelnosti injekčních směsí jsou přibližně uvedeny na obrázcích 4.16. a 4.17. Jakou směsí je možno injektovat určité prostředí, se zabývala řada autorů; vznikla četná kritéria, která se od sebe více nebo méně liší.



Obr. 4.16. Grafické znázornění využitelnosti injektáží dle typu injektované zeminy [29]



Obr. 4.17. Grafické znázornění aplikovatelnosti tryskové injektáže [23]

Podle reologického chování, které hlavně určuje použití směsí, dělíme injekční směsi na [27]:

- nestabilní suspenze,
- stabilní suspenze,
- koloidní roztoky (evoluční),
- čisté roztoky (neevoluční),
- plynné emulze (rozpínavé směsi s velkým zvětšením objemu).

### **I. Nestabilní suspenze**

Nestabilní suspenze (suspenze cementu a vody) jsou pro injektování nesoudržných zemin nevhodné. Cementové suspenze i při vyšším vodním součiniteli vytvářejí mezi zrny štěrkopískových náplavů velmi rychle tzv. ucpávky, které zamezují pronikání cementové suspenze.

### **II. Stabilní suspenze**

Stabilní suspenze jsou ty, u nichž nedochází k dekantaci (k vylučování vody). Mezi stabilní suspenze patří dle Verfela [27]:

- jílocementové směsi z jílu nebo bentonitu,
- suspenze z jílu nebo bentonitu stabilizované chemicky (pouze pro utěšňování),
- cementové suspenze z velmi jemného cementu.

Složení jílocementové suspenze je závislé na druhu použitého jílu. Použije-li se např. velmi kvalitní bentonit, jehož mez tekutosti je 50 % a více, je možné do 1 m<sup>3</sup> směsi dávkovat 40–45 kg bentonitu a 200–250 kg cementu. Naopak při horší kvalitě jílu, s mezí tekutosti 50–60 %, se množství jílu zvýší nad 350 kg, ale množství cementu klesne na 50–80 kg.

Z technického hlediska lze říci, že jílocementové směsi vyrobené z nebentonických jílu (např. z illitických) jsou kvalitnější než suspenze vyrobené z bentonitu a cementu.

### **III. Chemické směsi**

Verfel [27] rozděluje chemické injekční suspenze do dvou základních skupin:

- na koloidní roztoky
- a na čisté roztoky.

K pokroku u chemických směsí došlo v roce 1957, kdy byly vynalezeny organické reaktivy – etylacetát, glyoxal, formamid – reagující s více či méně zředěným vodním sklem. Všechny typy chemických směsí jsou kapaliny newtonovského typu více nebo méně

viskózní. U směsí vyrobených z vodního skla nebo z lignosulfidu je viskozita pro určitou dobu stejná, pak však začne vzrůstat. Směsi z umělých hmot – z organických pryskyřic – nemění svou viskozitu až do náhlého ztuhnutí.

Protože chemické směsi jsou určeny především do méně propustného prostředí, jsou jejich viskozity hodnotami velmi důležitými. Injektaž úseku je nutno mít ukončenu před nárůstem viskozity.

### **Koloidní roztoky**

Tuhnutí směsí vyrobených z vodního skla je založeno na principu gelovatění vodního skla po přidání reaktivu, kdy vznikne gel kyseliny křemičité. Základní surovinou je vodní sklo, rozpustný alkalický křemičitan sodný  $\text{Na}_2\text{SiO}_3$  nebo draselný  $\text{K}_2\text{SiO}_3$ .

### **Organické pryskyřice**

Pro injekční práce se mohou použít organické pryskyřice, které se vytvrzují v určitém čase, aby daly více nebo méně pevnou hmotu. Injekční směs vyrobená z umělých pryskyřic nesmí mít příliš velkou viskozitu, ve styku s vodou nebo s injektovaným prostředím nesmí nic bránit polymeraci. Umělé pryskyřice lze rozdělit do dvou velkých skupin, na:

- ředitelné vodou
- a neředitelné vodou.

Do první skupiny patří pryskyřice na bázi akrylamidu, fenolu a aminoplastů. Tyto pryskyřice, rozpuštěné ve vodě při dávkování 5 až 50 % dají roztok, jehož viskozita se při dávkování 5 až 10 % blíží viskozitě vody. Tyto roztoky se vytvrzují v čase, který je dán katalyzátorem. Směsi vyrobené z akrylamidu se vytvrzují v gel s malou pevností (100 až 700 kPa), mohou však snášet velké deformace, neboť gel je velmi elastický. Hledáme-li větší pevnost, použijeme fenoplasty nebo aminoplasty, jejichž výsledná pevnost v prostém tlaku je od kPa do MPa.

Do druhé skupiny pryskyřic (neředitelné vodou) náleží především epoxidové, polyesterové, akrylátové a polyuretanové pryskyřice. Vzhledem k tomu, že nejsou ředitelné vodou a jsou dosti drahé, používají se pro práce menšího rozsahu, jako je například oprava betonu apod. Jejich pevnost v tlaku je 100 MPa, v tahu 30 MPa.

## **IV. Bitumeny**

Mezi bitumeny patří přírodní asfalty a destilační zbytky ropy. Jejich přímé použití v měkké konzistenci se pro injektaž nehodí, protože zůstanou měkké i v zainjektovaném prostředí. Viskozita směsí zahuštěním bitumenů v emulgačních kapalinách se zvětšuje se stoupajícím procentem bitumenů. Aby směsi byly injektovatelné, nesmí hranice zahuštění překročit 60 %. Zvýšení viskozity směsí (k jejich použitelnosti) by nutně vedlo k zvýšení teploty. Příprava těchto směsí je choulostivá, nehledě k zařízení injekčních stanic apod. Proto je jejich použití možné jen ve zvláštních případech [27].

## V. Plynné emulze

Cementové nebo jílocementové suspenze mohou být upravovány fyzikálně nebo chemicky tak, aby se ve směsi vytvořily vzduchové bubliny. Při zvětšení o 20 až 30 % mají bubliny obsažené ve směsi „ředící“ účinek. Směsi do injektovaného prostoru lépe vnikají, netvoří v puklinách ucpávky apod. Tyto směsi však zůstávají v reologické oblasti použití jako stabilní suspenze.

Žádá-li se od těchto směsí větší rozpínavost, lze přidáním chemikálií zvětšit objem směsi až trojnásobně. Tyto „plynné emulze“ se vyznačují normální tekutostí při čerpání směsi a potom rychlým ztuhnutím.

U dutin nebo u velmi širokých trhlin se silným prouděním vody, která by normální směsí vyplavila, je možno použít organické emulze (na bázi polyuretanů), které polymerují v přítomnosti vody (i v pohybující se vodě je zvětšení objemu až padesátinásobné) [27].

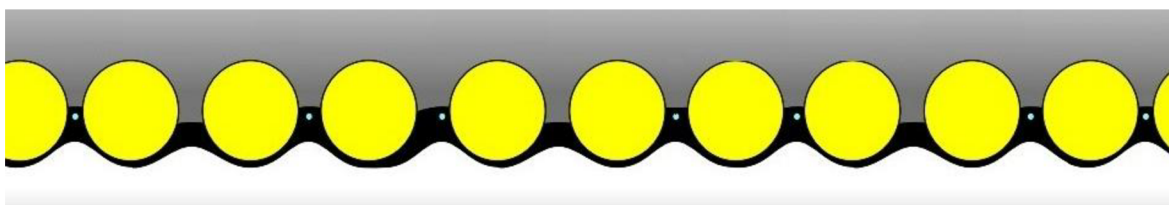
### 4.5. Piloty a pilotové stěny

Piloty jsou jedna z nejstarších metod hlubinného zakládání staveb a v současné době metodou nejrozšířenější pro její univerzálnost použití u různých typů půdy. Široká škála typů pilot se dá rozdělit na dvě základní skupiny podle toho, je-li při postupu nutné zeminu z vrtu odstranit (replacement piles), nebo dojde-li k roztlačení této zeminy do okolí budoucí piloty (displacement piles). Na našem území jsou nejčastěji realizované piloty vrtané, tvoří více než 90 % všech pilot. ČSN EN 1536 označuje za piloty kruhové prvky s průměrem 300 – 3000 mm bez omezení délky a nekruhové prvky, tzv. lamely podzemních stěn.

Piloty jsou univerzální základovou konstrukcí. Je možné je použít jako skupinu pilot, kdy přenáší zatížení od pilířů mostních objektů. Tyto konstrukce se nazývají pilotové rošty, tvoří je skupina pilot o počtu až 20 ks. Skupina pilot je v hlavách spojena železobetonovým monolitickým základem, skrz který je do pilot přenášeno zatížení do horní konstrukce.

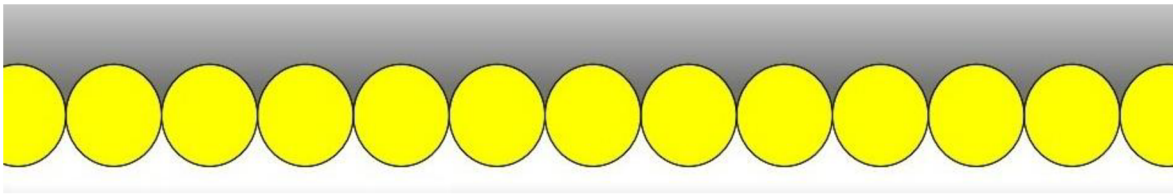
Pilotová stěna – využívá se jako pažení stavební jámy, výstavbu zárubních nebo opěrných zdí nebo jako dodatečné těsnění ochranných hrází. Pilotová stěna může být [25]:

- Nepřevrtávaná, kdy osová vzdálenost sousedních pilot je větší než průměr pilot. Do prostoru mezi pilotami jsou zavěšeny KARI sítě a zastříkány stříkaným betonem.



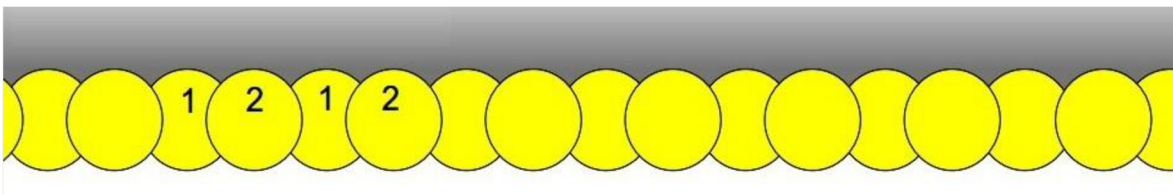
Obr. 4.18. Rozestoupená pilotová stěna s vrstvou stříkaného betonu v nesoudržné zemině [28]

- Tangenciální, kdy piloty jsou vzájemně umístěny tzv. „na sraz“



Obr. 4.19. Pilotová stěna vrtaná na sraz [28]

- Převrtávaná, kdy je osová vzdálenost sousedních pilot cca 80 % průměru. Převrtávaná pilotová stěna se sestává ze dvou typů pilot – nevyztužené primární a vyztužené sekundární piloty.



Obr. 4.20. Převrtávaná pilotová stěna[28]

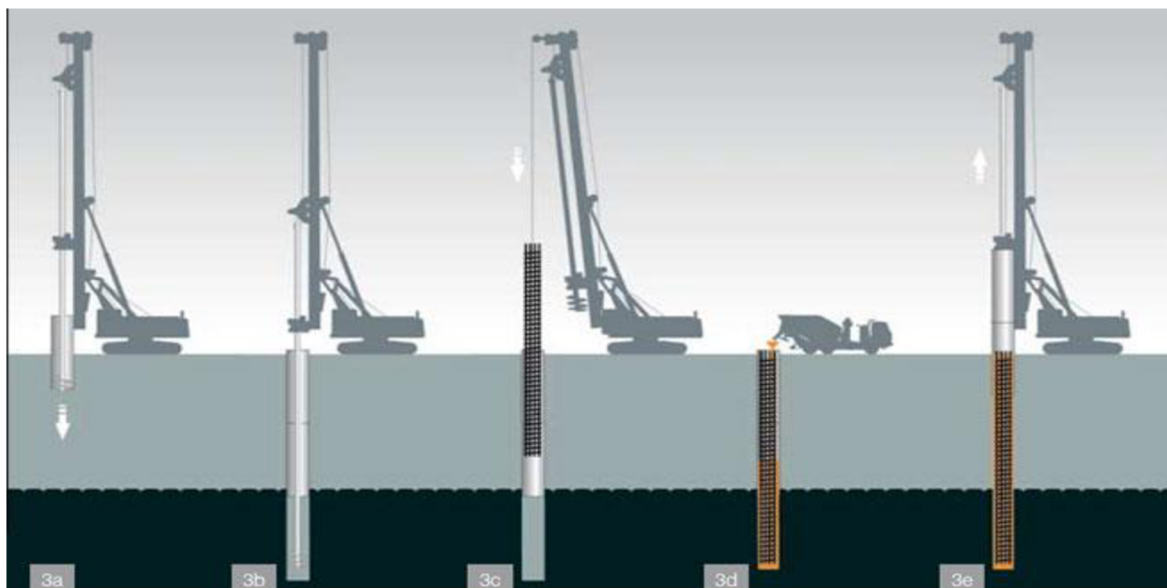
Piloty lze provádět několika technologiemi [25]:

- vrtané piloty (svislé, šikmé do  $15^\circ$ , s konstantním průměrem, s rozšířenou patou)
- CFA piloty,
- omega piloty.

#### 4.5.1. Vrtané piloty

Vrtaná pilota je základový prvek o průměru větším než 300 mm. Vrty se provádějí většinou technologií rotačně náběrového vrtání, výjimečně pak pomocí drapákového hloubení. V soudržných zeminách je možno vrtat bez pažení. Při vrtání do větších hloubek nebo nesoudržných zemin se používá dopažovací zařízení. Jedná se o ocelové spojovatelné pažnice nebo bentonitovou suspenzi.

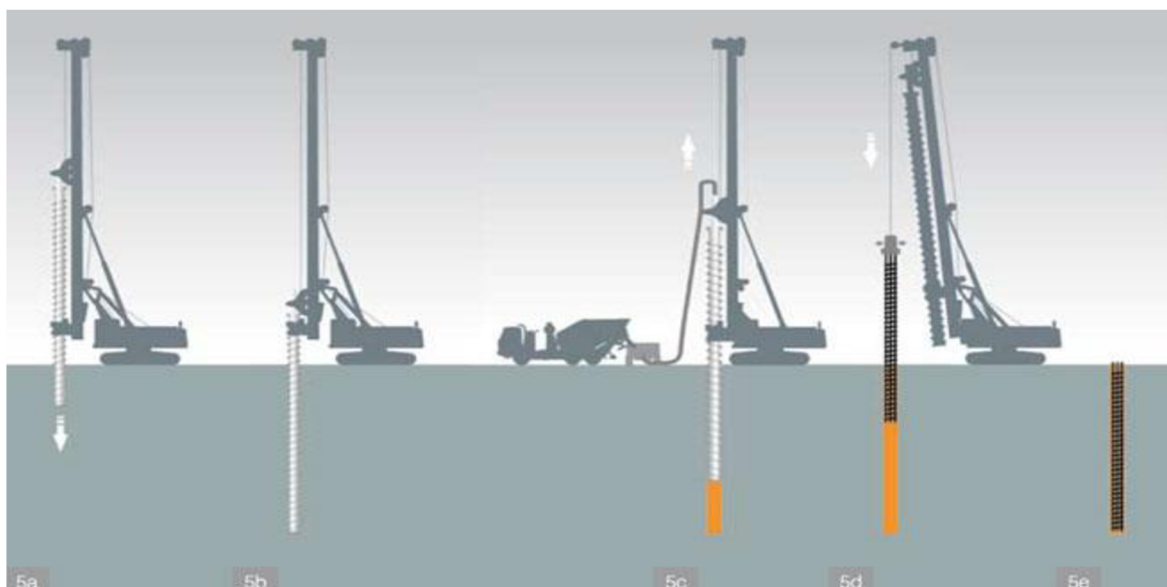
Po vyčištění vrtu se osadí armokoš a přes sypákové usměřovací roury se provede betonáž. Usměřovací roury slouží k tomu, aby nedocházelo k rozřídění betonové směsi. K betonáži se využívá betonů třídy C16/20 až C30/37 s vysokým stupněm zpracovatelnosti, který je nutný pro dokonalou betonáž piloty.



**Obr. 4.21. Technologický postup provádění vrtaných pilot pažených ocelovou pažnicí [29]**  
3a) zahájení vrtání, vkládání pažnice do vrtu, 3b) dovtáčení nezapažené části vrtu pod pažnici, 3c) vkládání armokoše do vycištěného a zapaženého vrtu, 3d) betonáž piloty, 3e) odpažování vybetonovaného vrtu

#### 4.5.2. CFA piloty

Jedná se zvláštní případ vrtaných pilot. Vrtání se provádí průběžným šnekem, kdy zemina zůstává na lopatkách a netěží se z vrtu ven. Téhož technologie lze využít i v nesoudržných zeminách. Po dosažení požadované hloubky se začne s betonáží pomocí střední roury uvnitř průběžného šneku. Beton se čerpá za současného vytahování šneku. Rychlost vytahování odpovídá objemu betonu natlačeného do uvolněného prostoru. Po celkovém vytažení šneku se do čerstvého betonu piloty vtlačí armokoš. Armokoš se do piloty nevíbruje, proto aby nedošlo k roztřídění vysoce plastického betonu.



**Obr. 4.22. Technologický postup provádění piloty průběžným šnekem (CFA) [29]**  
5a) zahájení vrtání, 5b) dokončení vrtání v projektované hloubce, 5c) betonáž piloty za současného vytahování průběžného šneku, 5d) vkládání armokoše do čerstvě vybetonované piloty, 5e) dokončení piloty

### 4.5.3. OMEGA piloty

Společnost TOPGEO Brno, spol. s. r. o. [25], provádí piloty speciálním vrtným zařízením, které se zavrtává a roztlučuje zeminy do stěn vrtu zároveň. Jedná se tedy o nepažený vrt, do něhož je osazen armokoš a následně je zalit betonem. Technologie je vhodná do soudržných stlačitelných zemin a lze takto provádět samostatně působící, ale i skupinové piloty, přičemž musí být dodržena technologická přestávka pro ztuhnutí betonu v sousední pilotě.

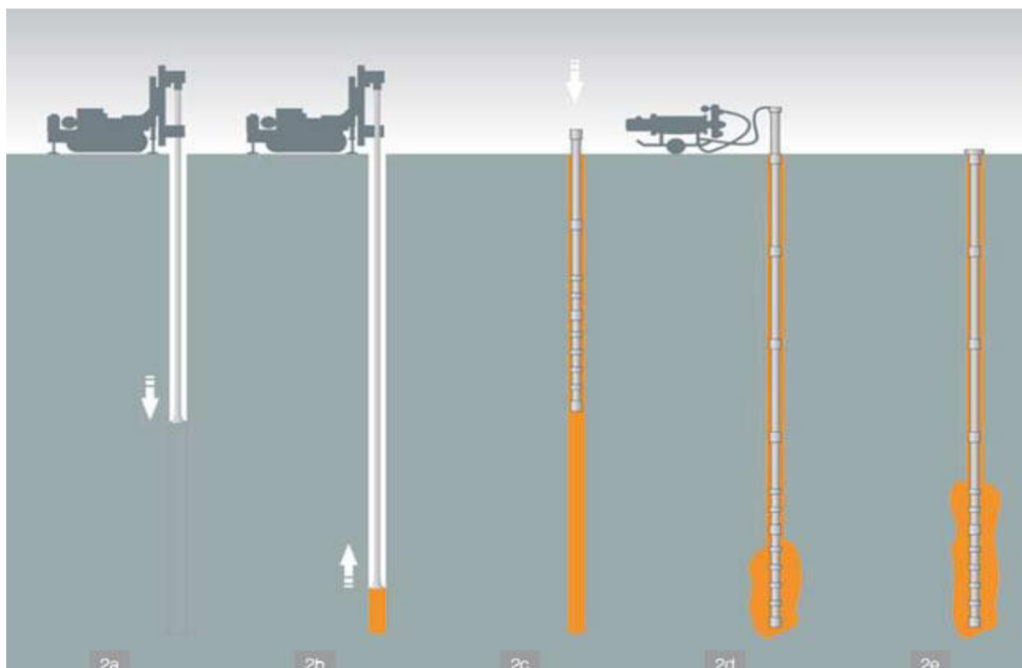
## 4.6. Mikropiloty

Jedná se o štíhlý základový prvek přenášející osově zatížení, tlaková i tahová, od zdroje zatížení do hlubších a únosnějších vrstev základové půdy. Principiálně jde o vrtné piloty průměrů menších než 300 mm s injektovaným kořenem. Mikropiloty jsou kořenem vetknuty do okolní horniny. Mikropilot se využívá zvláště u stavebně omezených prostor, při rekonstrukcích objektů či při ražení podzemních děl.

Mikropilota se skládá se tří částí (obr. 4.23.): hlavy, která přebírá zatížení od stavební konstrukce, dřívku, který prochází obvykle neúnosnými vrstvami a kořene, který je injektáží vetknut do okolní horniny.

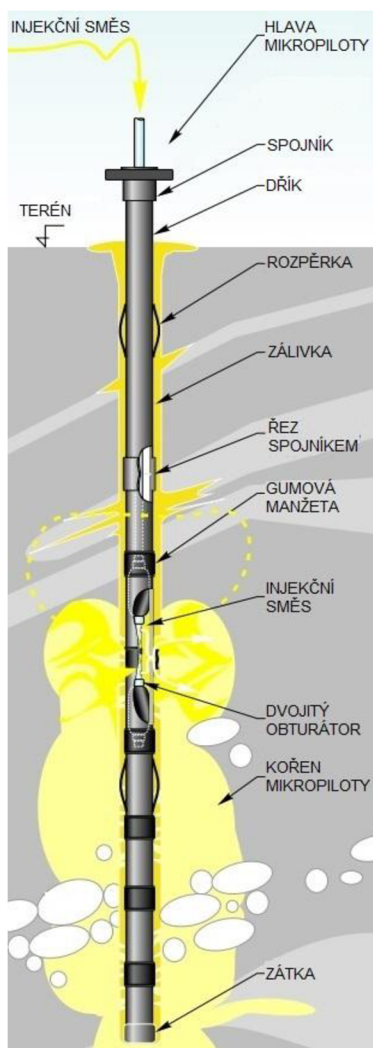
Společnost Zakládání staveb, a.s.[29], provádí výztuž mikropiloty nejčastěji sestavou z dílů ocelových trubek, jedná se pak o tzv. trubkové mikropiloty (70/12 mm; 108/16 mm, event. jiných rozměrů), spojených šroubovanými spojníky. Díly v kořenové části jsou pro možnost injektáže opatřeny perforací, která je překryta gumovými manžetami. Výztuž mikropiloty může být tvořena též armokošem z prutů stavební oceli, např. 3–5  $\varnothing$  32 (tzv. armokošové mikropiloty). Injektáž kořenové části je v případě ocelových trubek prováděna přímo přes tyto trubky; v druhém případě je armokoš opatřen klasickou manžetovou trubicí z PVC profilu 32/3,6 mm.

Kořenová část se obvykle injektuje vzestupným způsobem pomocí dvojitého obturátoru, umožňujícího vícenásobnou řízenou injektáž. Hlava mikropiloty je obvykle tvořena roznášecí deskou, která bude následně trvale zabudována do navazující základové konstrukce. Mikropiloty přenášející tlakové zatížení mají roznášecí desku hlavy přivařenou k výztužné trubicí, kdežto u mikropilot přenášejících tahová zatížení je roznášecí deska s výztužnou trubicí spojena šroubovaným spojníkem s vnitřním pojistným šroubem.



**Obr. 4.23. Technologický postup provádění mikropilot [29]**

2a) zhotovení vrtu rotační technikou, 2b) vytahování vrtného nářadí a vyplnění vrtu zálivkou, 2c) osazování výztužné silnostěnné ocelové trubky, 2d) injektáž kořenové části mikropiloty, 2e) hotová mikropilota



**Obr. 4.24. Typický řez mikropilotou [28]**



## 5. ZÁVĚR

Bakalářská práce se zabývala problematikou ochranných hrází na našich tocích, jejich významem v bezpečnosti, způsoby porušení a následnými opravami. Na začátku práce se řeší příčiny poruch hrází. Bylo sepsáno dělení podle řady autorů. Dále byly podrobněji popsány nejčastější příčiny poruch, přelitím a průsaky. Jsou uvedeny příčiny vzniku a průběh poruch, které mají za následek tyto dva typy namáhání. Práce popisuje jednotlivé fáze narušení stability konstrukce hráze. Teoretická část je doplněna množstvím grafických znázornění jevů odehrávajících se během eroze hráze. Jako praktický příklad je uveden pokus thajských vědců, kteří zkoumali proces porušení hráze během přelití přes korunu. Pro rozšíření práce by bylo přínosem obdobný experiment zopakovat v našich podmínkách.

Dále je zpracována kapitola o preventivním monitorovacím systému. Jsou zde uvedeny nejběžněji prováděné metody. Jedná se hlavně o takové, které se dají využít u ochranných hrází s minimálním narušením prostředí. Jsou to hlavně geoelektrické metody. V přehledné tabulce je zobrazena základní charakteristika a porovnání jednotlivých metod. Monitorovací systém se běžně využívá při zjištěných netěsnostech hrází a vysakování vody na vzdušném svahu. Při ochraně obyvatelstva a majetku je důležitá hlavně preventivní kontrola technického stavu ochranných sypaných hrází. Tím se dá předejít nebezpečným situacím při povodni, kdy jsou hráze vystaveny extrémnímu zatížení.

Na toto téma navazuje následná sanace hrází. Jedná se opravu ve většině případů těsnící jádra hráze, nebo vytvoření nového těsnění u sypaných hrází. Zase zde jsou uvedeny metody, které se běžně v našich podmínkách využívají a které stavební firmy nabízejí. Vycházelo se hlavně z konkrétních metod, které stavební firmy v České Republice provádějí. Opět je uvedeno množství metod a jejich specifikace je doplněna o obrázky pro jednodušší představu o konkrétním postupu.

## 6. POUŽITÁ LITERATURA

- [1] *Břeclavský deník.cz.* [online]. [cit. 2013-05-05]. Dostupné z: [http://breclavsky.denik.cz/zpravy\\_region.html](http://breclavsky.denik.cz/zpravy_region.html)
- [2] CHINNARASRI, Chaiyuth, Tawatchai TINGSANCHALI, Sutat WEESAKUL a Somchai WONGWISES. *International Journal of Sediment Research, Vol. 18, No. 4, 2003*, pp. 301-309 s.
- [3] *Floods and Reservoir Safety.* 4th Ed. New York: Institution of Civil Engineers, 1996, 63 s. ISBN 07-277-2503-3.
- [4] *G Impuls Praha spol. s r. o.* [online]. 2013 [cit. 2013-05-14]. Dostupné z: <http://gimpuls.cz/index.php>
- [5] JANDORA, Jan. *Katastrofické poruchy sypaných hrází: Failures of embankment dam* : zkrácená verze habilitační práce. Brno: VUTIUM, 2008, 31 s.
- [6] JANDORA, Jan a Jaromír ŘÍHA. *Porušení sypaných hrází v důsledku přelití.* Vyd. 1. Brno: ECON, c2002, 188 s.
- [7] KADEŘÁBKOVÁ, Jana, Pavel GOLÍK a Jaromír ŘÍHA. *Historické povodně a poruchy ochranných hrází v povodí řeky Moravy.* Brno 2005
- [8] KELLER, spol. s r.o. [online]. [cit. 2013-05-22]. Dostupné z: <http://www.kellergrundbau.cz/>
- [9] LUKÁČ, Michal a Emília BEDNÁROVÁ. *Nádrže a priehrady: navrhovanie a prevádzka.* 1. vyd. Bratislava: Slovenská technická univerzita, 2001, 330 s.
- [10] *Missouri university of science and technology.* [online]. [cit. 2013-05-02]. Dostupné z: [http://web.mst.edu/~rogersda/teton\\_dam/](http://web.mst.edu/~rogersda/teton_dam/)
- [11] *Nanjing hydraulic research institute.* [online]. [cit. 2013-05-21]. Dostupné z: <http://www.nhri.cn/En/news/news/2009101214302816758b.aspx>
- [12] *National Science Foundation.* [online]. [cit. 2013-05-21]. Dostupné z: <http://nsf.gov/>
- [13] *Obec Lužice u Hodonína.* [online]. [cit. 2013-05-05]. Dostupné z: <http://www.luziceuhodonina.cz/foto-video/archivni-fotografie/povoden-1997.html#>
- [14] PAŘÍLKOVÁ, Jana. *Monitorování proudění vody zeminou a možnosti jeho využití u ochranných hrází: Monitoring of water flow through soil and possibilities of its application in dike* : teze habilitační práce. Brno: VUTIUM, 2010, 30 s.
- [15] PETER, Pavel. *Canal and river levées.* Amsterdam: Elsevier, 1982, 540 s.
- [16] PILARCZYK, Krystian. *Dikes and revetments: design, maintenance and safety assessment.* 1998. vyd. Rotterdam: A.A. Balkema, 1998, 562 s.  
ISBN 90-541-0455-4.
- [17] *Povodí Moravy, s. p.* [online]. [cit. 2013-05-11]. Dostupné z: <http://www.pmo.cz/>
- [18] *Povodí Odry, s. p.* [online]. [cit. 2013-05-11]. Dostupné z: <http://www.pod.cz/>

- [19] *Povodí Ohře, s. p.* [online]. 2013 [cit. 2013-05-11]. Dostupné z: <http://www.poh.cz/>
- [20] ŘÍHA, Jaromír. *Ochranné hráže na vodních tocích*. 1. vyd. Praha: Grada, 2010, 223 s. ISBN 978-80-247-3570-2.
- [21] ŘÍHA, Jaromír. *Riziková analýza záplavových území*. Vyd. 1. Brno: Akademické nakladatelství CERM, 2005, 286 s.
- [22] SIDLA 2008. *Construction of slurry walls by using a mill-mix-injection process*. Fa. Sidla& Schönberger, Schöllnach. Propagační materiály. Dostupné z: <http://www.sidla-schoenberger.de>.
- [23] *Soletanche*. Propagační materiály. [online]. [cit. 2013-05-22]. Dostupné z: <http://www.soletanche.cz/>
- [24] TNV 75 2935 Posuzování bezpečnosti vodních děl při povodních. Praha: Hydroprojekt CZ, 2003, 17 s.
- [25] TOPGEO BRNO, spol. s r.o. [online]. [cit. 2015-03-01]. Dostupné z: <http://www.topgeo.cz/>
- [26] *Užitá geofyzika*. [online]. [cit. 2014-04-10]. Dostupné z: <http://www.geofyzika.ic.cz/>
- [27] VERFEL, J. 1992. *Injektování hornin a výstavba podzemních stěn*. MUS BRADLO Bratislava. ISBN 87-127-043.
- [28] *Zakládání Group a.s.* [online]. [cit. 2015-03-01]. Dostupné z: <http://www.zakladanigroup.cz/>
- [29] *Zakládání staveb a.s.* [online]. [cit. 2013-05-22]. Dostupné z: <http://www.zakladani.cz/>

## 7. SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1.1 Příčný řez hrází.....	3
Obr. 1.2 Protržení hráze v důsledku přelítí, Lužice povodeň 1997 .....	5
Obr. 1.3. Porušení hráze vnitřní erozí (piping).....	5
Obr. 1.4. Bobrem narušená hráz .....	6
Obr. 1.5. Protržení hráze Teton poblíž Rexburg, Idaho 1976 .....	6
Obr. 1.6. Klasifikace poruch ochranných hrází podle pilarczyka .....	7
Obr. 1.7 Klasifikace poruch hrází.....	8
Obr. 1.8. Schéma režimu proudění a erozních zón u koruny hráze.....	9
Obr. 1.9. Schéma postupu porušení homogenní hráze .....	10
Obr. 1.10. Schéma porušení sypané hráze.....	11
Obr. 1.11. Příčný řez hrází a idealizovaný tvar průlomového otvoru .....	14
Obr. 1.1. Proces porušení hráze přelitím .....	15
Obr. 1.13 Prostorové narušení tělesa v čase .....	16
Obr. 1.14. Profil zkušební žlabu .....	17
Obr. 1.15. Režimy proudění přes korunu hráze .....	18
Obr. 1.16. Proces porušení hráze během přelítí .....	19
Obr. 2.1. Procentuální rozdělení příčin poruch ochranných hrází v povodí Moravy .....	21
Obr. 2.2. Procentuální rozdělení míry porušení ochranných hrází v povodí Moravy .....	22
Obr. 2.3. Škody na majetku podniku Povodí Moravy, s. p. ....	23
Obr. 2.4. Četnosti poruch ochranných hrází v povodí Moravy v závislosti na N-letosti největší povodně v daném roce .....	24
Obr. 2.5. Procentuální rozdělení příčin poruch ochranných hrází v povodí Odry .....	25
Obr. 2.6. Procentuální rozdělení míry porušení ochranných hrází v povodí Odry .....	25
Obr. 2.7. Četnosti poruch ochranných hrází v povodí Odry v závislosti na N-letosti největší povodně v daném roce .....	27
Obr. 3.1. Srovnání monitorovacích metod .....	30
Obr. 3.2. Různá konstrukční řešení měřících sond .....	31
Obr. 3.3. Georadar .....	32
Obr. 3.4. Soubor křivek měrných odporů materiálu .....	33
Obr. 3.5. Příklad odporového řezu - měřeno v podmínkách skalní horniny, mírně dotované vodou .....	34
Obr. 3.6. 3D měření geometrie zavázání opravy do původní hráz .....	34
Obr. 3.7. Vibrátor .....	35
Obr. 3.8. Úderová seismika pomocí kladiva .....	36
Obr. 3.9. Rychlostní řez horninovým prostředím .....	36
Obr. 3.10. Příklad naměřených tíhových hodnot zpracovaných do formy Bouguerových anomálií a vypočtený tíhový model s interpretací .....	37
Obr. 4.1. Vybudování nového povrchového těsnícího prvku .....	39
Obr. 4.2. Úprava návodního těsnění plastovou fólií přitíženou vrstvou zeminy s napojením na podzemní těsnící stěnu .....	40
Obr. 4.3. Vybudování dodatečného svislého těsnícího prvku .....	40
Obr. 4.4. Zařízení k promíchání a injektování zeminy v ochranné hrázi .....	42

Obr. 4.5. Beranění štětovnice, dotěsnění hráze vodního kanálu Nová řeka .....	43
Obr. 4.6. Technologický postup provádění monolitické podzemní stěny .....	44
Obr. 4.7. Jílocementová stěna .....	45
Obr. 4.8. Těsnící stěna prováděna postupem „slurry trench“ .....	45
Obr. 4.9. Tenká podzemní stěna .....	46
Obr. 4.10. Schéma postupného osazování a dotěsňování prefabrikované podzemní stěny	47
Obr. 4.11. Injekční čerpadlo .....	48
Ob. 4.12. Klasická injektáž .....	49
Obr. 4.13. Trysková injektáž jednosložková .....	50
Obr. 4.14. Trysková injektáž dvousložková .....	51
Obr. 4.15. Trysková injektáž tříložková .....	51
Obr. 4.16. Grafické znázornění využitelnosti injektáží dle typu injektované zeminy .....	52
Obr. 4.17. Grafické znázornění aplikovatelnosti trykové injektáže .....	52
Obr. 4.18. Rozestoupená pilotová stěna s vrstvou stříkaného betonu v nesoudržné zemině .....	55
Obr. 4.19. Pilotová stěna vrtaná na sraz .....	56
Obr. 4.20. Převrtávaná pilotová stěna.....	56
Obr. 4.21. Technologický postup provádění vrtaných pilot pažených ocelovou pažnicí....	57
Obr. 4.22. Technologický postup provádění piloty průběžným šnekem (CFA) .....	57
Obr. 4.23. Technologický postup provádění mikropilot .....	59
Obr. 4. 24. Typický řez mikropilotou.....	59

## 8. SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

b	šířka dna průlomového otvoru	[m]
B	šířka průlomového otvoru v koruně hráze	[m]
B <sub>a</sub>	průměrná šířka průlomového otvoru	[m]
h <sub>b</sub>	hloubka průlomového otvoru	[m]
h <sub>w</sub>	hydraulická hloubka průlomového otvoru	[m]
l	celková délka sledovaných hrází	[km]
m	celkový počet evidovaných poruch	
n	délka sledovaného období	
Q <sub>b</sub>	průtok vody průlomovým otvorem	[m <sup>3</sup> /s]
Q <sub>bmax</sub>	kulminační průtok	[m <sup>3</sup> /s]
Q <sub>in</sub>	přítok do nádrže	[m <sup>3</sup> /s]
t <sub>f</sub>	doba trvání poruchy	[s]
t <sub>k</sub>	čas dosažení kulminace průtoku	[s]
DEMP	dipólové elektromagnetické profilování	
DM	diagnostická měření	
EIS	elektrická impedanční spektrometrie	
EM	elektromagnetický	
GMS	geofyzikální monitorovací systém	
MEM	multielektrodová odporová metoda	
MGC	měření geometrických vlastností	
QTM	rychlé testovací měření	
RČ	relativní četnost	
RČ <sub>1</sub>	relativní četnost poruch ochranných hrází na 1 km za 1 rok	
RMM	opakované monitorovací měření	
TBD	technicko-bezpečnostní dohled	