



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ

BRNO UNIVERSITY OF TECHNOLOGY

FAKULTA STAVEBNÍ

FACULTY OF CIVIL ENGINEERING

ÚSTAV VODNÍCH STAVEB

INSTITUTE OF WATER STRUCTURES

**APLIKACE DÍLČÍCH SOUČINITELŮ SPOLEHLIVOSTI
PŘI HODNOCENÍ BEZPEČNOSTI VODNÍCH DĚL**

APPLICATION OF PARTIAL RELIABILITY FACTORS FOR SAFETY ASSESSMENT OF DAMS

DIPLOMOVÁ PRÁCE

DIPLOMA THESIS

AUTOR PRÁCE

AUTHOR

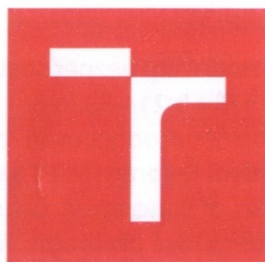
Bc. Marcin Szarowski

VEDOUCÍ PRÁCE

SUPERVISOR

Ing. MIROSLAV ŠPANO, Ph.D.

BRNO 2017



VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V BRNĚ FAKULTA STAVEBNÍ

Studijní program	N3607 Stavební inženýrství
Typ studijního programu	Navazující magisterský studijní program s prezenční formou studia
Studijní obor	3607T027 Vodní hospodářství a vodní stavby
Pracoviště	Ústav vodních staveb

ZADÁNÍ DIPLOMOVÉ PRÁCE

Student	Bc. Marcin Szarowski
Název	Aplikace dílčích součinitelů spolehlivosti při hodnocení bezpečnosti vodních děl
Vedoucí práce	Ing. Miroslav Špano, Ph.D.
Datum zadání	31. 3. 2017
Datum odevzdání	12. 1. 2018

V Brně dne 31. 3. 2017

prof. Ing. Jan Šulc, CSc.
Vedoucí ústavu



prof. Ing. Rostislav Drochytka, CSc., MBA
Děkan Fakulty stavební VUT

PODKLADY A LITERATURA

Říha, J., Špano, M. a kol. (2016) Hodnocení bezpečnosti určených vodních děl metodou mezních stavů. VUT v Brně, 154 s., ISBN 978-80-214-5326-5

Štěpánský, M. (2010) Spolehlivostní vyhodnocování bezpečnostního monitoringu vodních děl pro technickobezpečnostní dohled. Referát, INSET s.r.o., Praha. 23 s.

EM 1110-2-2100 Stability analysis of concrete structures. Engineering manual, USACE, 2005.

Kratochvíl S. (1951) Měření na betonové přehradě. Technicko-vědecké vydavatelství, Praha, 157 s.

a další.

ZÁSADY PRO VYPRACOVÁNÍ

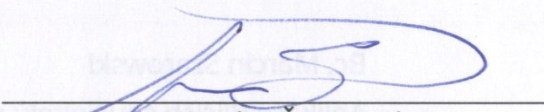
Zpráva bude přehledně členěna do kapitol úvod a cíle práce, teoretický popis problému a praktická aplikace.

STRUKTURA DIPLOMOVÉ PRÁCE

VŠKP vypracujte a rozčleňte podle dále uvedené struktury:

1. Textová část VŠKP zpracovaná podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (povinná součást VŠKP).

2. Přílohy textové části VŠKP zpracované podle Směrnice rektora "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací" a Směrnice děkana "Úprava, odevzdávání, zveřejňování a uchovávání vysokoškolských kvalifikačních prací na FAST VUT" (nepovinná součást VŠKP v případě, že přílohy nejsou součástí textové části VŠKP, ale textovou část doplňují).



Ing. Miroslav Špano, Ph.D.
Vedoucí diplomové práce

Diplomová práce se zabývá aplikací dílčích součinitelů spolehlivosti při hodnocení bezpečnosti vodních děl. Součinitele spolehlivosti jsou kvantifikátorem podmínky mezní rovnováhy. Podrobnější nastudování postupů metody mezní rovnováhy vedlo k hodnocení celkové a lokální stability Vranovské přehrady. Výchozí podklady pro hodnocení byly údaje, poskytnuté technickobezpečnostním dohledem (TBD) a dostupná literatura. Pro výpočet zatížení, působících na vodní dílo Vranov, byl použit program GeoStudio 2018. Model proudění podzemní vody v podloží hráze byl vypočten modulem Seep/W a pro stanovení lokálních napětí byl využit modul Sigma/W. Následně proběhl výběr dílčích součinitelů spolehlivosti a jejich následná aplikace do podmínek mezní rovnováhy. Hodnocení stability bylo doplněno o výpočty stupňů bezpečnosti. Výsledky byly mezi sebou porovnány.

KLÍČOVÁ SLOVA

Dílčí součinitelé spolehlivosti, mezní stavy, stupně bezpečnosti, GeoStudio, Vodní Dílo Vranov, technickobezpečnostní dohled nad vodními díly.

ABSTRACT

The diploma thesis deals with an application of partial reliability coefficients of reliability in assessing the safety of water works. The reliability factors are the quantitative condition of the marginal equilibrium. A more detailed study of the methods of the marginal equilibrium method led to an assessment of the overall and local stability of the Vranov Dam. The baseline for the evaluation were the data provided by the Technical Surveillance (TBD) and available literature. The GeoStudio 2018 was used to calculate the loads on the Vranov waterworks. The model of the groundwater flow in the subsoil was calculated by the Seep/W module and the Sigma/W module was used to determine the local stresses. Subsequently, the selection of partial reliability coefficients and their subsequent application to the limit equilibrium conditions were performed. Stability assessments were complemented by calculations of safety factors. The results were compared with each other.

KEYWORDS

Partial reliability coefficients, limit states, factors of safety, GeoStudio, Vranov Dam, Technical and Security Surveillance.

BIBLIOGRAFICKÁ CITACE VŠKP

Bc. Marcin Szarowski *Aplikace dílčích součinitelů spolehlivosti při hodnocení bezpečnosti vodních děl*. Brno, 2017. 115 s., 145 s. příl. Diplomová práce. Vysoké učení technické v Brně, Fakulta stavební, Ústav vodních staveb. Vedoucí práce Ing. Miroslav Špano, Ph.D.

PROHLÁŠENÍ

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

V Brně dne 12. 1. 2018



Bc. Marcin Szarowski
autor práce

PROHLÁŠENÍ O SHODĚ LISTINNÉ A ELEKTRONICKÉ FORMY VŠKP

PROHLÁŠENÍ

Prohlašuji, že elektronická forma odevzdané diplomové práce je shodná s odevzdanou listinnou formou.

V Brně dne 12. 1. 2018



Bc. Marcin Szarowski
autor práce

PODĚKOVÁNÍ

Touto cestou bych velice rád poděkoval panu Ing. Miroslavu Španovi, Ph.D., za odborné vedení mé diplomové práce, poskytnutí podkladů, rad týkajících se problematiky mé práce a za čas, který mi věnoval během konzultací.

Velké poděkování patří také kamarádům z Vodních děl – TBD a.s. za jejich ochotu a čas během poskytnutí cenných informací.

V neposlední řadě patří hluboké poděkování mé rodině, přítelkyni a všem blízkým, kteří mě v průběhu studia podporovali a věřili v dosažení titulu.

Obsah

1.	ÚVOD A CÍLE PRÁCE	13
2.	SPOLEHLIVOSTNÍ ANÁLÝZA.....	14
2.1	OVĚŘOVÁNÍ BEZPEČNOSTI VODNÍCH DĚL	14
2.2	HODNOCENÍ STABILITY HRÁZÍ PODLE STUPNĚ BEZPEČNOSTI.....	16
2.3	HODNOCENÍ STABILITY HRÁZÍ PODLE MEZNÍCH STAVŮ	18
2.3.1	<i>Mezní stavy únosnosti</i>	<i>19</i>
2.3.2	<i>Mezní stav použitelnosti.....</i>	<i>20</i>
2.4	SOUČÁSTÍ PROCESU POSOUZENÍ SPOLEHLIVOSTI KONSTRUKCE PODLE MS20	
2.4.1	<i>Návrhové situace.....</i>	<i>20</i>
2.4.2	<i>Vlastnosti materiálů.....</i>	<i>21</i>
2.4.3	<i>Geometrické údaje</i>	<i>21</i>
2.4.4	<i>Vyjádření významu objektu</i>	<i>21</i>
2.4.5	<i>Pravidla pro aplikaci mezních stavů na geotechnické konstrukce</i>	<i>23</i>
3.	VLIV ZATÍŽENÍ NA BETONOVOU TÍŽNOU HRÁZ	26
3.1	DRUHY ZATÍŽENÍ	26
3.2	SEZNAM ZATÍŽENÍ A ZPŮSOB JEJICH URČENÍ.....	26
3.2.1	<i>Vlastní tíha</i>	<i>27</i>
3.2.2	<i>Zatížení vodou</i>	<i>28</i>
3.2.3	<i>Zatížení ledem</i>	<i>30</i>
3.2.4	<i>Geotechnická zatížení.....</i>	<i>30</i>
3.2.5	<i>Zatížení větrem.....</i>	<i>31</i>
3.2.6	<i>Zatížení sněhem</i>	<i>31</i>
3.2.7	<i>Zatížení teplotou</i>	<i>31</i>
3.2.8	<i>Zatížení objemovými změnami</i>	<i>32</i>
3.2.9	<i>Seizmické zatížení</i>	<i>32</i>
3.2.10	<i>Zatížení od předpětí.....</i>	<i>34</i>
3.3	VYJÁDŘENÍ ZATÍŽENÍ	35
3.4	KOMBINACE ZATÍŽENÍ	35
3.4.1	<i>Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace (základní kombinace)</i>	<i>35</i>
3.4.2	<i>Kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace.....</i>	<i>36</i>
3.4.3	<i>Kombinace zatížení pro posouzení mezních stavů použitelnosti.....</i>	<i>36</i>
4.	HODNOCENÍ GLOBÁLNÍ BEZPEČNOSTI BETONOVÉ HRÁZE.....	37
4.1	BETONOVÁ PŘEHRADA A SLEDOVÁNÍ CHOVÁNÍ.....	37
4.2	HODNOCENÍ PORUCHY NA BETONOVÉ PŘEHRADĚ	37
4.3	BEZPEČNOST PROTI USMÝKNUTÍ	38
4.3.1	<i>Charakteristiky usmýknutí</i>	<i>38</i>
4.3.2	<i>Popis zatížení pro usmýknutí po rovinné smykové ploše.....</i>	<i>39</i>
4.3.3	<i>Posouzení metodou podle stupně bezpečnosti</i>	<i>39</i>
4.3.4	<i>Posouzení metodou podle mezních stavů</i>	<i>42</i>
4.4	BEZPEČNOST PROTI PŘEKLOPENÍ	43
4.4.1	<i>Popis zatížení překlopení kolem bodu otočení.....</i>	<i>44</i>
4.4.2	<i>Posouzení metodou podle stupně bezpečnosti</i>	<i>44</i>
4.4.3	<i>Posouzení metodou podle mezních stavů</i>	<i>45</i>
4.5	BEZPEČNOST PROTI NADZVEDNUTÍ	46
4.6	POPIS ZATÍŽENÍ U NADZVEDNUTÍ	46

4.6.1	<i>Posouzení metodou podle stupně bezpečnosti</i>	47
4.6.2	<i>Posouzení metodou podle mezních stavů</i>	47
4.7	PŘEKROČENÍ PEVNOSTI MATERIÁLU	47
4.7.1	<i>Posouzení metodou podle stupně bezpečnosti</i>	48
4.7.2	<i>Posouzení metodou podle mezních stavů</i>	48
5.	POSOUZENÍ GLOBÁLNÍ STABILITY VD VRANOV	49
5.1	ÚDAJE O DÍLE	49
5.2	GEOLOGICKÉ PROSTŘEDÍ.....	51
5.3	BETONOVÉ TĚLESO PŘEHRADY	52
5.3.1	<i>Plnivo</i>	53
5.3.2	<i>Pojivo</i>	53
5.4	PRŮSAKOVÝ REŽIM A VZTLAKY	54
5.5	EXTRÉMNÍ SITUACE NA VD VRANOV	56
5.6	PŘEDPOKLADY A PŘÍČINY VZNIKU PORUCHY NA VD VRANOV	57
5.7	FILTRAČNÍ PROUDĚNÍ.....	59
5.7.1	<i>Výpočtové podklady a jejich vyhodnocení</i>	59
5.8	MATERIÁLOVÉ VLASTNOSTI.....	61
5.9	ZJEDNODUŠUJÍCÍ PŘEDPOKLADY A VSTUPY DO MODELU	61
6.	VÝPOČET CELKOVÉ BEZPEČNOSTI	65
6.1	BEZPEČNOST PROTI USMÝKNUTÍ BLOKU D.....	65
6.1.1	<i>Trvalá návrhová situace 1</i>	65
6.1.2	<i>Trvalá návrhová situace 2</i>	68
6.1.3	<i>Mimořádná návrhová situace 1</i>	70
6.1.4	<i>Mimořádná návrhová situace 2</i>	72
6.1.5	<i>Dočasná návrhová situace 1</i>	74
6.1.6	<i>Dočasná návrhová situace 2</i>	76
6.2	BEZPEČNOST PROTI PŘEKLOPENÍ BLOKU D	77
6.2.1	<i>Trvalá návrhová situace 1</i>	77
6.2.2	<i>Trvalá návrhová situace 2</i>	78
6.2.3	<i>Mimořádná návrhová situace 1</i>	79
6.2.4	<i>Mimořádná návrhová situace 2</i>	80
6.2.5	<i>Dočasná návrhová situace 1</i>	80
6.2.6	<i>Dočasná návrhová situace 2</i>	81
6.3	BEZPEČNOST PROTI NADZVEDNUTÍ BLOKU D	82
6.3.1	<i>Trvalá návrhová situace 1</i>	82
6.3.2	<i>Trvalá návrhová situace 2</i>	82
6.3.3	<i>Mimořádná návrhová situace 1</i>	83
6.3.4	<i>Mimořádná návrhová situace 2</i>	84
6.3.5	<i>Dočasná návrhová situace 1</i>	85
6.3.6	<i>Dočasná návrhová situace 2</i>	85
6.4	PŘEKROČENÍ PEVNOSTI MATERIÁLU PODLOŽÍ/HRÁZE BLOKU D	86
6.4.1	<i>Trvalá návrhová situace</i>	86
6.4.2	<i>Mimořádná návrhová situace</i>	87
6.4.3	<i>Dočasná návrhová situace</i>	88
6.4.4	<i>Průběhy napětí na základové spáře bloku D</i>	90
6.5	BEZPEČNOST PROTI USMÝKNUTÍ BLOKU O	91
6.5.1	<i>Trvalá návrhová situace</i>	91
6.5.2	<i>Mimořádná návrhová situace</i>	93
6.5.3	<i>Dočasná návrhová situace</i>	95

6.6	BEZPEČNOST PROTI PŘEKLOPENÍ BLOKU 0.....	97
6.6.1	<i>Trvalá návrhová situace</i>	97
6.6.2	<i>Mimořádná návrhová situace</i>	98
6.6.3	<i>Dočasná návrhová situace</i>	98
6.7	BEZPEČNOST PROTI NADZVEDNUTÍ BLOKU 0.....	99
6.7.1	<i>Trvalá návrhová situace</i>	99
6.7.2	<i>Mimořádná návrhová situace</i>	100
6.7.3	<i>Dočasná návrhová situace</i>	100
6.8	PŘEKROČENÍ PEVNOSTI MATERIÁLU PODLOŽÍ/HRÁZE BLOKU D	101
6.8.1	<i>Trvalá návrhová situace</i>	102
6.8.2	<i>Mimořádná návrhová situace</i>	102
6.8.3	<i>Dočasná návrhová situace</i>	103
6.8.4	<i>Průběhy napětí na základové spáře bloku 0</i>	104
7.	VYHODNOCENÍ BEZPEČNOSTI VD VRANOV	105
8.	CITOVANÁ LITERATURA	108
9.	SEZNAMY POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ	109
9.1	SEZNAM POUŽITÝCH ZKRATEK	109
9.2	SEZNAM POUŽITÝCH SYMBOLŮ	109
10.	SEZNAM TABULEK	113
11.	SEZNAM OBRÁZKŮ	114
12.	SEZNAM PŘÍLOH	115
12.1	UMÍSTĚNÍ HRÁZE VODNÍHO DÍLA VRANOV NAD DYJÍ	115
12.2	SITUACE BLOKŮ B A 0 M 1 : 1000.....	115
12.3	PŘÍČNÝ ŘEZ BLOKEM D M 1 : 300	115
12.4	PŘÍČNÝ ŘEZ BLOKEM D M 1 : 300	115
12.5	PRŮBĚHY PIEZOMETRICKÝCH VÝŠEK POD BLOKEM D	115
12.6	PRŮBĚHY PIEZOMETRICKÝCH VÝŠEK POD BLOKEM 0	115
12.7	PRŮBĚHY NAPĚTÍ V BLOKU D A JEHO PODLOŽÍ	115
12.8	PRŮBĚHY NAPĚTÍ V BLOKU 0 A JEHO PODLOŽÍ	115

1. ÚVOD A CÍLE PRÁCE

Přehrazením Košínského potoka roku 1492 došlo ke vzniku první přehradní nádrže v Česku. Jmenovala se Jordán a stojí v Táboře dodnes. Potom následovala výstavba různých rybníčních soustav a menších vodních děl. O praktickém rozmachu vodohospodářské výstavby v Česku se dá hovořit od poloviny 19. století. Vodní díla národního významu se v ČR začaly postupně budovat během první poloviny 20. století. Díky zkušenostem ze zahraničí, vhodné projektové přípravě vodohospodářských inženýrů a expertů můžeme říct, že tato vodní díla přetrvávají normální i krizové situace za povodní a přírodních katastrof dodnes. Spolu s výstavbou přehrad souvisí i jejich bezpečnost a spolehlivost během jejich výstavby, a především za provozu.

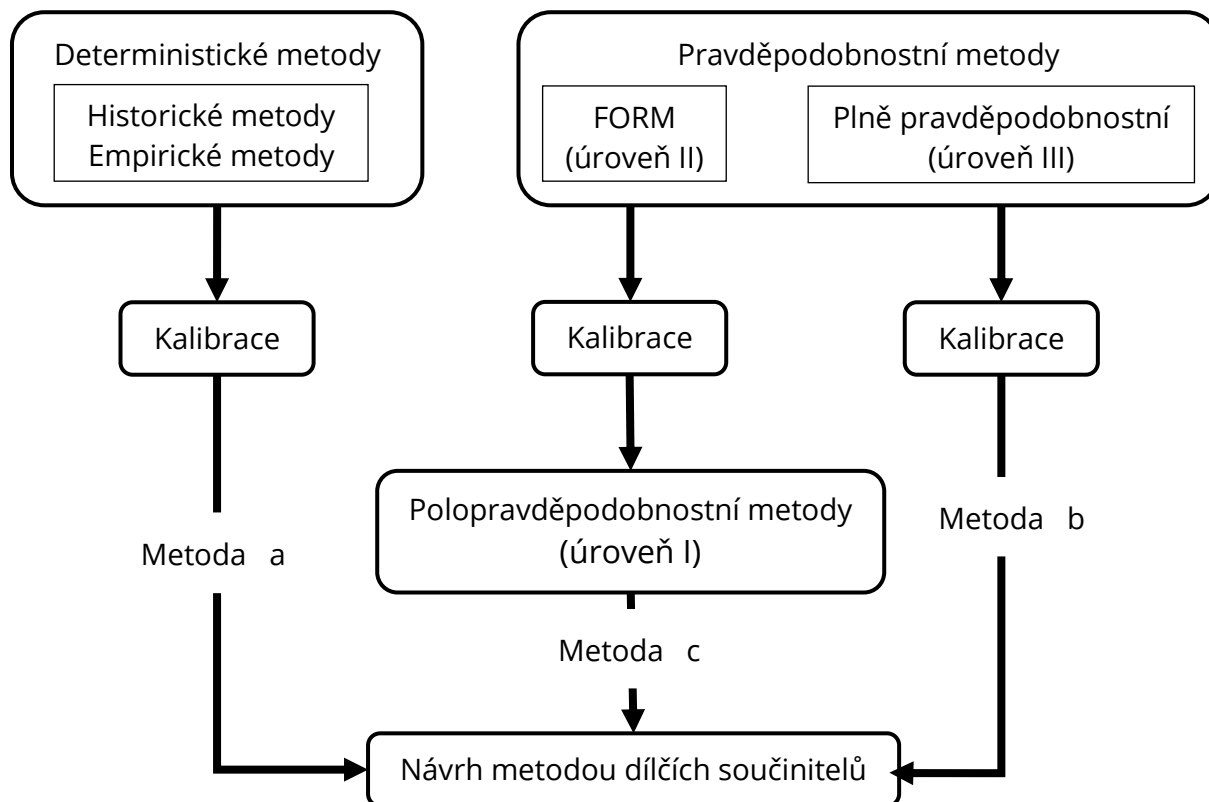
Tato diplomová práce se zabývá aplikací metody dílčích součinitelů při vyhodnocení bezpečnosti vodních děl. Cílem práce je vysvětlit všechny pojmy spojené s touto metodou, a hlavně zasvětit čtenáře do problematiky globální stability betonových hrází s praktickou aplikací na Vranovské přehradě. Úvod této práce se týká všech hlavních přístupů k posuzování bezpečnosti vodních staveb. Vychází ze stupňů bezpečnosti a metody mezních stavů neboli metody dílčích součinitelů podle ČSN EN 1990. Následně jsou popsána všechna zatížení působící na betonové hráze a také věcné podklady pro jejich hodnocení. V poslední části teoretické fáze najdeme typy globálních poruch. V této části se nacházejí postupy hodnocení podle obou postupů, tzn. podle „tradičních“ stupňů bezpečnosti, a hlavně podle mezních stavů s využitím dílčích součinitelů. Všechny poznatky jsou teoreticky aplikovány na betonovou tížnou hráz.

V druhé fázi jsou veškeré vědomosti a poznatky aplikovány na konkrétní vodní dílo (VD). V případě této práce se jedná o VD Vranov. V úvodu je podrobnější obeznámení se situací na VD. Jsou zde uvedené veškeré známé informace týkající se vybraných technických parametrů VD, jeho výstavby, geologie, průsakového režimu a vztlaků. Důležitou částí jsou pak extrémní situace zašlé na Vranovské přehradě. K nim se vážou možné vzniky poruch na nejvíce zatížených blocích přehrady. V případě Vranova se jedná o tížné betonové bloky D a O. Po konzultacích s vedoucím této práce byly tyto bloky posuzované na vznik globálních a lokálních poruch. Jedná se o usmýknutí, překlopení, a nadzvednutí. U posudku lokálních poruch jedná se především o překročení pevnosti betonu na návodním, vzdušním líci a patách hráze. Na závěr jsou shrnuté dosažené výsledky v podobě vyhodnocení mezních stavů. Výchozími podklady pro hodnocení globální stability byly podklady, údaje a konzultace získané od pracovníků provádějících technickobezpečnostní dohled (TBD) na díle.

2. SPOLEHLIVOSTNÍ ANÁLÝZA

2.1 *Ověřování bezpečnosti vodních děl*

Spolehlivostní analýza nám poskytuje alternativní způsoby hodnocení stability stávajícího objektu, konstrukce nebo nosného prvku. Tento proces kombinuje to, co je známo o objektu, z rozumnými limity pro neznáme veličiny. Pomáhá tak inženýrům v pravděpodobnostním vyhodnocení podmínek možného selhání stability. [1]



Obr. 1 – Vývoj metod dílčích součinitelů

Nejprve je nutné vysvětlit samotný pojem vyjadřující spolehlivost objektu z anglického reliability. Dle české názvoslovné normy jde o „obecnou vlastnost objektu spočívající ve schopnosti plnit požadované funkce při zachování úrovní stanovených provozních ukazatelů v daných mezích a čase podle stanovených technických podmínek. [1]

Dle Eurokódu [2] se jedná o schopnost nosného prvku nebo konstrukce plnit stanovené požadavky během návrhové životnosti. Nejčastěji je vyjádřena pomocí pravděpodobnostních ukazatelů. Je důležité mít na paměti, že také zahrnuje bezpečnost, použitelnost a trvanlivost konstrukce.

Pro přesnější vyjádření spolehlivosti se dá použít míra spolehlivosti neboli spolehlivost stavu S objektu. Vyjadřuje ji bezrozměrná veličina pravděpodobnosti

$$Prob[S > 0] \equiv 1 - Prob[M_S] = 1 - Prob[S = 0] \quad 1$$

kde: S ... je spolehlivost stavebního objektu

M_S ... je mezní stav stavby

Objekt uvažovaný v definici je interpretován jako stavební objekt, přesněji řečeno jako systém. Tento systém je definován jako stavba (S)- zatížení (Z)- prostředí (P). [3]

Stavbou se rozumí hmotný objekt, který byl postaven nebo je výsledkem stavební činnosti. Zatížení je z obecného hlediska chápáno jako soustava sil anebo vynucených přetvoření a zrychlení působících na stavbu. Mohou to být změny teploty nebo vlhkosti, nerovnoměrné sedání nebo zemětřesení anebo jiné nepříznivé vlivy působící na životnost stavby. Prostor jako souhrn fyzického okolí stavby, který může ovlivňovat stavbu anebo stavba může ovlivňovat prostředí. Vliv prostředí na stavbu ovlivňuje trvanlivost stavby a naopak. Všechny tyto tři uvedené prvky systému mají mezi sebou vazby. Při změně těchto vazeb může dojít k porušení daného prvku systému. Každý prvek systému lze popsat stavem prvku. Jedná se o fyzikální, chemickou anebo biologickou realitu popsanou jako jev. Z obecnějšího hlediska všechny jevy a stavy prvků jsou nazývané jako stav stavebního objektu. **Systém (S)-(Z)-(P)** se opírá o následující předpoklady:

1. Uzavřený systém
2. Systém umožňuje změnu, která je ekvivalentní změně stavů alespoň dvou jejich prvků.

Tato tvrzení odrážejí realitu definovaného systému. Ten se automaticky vytváří vznikem každé stavby a konstrukce spojené se zemí.

Jedná se o úvahy v aktuálním čase, protože čas se zde nezavádí jako další proměnná.

Spolehlivostní dimenzování objektu v sobě zahrnuje použitelný podklad pro stanovení rizika spojeného s existencí objektu. Návrhovým kritériem je pak varianta s minimálním rizikem.

Mezní stavy určují krajní podmínky, za jakých je daná stavba ještě použitelná anebo už nepoužitelná. Zavedená konvence rozlišuje dva typy mezních stavů:

1. **Mezní stav únosnosti** (z anglického ultimate limit states, také m.s. stability nebo m.s. 1. skupiny) obecně odpovídají maximální únosnosti. Během tohoto stavu dochází k úplné a trvalé ztrátě způsobilosti konstrukce k užívání. Charakterizuje je ztráta stability, statické rovnováhy konstrukce, přerušení konstrukce v kritickém místě způsobené překročením mezní pevnosti nebo mezní deformace materiálu a také kolaps.
2. **Mezní stavy použitelnosti** (z anglického serviceability limit states, m.s. 2. skupiny) obecně odpovídají podmínkám, za kterých je objekt provozuschopný. Překročením těchto stavů se znesnadňuje obvykle užívání objektu anebo zkracuje doba životnosti objektu, nežli byla předpokládána. Charakterizuje je deformace, nadměrné kmitání, lokální poruchy, vznik trhlin a jiné.

Oba mezní stavy se vymezují na samotný objekt a jeho mechanické chování během havárie, kritické poruchy nebo provozní závady. Tento normativní přístup zanedbává existenci stavby v dosahu vlivu jejího potenciálního působení. Všechny tyto mezní stavy jsou proto jako jevy podmnožinou **stavů enviromentálních**. Tyto stavy zohledňují existenci díla a jeho provozu. V rámci prostředí přehrady s nádrží zde patří ohrožení života lidí, újmy na majetku a ostatních materiálních objektech v případě povodně nebo seismické aktivity. Taky zde patří poškození ekosystému v oblasti nádrže nebo místě stavby přehrady nebo při možném vzniku povodně při havárii přehrady. V tomto případě riziková analýza

přehrad operuje s pojmy, které spadají do skupiny míry porušení stavby. Vymezuje se třemi základními mírami: [3]

- **Havárie objektu** – je celkové nevratné znehodnocení objektu, ztráta užítku stavby, závažné důsledky pro prostředí stavby. Tato míra ohrožuje samotnou existenci stavby.
- **Kritická porucha objektu** – může dospět k havárii a jejím projevem je dosažení mezního stavu. Tuto poruchu je nutno okamžitě eliminovat provozním anebo stavebním opatřením.
- **Provozní závada objektu** – anomální stav plynoucí z chování objektu za provozu. Není vnímán jako příznak mezního stavu.

Matematické vyjádření mezního stavu

Podmínka vyjádření nepřekročení mezního stavu znázorňuje nerovnost 2:

$$A < B \quad 2$$

kde: A... akce
B... bariéra

Jedná se o základní nerovnost vyjádřenou pomocí dvou funkčních nestejných proměnných tzv. podmínkových veličin.

Matematicky lze tuto nerovnost zapsat jako:

$$S \equiv B - A \quad 3$$

kde: S... stavová funkce neboli rezerva stejného významu jako základní nerovnost mezního stavu.

Tato funkce může nabývat hodnot [0,1], které odpovídají stavům [disfunkce, funkce]. Stav rovný 0 je předpokladem ke vzniku mezního stavu.

Ekvivalentní podmínkou k předchozím rovnicím je **stupeň spolehlivosti θ** :

$$\theta \equiv \frac{B}{A}; \theta > 1 \quad 4$$

2.2 Hodnocení stability hrází podle stupně bezpečnosti

Všechny výše popsané mezní stavy vycházejí z aplikované spolehlivostní metody. Jsou to exaktní metody III. úrovně.

Pro posuzování bezpečnosti a spolehlivosti vodních děl se v praxi běžně používá metoda „podle stupně bezpečnosti“ a novější podle „mezních stavů“. Stupeň bezpečnosti je prvním kvantifikátorem bezpečnosti VD. Vyjadřuje ho poměr zobecněných sil (síla, moment, napětí apod.) ku silám snažícím se tuto stabilitu vyvrátit. Rovnice nezahrnuje nejistoty do výpočtu.

$$SF = \frac{R_k}{E_k}, \quad 5$$

kde: SF... „safety factor“ stupeň bezpečnosti
R_k... charakteristická hodnota odolnosti
E_k... charakteristická hodnota účinku zatížení

Pokud z výsledné hodnoty v předchozím vztahu platí, že stupeň bezpečnosti je větší než jedna (SF>1), pak lze konstrukci považovat za spolehlivou v závislosti na posouzení a jeho zatěžovacím stavu. Doporučené hodnoty a jejich rozmezí platné pro

posuzování stability betonových hrází najdeme v různých publikacích podle autorů dle Tab. 1

Tab. 1 - Nejmenší doporučení hodnoty stupně bezpečnosti SF

Posouzení	Zatěžovací stav		SF
Usmýknutí	A. Normální provozní stav při maximální provozní hladině	styk beton-beton bez soudržnosti	1,0 ²⁾
		styk beton-neskalní podloží bez soudržnosti	1,2 až 1,5 ³⁾
		se soudržnosti, ale bez současného působení soudržnosti a tření	4,0 až 4,5 ¹⁾
	B. Nepříznivý provozní stav při hladině za průchodu povodně (návrhové a kontrolní)	pro oblast tělesa hráze a základové spáry při uvažování soudržnosti	3,0 ⁴⁾
		pro podloží při uvažování soudržnosti	4,0 ⁴⁾
	C. mimořádný stav při hladině na úrovni koruny hráze		
D. Při zohlednění seizmicity	pro oblast tělesa hráze a základové spáry při uvažování soudržnosti	2 ⁴⁾	
	pro podloží při uvažování soudržnosti	2,7 ⁴⁾	
Překlopení	Všechny zatěžovací stavy		1,2 až 4,5 ¹⁾
Dosažení mezní nebo kritické únosnosti podloží			
Provalení podloží			

1) Hodnota SF není exaktně uváděna

2) dle [4]

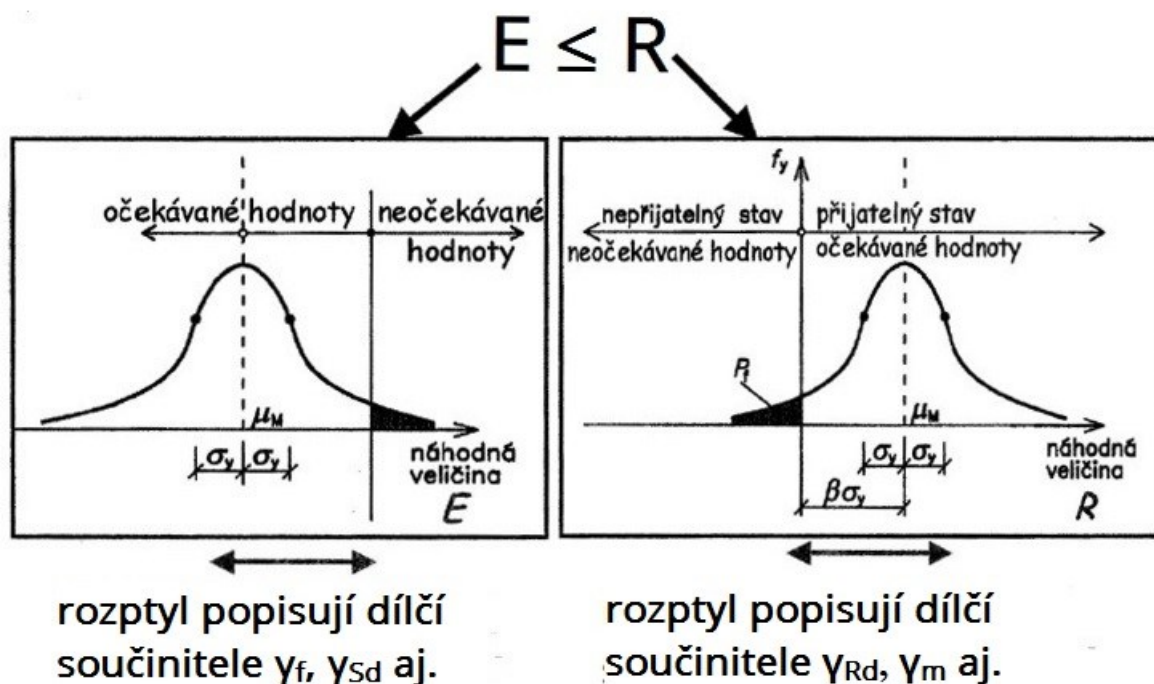
3) SF = 1,2 dle starší již neplatné normy, SF = 1,5 dle [5]

4) dle [6]

Z hlediska přesnosti k požadovaným výsledným stupňům bezpečnosti je tato metoda méně přesná a největší slabinou je nezohledňování nejistot jednotlivých vstupních veličin.

2.3 Hodnocení stability hrází podle mezních stavů

Dodnes platí, že v strojních a stavebních normách (EN a ČSN) je upřednostňována metoda dílčích součinitelů spolehlivosti (častěji zkráceně označována taky metoda mezních stavů). Jedná se o pravděpodobnostní metodu I. úrovně neboli metodu dílčích součinitelů. Základem tohoto přístupu hodnocení je zohlednění nejistot v zatížení a materiálových charakteristikách. Pro každý typ konstrukce lze spolehlivost určit metodou dílčích součinitelů, která od svého základu vychází z rozdělení pravděpodobnosti spojité náhodné veličiny. [3] [7]



Obr. 2 - Princip metody dílčích součinitelů

Návrhové hodnoty účinků zatížení E_d :

$$E_d = \gamma_{Sd} E \{ \gamma_{f,i} F_{k,i}; a_d \}, \quad i \geq 1 \quad 6$$

kde: γ_{Sd} ... dílčí součinitel zatížení zohledňující nejistoty modelů účinků zatížení a někdy modelů zatížení
 $\gamma_{f,i}$... dílčí součinitel zatížení zohledňující možné nepříznivé odchylky hodnot zatížení od reprezentativních hodnot
 $F_{k,i}$... příslušná reprezentativní hodnota zatížení
 a_d ... návrhová hodnota geometrického údaje

zjednodušeně za předpokladů, že: $\gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \gamma_{f,i}$

$$E_d = \{ \gamma_{F,i} F_{k,i}; a_d \}, \quad i \geq 1 \quad 7$$

kde: γ_{Sd} ... dílčí součinitel zatížení zohledňující nejistoty modelů účinků zatížení a někdy modelů zatížení

Návrhová odolnost R_d :

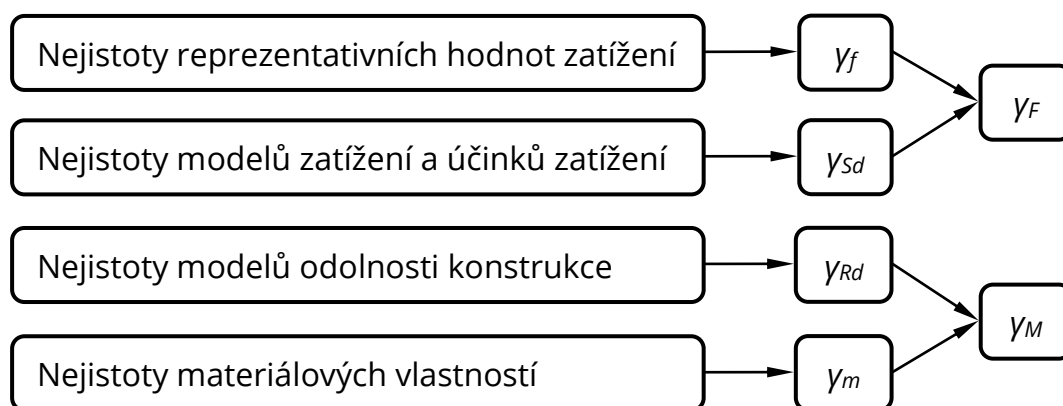
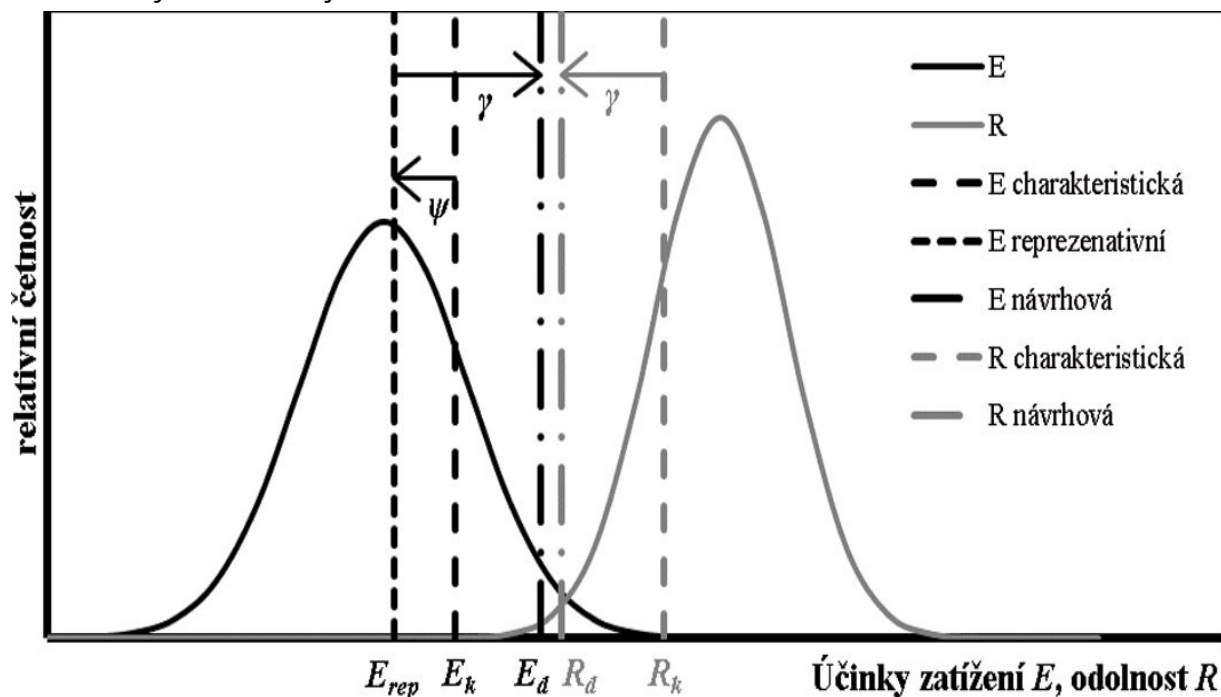
$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\}, \quad i \geq 1 \quad 8$$

kde: γ_{Rd} ... dílčí součinitel pokrývající nejistoty modelu odolnosti včetně geometrických odchylek
 $X_{k,i}$... charakteristická hodnota vlastnosti materiálu

zjednodušeně za předpokladů, že: $\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \gamma_{m,i}$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \eta_i \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}}; a_d \right\}, \quad i \geq 1 \quad 9$$

Princip metody dílčích součinitelů a přehled typů dílčích součinitelů jsou znázorněny na následujícím obrázku.



Obr. 3 - Normální rozdělení vztažené na rovnici stability a přehled dílčích součinitelů

2.3.1 Mezní stavy únosnosti

Dle ČSN EN 1990 je nutno ověřit následující mezní stavy únosnosti:

- 1) EQU = Ztráta statické rovnováhy konstrukce nebo její části, uvažované jako tuhé těleso tam, kde:

- je významné i menší kolísání hodnoty nebo prostorového uspořádání zatížení stejného původu a pevnosti konstrukčních materiálů nebo základové půdy nejsou obvykle rozhodující.

✓ ověřující podmínka:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad 10$$

kde: $E_{d,dst}$... návrhová hodnota účinku destabilizujících zatížení

$E_{d,stb}$... návrhová hodnota účinku stabilizujících zatížení.

- 2) STR = Vnitřní porucha nebo nadměrná deformace konstrukce nebo nosných prvků včetně základových patek, pilot, podzemních stěn atd., kde rozhoduje pevnost konstrukčních materiálů.

✓ ověřující podmínka:

$$E_d \leq R_d \quad 11$$

kde: E_d ... návrhová hodnota účinku zatížení, jako je vnitřní síla,

moment nebo vektor několika vnitřních sil nebo momentů

R_d ... návrhová hodnota příslušné únosnosti.

- 3) GEO = Porucha nebo nadměrná deformace základové půdy, kde pevnosti zeminy nebo skalního podloží jsou významné pro únosnost.

✓ ověřující podmínka: **stejná jako u 2)**

- 4) FAT = Únavová porucha konstrukce nebo nosných prvků.

✓ ověřující podmínka: **stejná jako u 2)**

- 5) UPL = Ztráta rovnováhy konstrukce nebo základové půdy v důsledku vzestupně orientovaného tlaku vody nebo jiných svislých zatížení (princip EQU aplikovaný na geotechnické konstrukce a základové půdy, v individuálních případech může vést na princip STR).

✓ ověřující podmínka: **stejná jako u 1)**

- 6) HYD = nadzdvihování dna, vnitřní eroze a sufoze v základové půdě způsobená hydraulickými spády (princip STR aplikovaný na specifika geotechnických konstrukcí a základových půd).

✓ ověřující podmínka: **stejná jako u 2)**

2.3.2 Mezní stav použitelnosti

- 1) vratný = jestliže se odstraní zatížení, které jeho překročení vyvolalo, pak k mezním stavům nedochází
- 2) nevratný = k mezním stavům dochází i po odstranění zatížení, které jeho překročení vyvolalo

2.4 Součástí procesu posouzení spolehlivosti konstrukce podle MS

2.4.1 Návrhové situace

- trvalá návrhová situace má dobu trvání shodnou s životností objektu
- dočasná návrhová situace má dobu trvání srovnatelně kratší než životnost objektu (např. během výstavby nebo opravy)

- **mimořádná návrhová situace** má velmi malou pravděpodobnost vzniku a krátkou dobu trvání (např. požár, výbuch, náraz nebo následky lokální poruchy)
- **seizmická návrhová situace** zahrnuje výjimečné podmínky, kterým je konstrukce vystavena během seismické aktivity

S předchozími návrhovými situacemi úzce souvisí návrhové životnosti konstrukcí vodohospodářských staveb. Existuje 5 kategorií návrhových životností VD, které mají různé informativní návrhové životnosti. Tak například betonové tížné hráze spadají do 5. kategorie s předpokládanou životností 100 až 120 let. [7]

Tab. 2 - Přibližné návrhové životnosti vodohospodářských konstrukcí

Kategorie návrhové životnosti	Přibližná návrhová životnost (v letech)	Příklady
1	10	Dočasné konstrukce jednoho účelu
2	10 – 25	vyměnitelné konstrukční části, např. různé zvedací mechanismy
3	30 – 40	betonové požární a hospodářské nádrže
4	50	budovy, čistící stanice, kanalizační a vodovodní štol, objekty na stokách a vodovodech a jiné
5	100 – 120	přehradní hráze a jiné inženýrské konstrukce

2.4.2 Vlastnosti materiálů

Návrhová hodnota X_d vlastnosti materiálu lze vyjádřit vztahem:

$$X_d = \eta \frac{X_k}{\gamma_m}, \quad 12$$

kde: X_k ... charakteristická hodnota vlastnosti materiálu
 η ... převodní součinitel (zohledňuje vlivy změny objemu, rozměrů a účinky teploty, vlhkosti, případně další vlivy)
 γ_m ... dílčí součinitel vlastnosti materiálu

2.4.3 Geometrické údaje

Návrhové hodnoty geometrických údajů, jako jsou rozměry prvků, které se použijí k posouzení účinků zatížení a/nebo odolností, mohou být vyjádřeny nominálními hodnotami. Pokud mají odchylky geometrických údajů (např. nepřesnosti polohy zatížení nebo umístění podpor) významný vliv na spolehlivost konstrukce (např. účinky druhého řádu), musí se návrhové hodnoty geometrických údajů doplnit o nepříznivou odchylku od charakteristických nebo nominálních hodnot anebo kumulativní účinek současného výskytu několika geometrických odchylek. [1]

2.4.4 Vyjádření významu objektu

Význam konstrukcí vodohospodářských staveb obvykle podstatně přesahuje vlastní stavbu. K rozlišení spolehlivosti slouží rozřídění konstrukcí do tříd významu. Vodohospodářské objekty se zařazují do tříd následků podle ČSN EN 1990 s příslušným

součinitelem γ_1 , jímž se násobí dílčí součinitelé zatížení γ_F doporučené pro základní kombinace zatížení a trvalé návrhové situace. Srovnání tříd následků a spolehlivost konstrukce vychází ze dvou norem sjednocených do následující tabulky. [1]

Tab. 3 - Třídy následků a třídy spolehlivosti podle ČSN EN 1990, ČSN 73 1208 a ČSN 75 0250.

Třídy následků (CC – consequences classes) dle ČSN EN 1990 včetně příkladů dle ČSN 73 1208		
CC3	CC2	CC1
Velké následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo významné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	Střední následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo značné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí	Malé následky s ohledem na ztráty lidských životů nebo zanedbatelné následky ekonomické, sociální nebo pro prostředí
- přehrady, funkční objekty sypaných hrází, - jezy vyšší než 5 m - hlavní štolové přivaděče plné vody do aglomerací	- vodní elektrárny, - jezy nižší než 5 m - plavební objekty	- nábrežní stěny - plavební kanály ve výkopu - objekty na odvodňovacích a závlahových stavbách
Třídy spolehlivosti (RC – reliability classes) dle ČSN EN 1990 včetně příkladů dle ČSN 75 0250		
RC3	RC2	RC1
Stavby, kde jsou následky poruchy vysoké : - přehrady, funkční objekty sypaných hrází, - jezy vyšší než 5 m - hlavní štolové přivaděče plné vody do aglomerací	Stavby, kde jsou následky poruchy středně závažné : - malé vodní elektrárny, - jezy nižší než 5 m - nábrežní stěny - plavební kanály ve výkopu	Stavby, kde jsou následky poruchy menšího významu : - objekty na odvodňovacích a závlahových stavbách
γ_1 dle ČSN 73 1208 a ČSN 75 0250		
1,2	1,1	1,0
γ_1 dle ČSN EN 1998 pro seizmické situace (výchozí hodnoty pro pozemní stavby)		
1,2 nebo 1,4	1,0	0,8

Z Tab. 3 je patrné, že v případě zařazení do patřičné kategorie tříd spolehlivosti nebo následků, panuje zde neshoda v hodnotách součinitele γ_1 . Tento rozkol se mi podařilo vyřešit využitím minimálních hodnot součinitele γ_1 podle doporučované metodiky. [1] Jednotlivé hodnoty součinitele γ_1 jsou zatříděné podle kategorie VD, viz.

Tab. 4 - Hodnoty uvažovaných součinitelů významu γ_1

Kategorie VD	I	II	III	IV
γ_1	1,25	1,20	1,10	1,00

Obecně se předpokládá, že návrhem podle ČSN EN 1990 s dílčími součiniteli podle ČSN EN 1990 až 1999 bude konstrukce spadat do třídy spolehlivosti RC2. V případě požadavku jiné definované třídy spolehlivosti (RC1 nebo RC3) je možné pro diferenciaci spolehlivosti díla využít součinitele γ_1 . Přitom se doporučuje součinitel γ_1 aplikovat pouze na pro nepříznivá zatížení. Rovnice 6 a 7 pak se pod doplnění změni na:

$$E_d = E\{\gamma_1 \gamma_{F,i} \psi_i F_{k,dst,i}; \gamma_{F,j} \psi_j F_{k,stb,j}; a_d\}, \quad 13$$

kde: $F_{k,dst}$... charakt. hodnoty destabilizujících zatížení

$F_{k,stb}$... charakt. hodnoty stabilizujících zatížení

a_d ... návrhové rozměry konstrukce

ψ ...součinitel kombinace zatížení

V případě požadavku na vyšší třídu spolehlivosti, než je RC3, je třeba provést individuální posouzení. Vyšší třídy spolehlivosti lze rovněž dosáhnout přijetím přísnějších (např. vícestupňových) kontrol v procesu návrhu provádění a přísného systému zajištění jakosti.

ČSN 73 1208 a ČSN 75 0250 pro vodní díla implicitně předepisují vyšší hodnoty součinitele významu objektu než ČSN EN 1990. Z toho plyne, že při posouzení spolehlivosti prakticky všech určených vodních děl bude výpočet účinků zatížení vycházet z rovnice 13.

2.4.5 Pravidla pro aplikaci mezních stavů na geotechnické konstrukce

Tato kapitola pojednává o návrhových přístupech u geotechnických konstrukcí, tak, aby splňovaly podmínky spolehlivého a zároveň hospodárného návrhu. Tyto tři návrhové přístupy najdeme v ČSN EN 1997. Obsahují dílčí součinitele, které se liší mezi sebou mezemi zatížení, účinky zatížení, materiálovými vlastnostmi a únosností. Doporučené hodnoty dílčích součinitelů uvedené v Příloze X této práce jsou rozděleny do souboru aplikovaných na:

- zatížení nebo účinky zatížení: soubor A, soubor B (A1 dle ČSN EN 1997), soubor C (A2 dle ČSN EN 1997),
- parametry zemin (M1 a M2),
- odolnost (R1 až R4).

Volba aplikace specifického návrhového přístupu se ponechává na projektantovi, případně na posuzovateli ve spolupráci s geotechnikem.

2.4.5.1 Návrhový přístup 1

Ověřují se podmínky mezních stavů pro následující kombinace souborů součinitelů spolehlivosti:

- Kombinace 1: soubory součinitelů **B, M1 a R1**,
- Kombinace 2: soubory součinitelů **C, M2 a R1**.

Pro návrh osově zatížených kotev platí:

- Kombinace 1: soubory součinitelů **B, M1 a R1**,
- Kombinace 2: soubory součinitelů **C, M1 a R4**.

Při tomto přístupu se dílčí součinitele spolehlivosti aplikují prakticky pouze na zatížení a vlastnosti zemin, resp. v případě osově zatížených kotev na zatížení a únosnost základové půdy.

2.4.5.2 Návrhový přístup 2

Ověřují se podmínky mezních stavů pro následující kombinaci souborů součinitelů spolehlivosti:

- Kombinace: soubory součinitelů **B, M1 a R2**

Při tomto přístupu se dílčí součinitelé spolehlivosti aplikují prakticky pouze na zatížení a únosnost základové půdy.

2.4.5.3 Návrhový přístup 3

Ověřují se podmínky mezních stavů pro následující kombinaci souborů součinitelů spolehlivosti:

- Kombinace souborů **B, M2, R3** na zatížení konstrukce nebo A2 na geotechnická zatížení,
- Kombinace souborů **C, M2, R3** na geotechnická zatížení,

Pro analýzu svahu a celkovou stabilitu zemních konstrukcí platí:

- Kombinace: souborů součinitelů **C, M2 a R3**

2.4.5.4 Posouzení VD v období provozu

Tuto činnost předchází posouzení v období přípravy, při návrhu nového vodního díla a v období výstavby. Výchozími poklady jsou návrhové rozměry, vlastnosti materiálů v PD a zjištěné během IG průzkumu. Pro návrh a posudek nového VD platí postupy k posuzování bezpečnosti vodních děl, které jsou společně s normami výše uvedené. Během samotné výstavby díla může dojít k jistým odchylkám od původního návrhu, které jsou v souladu se zákonem č. 183/2006 Sb. [1] Typické úlohy posudku v období výstavby VD jsou:

- přepočty plynoucí ze změn technických standardů,
- přepočty plynoucí ze zpřesnění vstupních údajů,
- ověření změněných stavebních postupů.

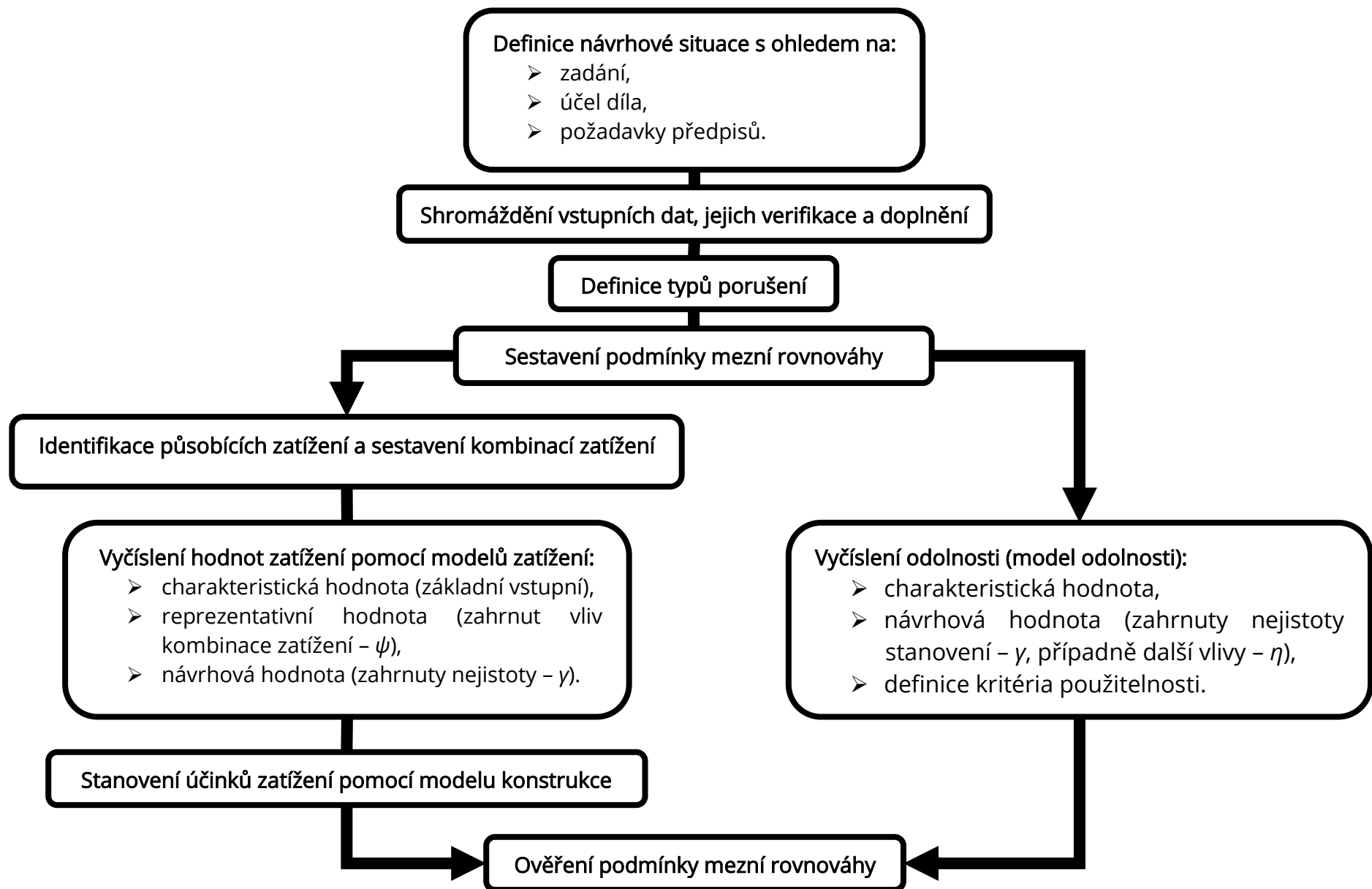
Během provozu stávajících vodních děl dochází k největším zatížením na danou konstrukci nebo materiál daného VD. Doporučené postupy hodnocení provozovaných konstrukcí najdeme v ČSN ISO 13822, doplněnou o národní normu ČSN 73 0038. Obecné principy uvádí ČSN ISO 2394. Využívá se posouzení metodou mezních stavů z hlediska únosnosti a použitelnosti. Typické úlohy posudku v období provozu VD jsou:

- posudek stability a chování díla v průběhu ověřovacího provozu (filtrační stab., průsakový režim, předpokládané posuny konstrukce),
- posuzování vlivu nových prvků na díle na jeho stabilitu, chování, průsakový režim atd.,
- predikce budoucího chování hráze doplněná o novelizaci mezních hodnot TBD,
- stanovení kontrolních hodnot pro TBD.

Všechny výpočtové veličiny vstupující do posudku podle mezních stavů by se měly opírat o stávající zkušenosti s provozem a s přihlédnutím k zatížení, které působí nebo působilo na dílo. Výchozí podklady nejčastěji pochází z výsledků pečlivého měření TBD. Neméně to platí v případě posudku v této DP.

2.4.5.5 Postup při stanovení spolehlivosti určených VD metodou podle mezních stavů

Kapitola vychází ze zavedeného postupu dle doporučené metodiky [1], který je schématicky rozebrán na následujícím Obr. 4



Obr. 4 - Postup při stanovení spolehlivosti určených VD metodou podle mezních stavů

3. VLIV ZATÍŽENÍ NA BETONOVOU TÍŽNOU HRÁZ

V této kapitole jsou uvedené druhy zatížení dle platných předpisů. Následně je podrobněji rozebráno každé zatížení ovlivňující globální stabilitu díla s návazností na posudek bezpečnosti vodních děl.

Jednotlivá zatížení konstrukcí specifikuje především Eurokód 1 [2]. Konkrétněji s aplikací na vodní díla pak národní normy, jakou jsou: ČSN 75 0250, ČSN 73 1208, ČSN 75 2310, ČSN 75 0255 a ČSN 73 0037.

3.1 *Druhy zatížení*

Dle proměnnosti v čase:

- stálá zatížení (G) patří zde např.: vlastní tíha konstrukce, pevné vybavení, ale i smršťování, nerovnoměrné sedání apod.,
- proměnná zatížení (Q) např.: voda, vítr, led, vlny apod.,
- mimořádná zatížení (A) např.: naplaveniny, ledové kry, seizmická aktivita.

Dle původu na přímá nebo nepřímá.

Dle proměnnosti polohy v prostoru jako pevná nebo volná.

Dle odezvy a charakteru konstrukce – statická nebo dynamická.

Dle místa působíště síly nebo momentu rozdělujeme na:

- bodová,
- liniová,
- plošná,
- objemová.

Každé stálé zatížení (G) působící na konstrukci je reprezentováno charakteristickou hodnotou F_k . Jedná se o náhodnou veličinu, která je vyjádřena pomocí statistického rozdělení jako průměr a horní nebo dolní hodnota v závislosti na působení. V případě nejistého určení statistického rozdělení zatížení je možné charakteristickou hodnotu zatížení popsat i tzv. nominální hodnotou.

Charakteristická hodnota proměnného (Q_k) zatížení může nabývat hodnot horní hodnotě nebo dolní hodnotě. S určenou pravděpodobností se předpokládá, že obě mezní hodnoty nebudou dosaženy. Charakteristické zatížení (Q_k) bez známého statistického rozdělení odpovídá nominální hodnotě.

3.2 *Seznam zatížení a způsob jejich určení*

- Vlastní tíha.
- Zatížení vodou:
 - hydrostatický tlak,
 - hydrodynamický tlak,
 - tlak vody v horninovém prostředí,
 - účinky oscilačních vln.
- Zatížení ledem:
 - zatížení ledovou celinou od zvýšení teploty,
 - zatížení ledovou celinou přimrzlou k objektu při změnách hladiny,
 - zatížení nárazem a třením ker nebo ledového pole,
 - zatížení ledovým polem nahnáným na objekt účinkem větru nebo proudu,
 - zatížení pilířů prořezávajících ledové pole,
 - zatížení ledovým nápěchem nebo ledovou zácpou.

- Geotechnická zatížení:
 - zemní tlak,
 - přetvoření,
- Zatížení větrem.
- Zatížení sněhem.
- Zatížení teplotou.
- Zatížení objemovými změnami:
 - dotvarování (creep),
 - smršťování (vysychání),
 - bobtnáním (zvlhčení, chemické reakce).
- Seizmické zatížení.
- Zatížení od předpětí.
- Další specifická zatížení:
 - zatížení během provádění nebo rekonstrukce,
 - únavová zatížení,
 - zatížení od jeřábů a strojního vybavení,
 - dynamická zatížení (např. provoz technologie),
 - nárazy předmětů jiných než ledové kry (např. plavidla, plaveniny),
 - předem vnesená přetvoření.

Všechny výše zmíněné druhy zatížení najdeme podrobně probrané v ČSN EN 206, ČSN EN 1991 a ČSN 75 0250. Blíže jsou popsána zatížení, která se běžně aplikují při posuzování globální stability určených vodních děl.

3.2.1 Vlastní tíha

Patří k primárním zatížením. Charakterizuje ho stálé pevné statické objemové zatížení. V případě konstantní objemové hmotnosti se vlastní tíha vypočte podle vztahu:

$$F_{G,k}^G = \rho_k g V [N], \quad 14$$

kde: $F_{G,k}^G$... charakteristická hodnota vlastní tíhy
 V ... objem konstrukce podle rozměrů konstrukce
 ρ_k ... charakteristická objemová hmotnost
 g ... tíhové zrychlení

V případě, kdy jeden rozměr výrazně převládá např. přehradní blok nebo jezové pole a konstrukce je typu liniové stavby, tak vlastní tíha vztažená na jeden běžný metr délky konstrukce je:

$$F_{G,k}^G = \rho_k g V [N], \quad 15$$

kde: A ... je plocha průřezu podle rozměrů konstrukce.

V souladu s ČSN EN 1991-1-1 vlastní tíha zahrnuje všechny nosné i nenosné prvky konstrukce včetně pevného vybavení a v kombinacích zatížení se uvažuje jako nezávislé zatížení. Jako příklad stálého zatížení uvedu třeba tíhu zeminy od přítěžovacích náspů hráze.

Charakteristická objemová hmotnost se stanoví na základě laboratorních zkoušek použitých materiálů, anebo z projektové dokumentace, či též dokumentace skutečného provedení. V starší normě se tato hmotnost nacházela v tabulce nominálních hodnot objemové hmotnosti běžně používaných materiálů. Jako příklad je v Tab. 5 uvedeno několik objemových hmotností materiálů u betonových přehrad.

V případě výskytu sypkého materiálu, který se započítává do vlastní tíhy, lze nominální hodnotu objemové hmotnosti stanovit podle rovnice:

$$\rho_k = \rho_s(1 - n) + \rho_v S n \quad 16$$

kde: ρ_k ... charakteristická hodnota totální objemové hmotnosti sypaniny,
 ρ_s ... specifická objemová hmotnost zrn,
 n ... pórovitost,
 S ... stupeň nasycení.

Tab. 5 - Nominální hodnoty objemové hmotnosti běžně používaných materiálů

Materiál	ρ [kg/m ³]	Poznámka
Obyčejný beton	2000 až 2600	ČSN EN 206
	2400	ČSN EN 1991-1-1
Malta cementová	1900 až 2300	ČSN EN 1991-1-1
Malta vápenocementová	1800 až 2000	ČSN EN 1991-1-1
Žula, syenit, porfyr	2700 až 3000	kompaktní zdící blok, ČSN EN 1991-1-1
Rula	3000	kompaktní zdící blok, ČSN EN 1991-1-1
Litina	7600	ČSN EN 1991-1-1
Ocel	7700 až 7850	ČSN EN 1991-1-1
Litý asfalt a asfaltový beton	2400 až 2500	ČSN EN 1991-1-1
Těsnicí jíl	1850 až 1950	ČSN EN 1991-1-1, udáváno pro stavby železničního svršku
Jílovité minerály	2850	specifická objemová hmotnost, ČSN 75 0250

3.2.2 Zatížení vodou

3.2.2.1 Hydrostatický tlak

Základní zatížení, na které je přehrada navrhovaná. Na betonovou hráz působí jako plošné, statické, volné, přímé a proměnné zatížení. Základní vyčíslení hydrostatického tlaku, který působí kolmo na povrch konstrukce a je definován vztahem:

$$p_{s,k} = \rho_{v,k} g h_k [Pa], \quad 17$$

kde: $p_{s,k}$... charakteristická hodnota hydrostatického tlaku,
 $\rho_{v,k}$... charakteristická hodnota hustoty vody,
 g ... tíhové zrychlení,
 h_k ... je charakteristická hloubka.

Charakteristická hodnota hustoty vody se standardně uvažuje nominální hodnotou $\rho_{v,k} = 1000 \text{ kg/m}^3$. V případě výskytu většího množství jemných pevných částic doporučuji [Kratochvíl, Stara 1985] tuto hodnotu zvýšit o 5 až 10 %.

Charakteristická hloubka je reprezentována provozní hloubkou s pravděpodobností překročení 98 %. Pro samotné posouzení stability přehrady je charakteristická hloubka odvozená z maximální hladiny. Tu lze získat z výpočtu průchodu povodňové vlny.

Tak podobně jako u vlastní tíhy, kdy převládá jeden rozměr, lze sílu od hydrostatického tlaku vypočítat pomocí integrace tlaku po ploše konstrukce:

$$F_{v,s,k}^Q = \int_S p_{s,k} dS [N], \quad 18$$

kde: $F_{v,s,k}^Q$... charakteristická hodnota síly od hydrostatického tlaku,
 S ... plocha povrchu konstrukce.

3.2.2.2 Hydrodynamický tlak

Všeobecně se jedná o tlak v proudící kapalině zmenšený o statický tlak. Na betonovou hráz působí jako plošné, dynamické, volné, přímé a proměnné zatížení. Například jezy, bezpečnostní přelivy, tlumící konstrukce kinetické energie od vody nebo kotevní bloky trubních přivaděčů musí odolávat hydrodynamickému tlaku. Tento tlak se vyjadřuje s kinetickou energií objemové jednotky proudící kapaliny. Hydrodynamický tlak lze vzhledem k povrchu konstrukce rozdělit na složku tangenciální a normálovou.

$$p_{d,k} = \overline{p_d} + p' [Pa], \quad 19$$

kde: $p_{k,d}$... charakteristická hodnota hydrodynamického tlaku,
 p_d ... střední hodnota hydrodynamického tlaku,
 p' ... pulsační složka hydrodynamického tlaku.

Složky hydrodynamického tlaku se vypočtou podle rovnic:

$$\overline{p_d} = C_p \rho_v \frac{v^2}{2} [Pa], \quad 20$$

$$p' = \delta \rho_v \frac{v^2}{2} [Pa], \quad 21$$

kde: C_p ... koeficient hydrodynamického tlaku,
 δ ... koeficient pulzace,
 v ... rychlost proudění.

Koeficienty tlaku a pulzace se mohou stanovit analyticky, případně empiricky nebo na základě modelového výzkumu.

Samotná výsledná celková síla se vypočte integrací hydrodynamického tlaku po ploše konstrukce.

$$F_{v,d,k}^Q = \int_S p_{d,k} dS [N], \quad 22$$

Specifické druhy hydrodynamického namáhání, ke kterým mezi jinými patří zatížení od kavitace, rázu, translační vlny a další jsou popsány v ČSN 75 0250.

3.2.2.3 Tlak vody v pórovitém prostředí

Materiál trvale vystaven účinkům vody, který má v sobě póry lze považovat za propustný. Z hydrogeologického aspektu pórovitost je definována jako bezrozměrné číslo, udávající poměr objemu pórů (průlin, puklin, dutin) v horninovém vzorku k objemu celého vzorku. Na betonovou hráz působí jako plošné, statické, volné, přímé a objemové zatížení.

Rovnice tlaku vody v pórovitém prostředí:

$$p_{vz,k} = \rho_v g (H_k - z_k) [Pa], \quad 23$$

kde: $p_{vz,k}$... charakteristická hodnota tlaku vody v pórech,
 ρ_v ... hustota vody,
 g ... gravitační zrychlení,
 H_k ... piezometrická výška vztažená k příslušné srovnávací rovině,
 z_k ... poloha bodu nad srovnávací rovinou.

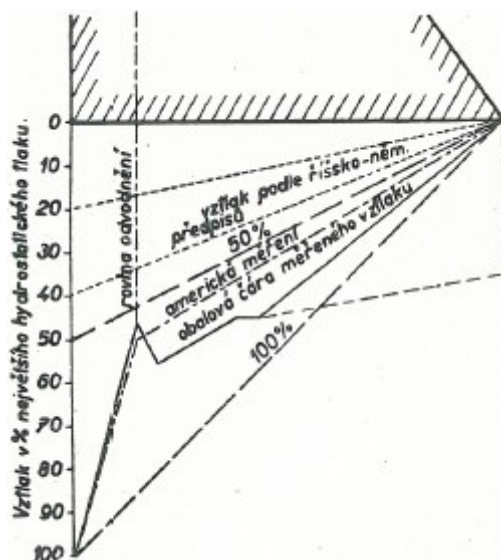
Kombinaci okrajových a počátečních podmínek za konkrétních zjednodušujících předpokladů dokážeme určit filtrační proudění a z něj příslušný tlak vody v pórech.

V případě betonových konstrukcí dle ČSN 75 0250 a ČSN 73 1208 je rovněž třeba počítat s účinky tlaku vody v pórech, zejména v místech, kde lze očekávat zvýšenou propustnost (pracovní spáry a trhliny).

Tlaková síla vody v pórech působící na povrch málo propustné konstrukce se vypočte podle vztahu:

$$F_{vz,k}^Q = \int_S p_{vz,k} dS \text{ [N]}, \quad 24$$

Obr. 5 zobrazuje obalovou křivku měřeného vztlaku v % největší výšky vzduť. Jedná se o názorný příklad určení vztlakové obálky se započítáním odvodnění podle publikace prof. Ing. dr. S. Kratochvila. [8]



Obr. 5 - Rozdělení vztlaku na základ zdi

3.2.2.4 Tlak oscilačních vln

Vznikají a šíří se při hladině vody. Projevují se jako plošné, proměnné přímé volné dynamické zatížení na konstrukci. Pro výpočet účinků vln na vodních nádržích a zdržích slouží ČSN 75 0255 a pro stanovení zatížení od oscilačních vln slouží ČSN 75 0255. Zatížení se stanoví ze dvou výpočtových částí. V první části se stanoví základní parametry vlny, jakými jsou: výška, délka, perioda, postupová rychlost a jiné. Po získání těchto parametrů se spočítá účinek vlny na stavbu v podobě silového působení.

3.2.3 Zatížení ledem

Z hlediska působení lze zatížení ledem v závislosti na konkrétní situaci považovat za proměnné, přímé, volné, statické nebo dynamické, liniové nebo bodové.

Konkrétní druhy zatížení či též doporučené hodnoty kombinačních součinitelů najdeme v ČSN 75 0250.

3.2.4 Geotechnická zatížení

Do této kategorie spadá zemní tlak (včetně jemných tlaků nánosů) a přetvoření. Nejčastějším místem výskytu těchto tlaků od nánosů se nachází v místech návodního líce paty hráze.

3.2.4.1 Zemní tlak

Projevuje se jako zatížení stálé nebo proměnné, přímé, pevné nebo volné (v případě jemných nánosů), statické a plošné účinkující na betonovou hráz. Tvoří jej tíha přísypu, základová půda u hlubokého založení s tíhou jemných nánosů a usazenin. Aktivní zemní tlak lze očekávat na straně nádrže nebo zdrže vodního díla a pasivní zemní tlak u vzdušní

paty. Neutrální zemní tlak se vyskytuje sporadicky. Bližší informace o zemním tlaku lze v závislosti na konkrétních podmínkách najít v ČSN 73 0037, nebo ČSN EN 1997-1.

Pro stanovení zatížení jemnými nánosy a náplněmi doporučuje ČSN 75 0250 aplikaci speciálního případu aktivního zemního tlaku podle rovnice:

$$p_{za,k} = \rho_k g h_z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) [Pa], \quad 25$$

kde: $p_{za,k}$... charakteristická hodnota aktivního zemního tlaku od jemných nánosů,
 ρ_k ... charakteristická objemová hmotnost nánosů pod vodou dle rovnice,
 g ... gravitační zrychlení,
 h_z ... hloubka nánosů u konstrukce,
 φ ... charakteristická hodnota úhlu vnitřního tření materiálu nánosů (v extrémním případě lze volit $\varphi = 0^\circ$).

Síla od zemního tlaku působící na povrch konstrukce se vypočte podle vztahu:

$$F_{z,k}^Q = \int_S p_{z,k} dS [N], \quad 26$$

kde: $F_{z,k}^Q$... síla od zemního tlaku působící na povrch konstrukce,
 $p_{z,k}$... charakteristická hodnota zemního tlaku,
 S ... plocha povrchu konstrukce.

3.2.4.2 Přetvoření

Vyvoláno vnějšími vlivy může přetvořit zatěžovanou konstrukci. Jednoduchým příkladem přetvoření od vnějšího vlivu si lze představit posun. Zde jsou uvedeny typické případy přetvoření:

- pohyby vyvolané dolováním, kavernováním nebo tunelováním,
- bobtnání a smršťování vyvolané vegetací, změnami klimatu nebo vlhkosti,
- pohyby vyvolané sekundární konsolidací nebo sesouváním nebo sedáním základové půdy,
- pohyby vyvolané degradací, disperzí, dekompozicí, vlastním zhutňováním a rozpouštěním.

3.2.5 Zatížení větrem

Má charakter plošného, dynamického, volného, přímého a proměnného zatížení. Dle ČSN EN 1991-1-4 dělí se na tato působení: tlak (kladný nebo záporný), tření a turbulence (kmitání). V případě masivních konstrukcí hrází je možné zatížení větrem zanedbat. Avšak v případě povypuštěné nádrže se zohledňuje do výpočtů, protože tlak na konstrukci hráze nad hladinou vody již není zanedbatelný.

3.2.6 Zatížení sněhem

Postup určení zatížení sněhem je detailněji rozebrán v ČSN EN 1991-1-3 (73 0035). Zatížení sněhem se u masivních betonových konstrukcí zanedbává.

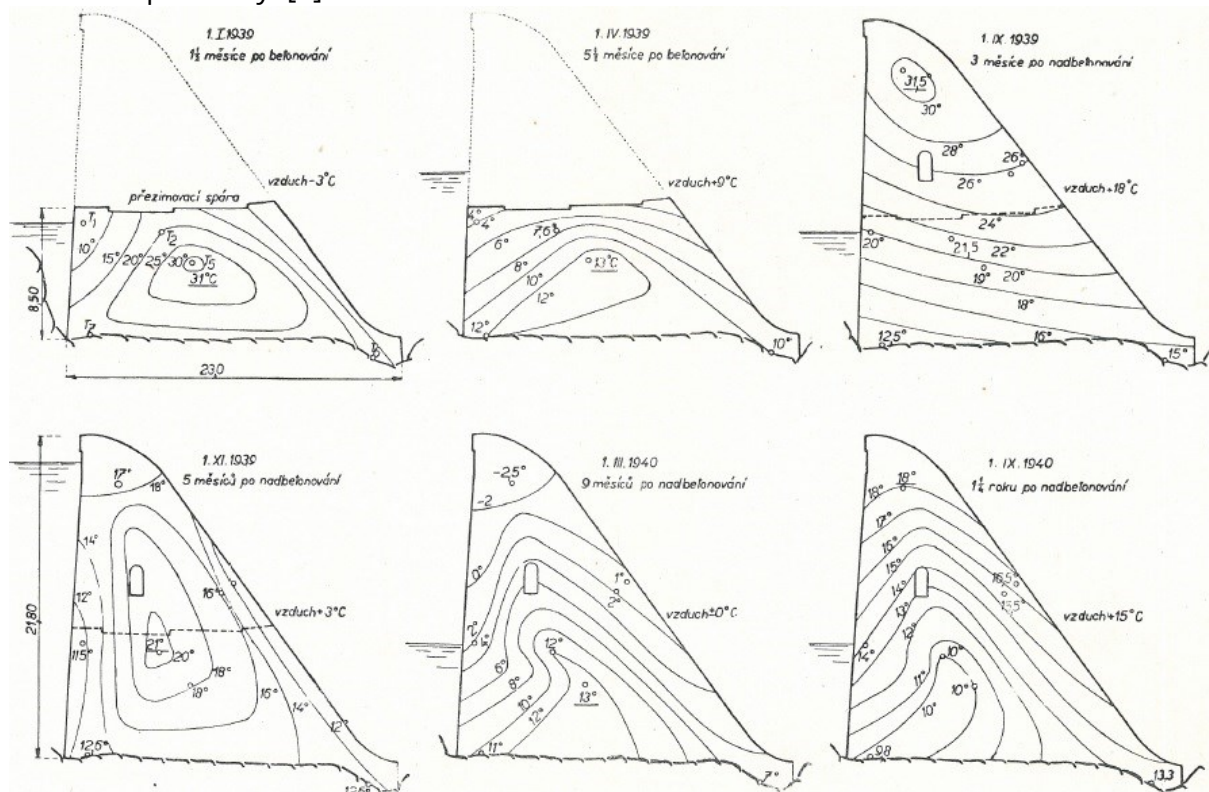
3.2.7 Zatížení teplotou

Na betonová VD působí jako objemové, dynamické, volné, nepřímé a proměnné zatížení. U betonových konstrukcí působí tepelné změny během tuhnutí cementů, přičemž nastává oteplení o 20° až 30 °C. Kolísá vliv teploty vzduchu (cca. -30° až 35°C v ČR). Tento jev je součástí zatížení od hydratačního tepla zejména projevujících se u čerstvých konstrukcí. Jedná se o exotermickou reakci, která doprovází hydrataci cementu,

navíc v době, kdy není ještě dosaženo plné pevnosti materiálu. Stanovení zatížení teplotou a jeho účinků uvádí ČSN 73 1208.

Na povrchu betonových VD působí také zatížení od změny teploty vnějšího prostředí, kde kromě teploty vzduchu a vody hraje významnou roli i přímé sluneční záření. Toto zatížení se nejvíc projevuje na povrchových vrstvách zdi (denní výkyvy teploty cca do 1 m hloubky a roční cca do 8 m pod povrch zdi).

Následující obrázek zobrazuje izolinie teploty betonu během postupné betonáže brněnské přehrady. [8]



Obr. 6 - Izotermie uvnitř přehradní zdi

3.2.8 Zatížení objemovými změnami

Na VD působí jako objemové, dynamické, pevné, nepřímé a proměnné zatížení. Není přímo způsobené změnou napětí v konstrukci. Základními představiteli jsou:

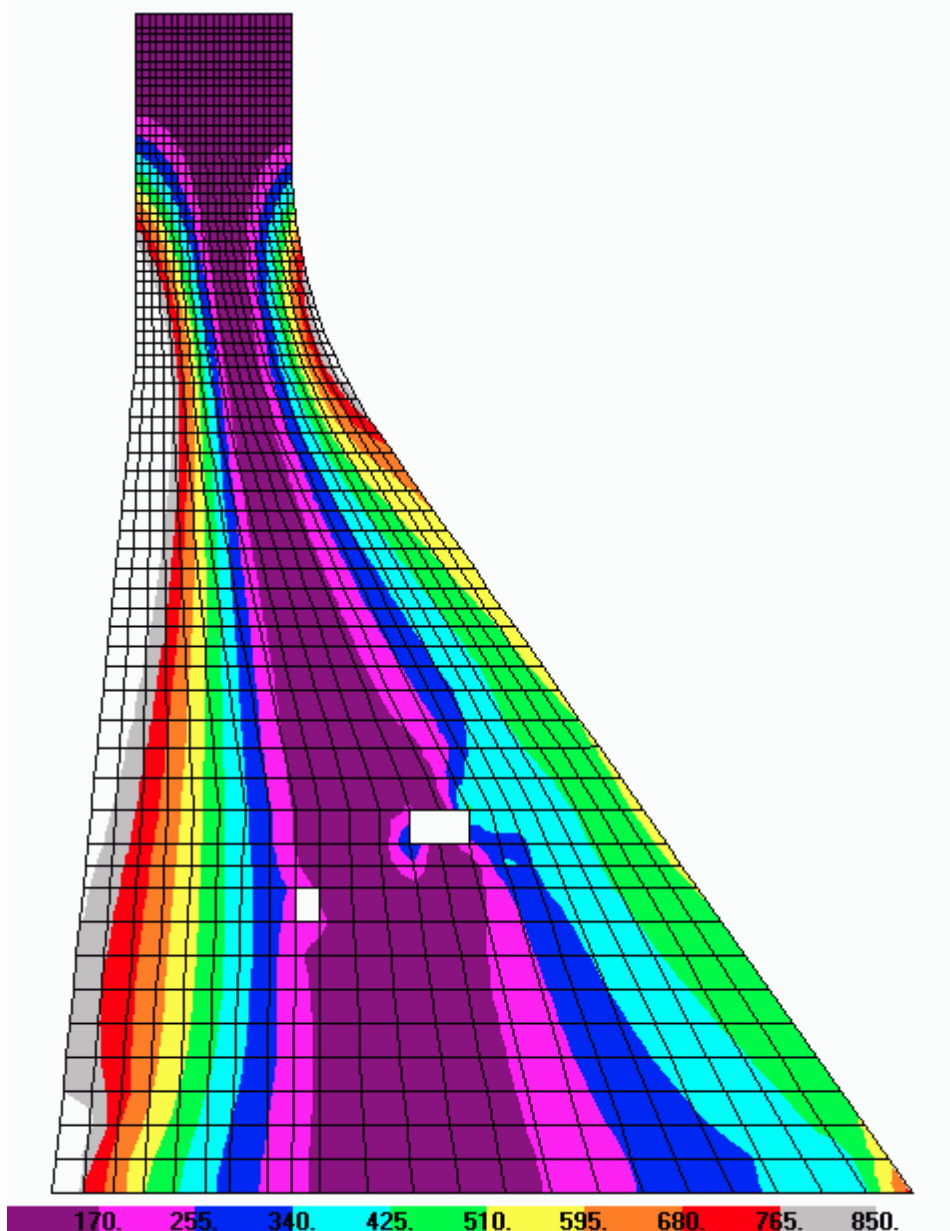
- dotvarování (creep)
- smršťování (vysychání)
- bobtnání (zvlhčení, chemické reakce)
- teplotní roztažnost

Objemové změny vyvolávají v konstrukci napětí působením vnějších vlivů (voda, tlak, teplota a jiné). V praxi se takové změny stěží predikují, a proto se při návrhu volí materiály a konstrukční řešení tak, aby se negativní vliv objemových změn pokud možno eliminoval.

3.2.9 Seismické zatížení

Je to mimořádné zatížení, které lze charakterizovat jako nepřímé, pevné, dynamické a objemové. Jelikož z geologického hlediska Česká republika neleží v místech střetů tektonických desek, a tak se toto zatížení počítá zřídka. V ČSN EN 1998 se uvádí, že na základě seizmografu se provádí dynamická analýza konstrukce. Namodeluje se konkrétní zatížení (v podobě posunů) a jejich účinků (v podobě napětí na konstrukci). U určených

vodních děl je třeba stanovit i účinky seizmického zatížení na velikost ostatních zatížení, např. vznik oscilačních vln v nádrži. Deformační účinky zemětřesení úzce souvisejí s pevnostními charakteristikami betonu hráze. Názorné ukázky těchto účinků, a nejen těchto nejdeme například v americké odborné inženýrské publikaci. [9] Publikace se zaměřuje na vyhodnocení zemětřesení a jeho vlivů na betonové vodohospodářské konstrukce. Následující obrázek znázorňuje obálku maximálních napětí ve směru Y, dosažených během zemětřesení na americké přehradě San Fernando v roce 1971.



Obr. 7 - Maximální vertikální napětí během zemětřesení na přehradě San Fernando

Pro hodnocení MS typu EQU možné využít zjednodušení, které spočívá v převedení dynamických účinků seizmického zatížení na přírůstky statického zatížení, viz [Kratochvíl, Stara 1985] nebo [Broža, Satrapa 2000]. Vlastní tíha konstrukce, násypů a nánosů se doplní o horizontální sílu

$$F_{s,k}^A = \rho_k V \alpha g [N],$$

27

kde: $F_{s,k}^A$... charakteristická hodnota horizontální síly od seizmického zatížení,
 ρ_k ... charakteristická objemová hmotnost dle rovnice 16
 V ... je objem konstrukce,
 α ... koeficient seismicity (volí se v mezích 0,05 až 0,2)
 g ... gravitační zrychlení.

Seismicita se pak promítne jako nárůst vodního tlaku, který je projevem zvýšení hydrostatického tlaku o přírůstek:

$$\Delta p_{s,k} = \frac{k \alpha \rho_v g \sqrt{Hy}}{0,8160} [Pa], \quad 28$$

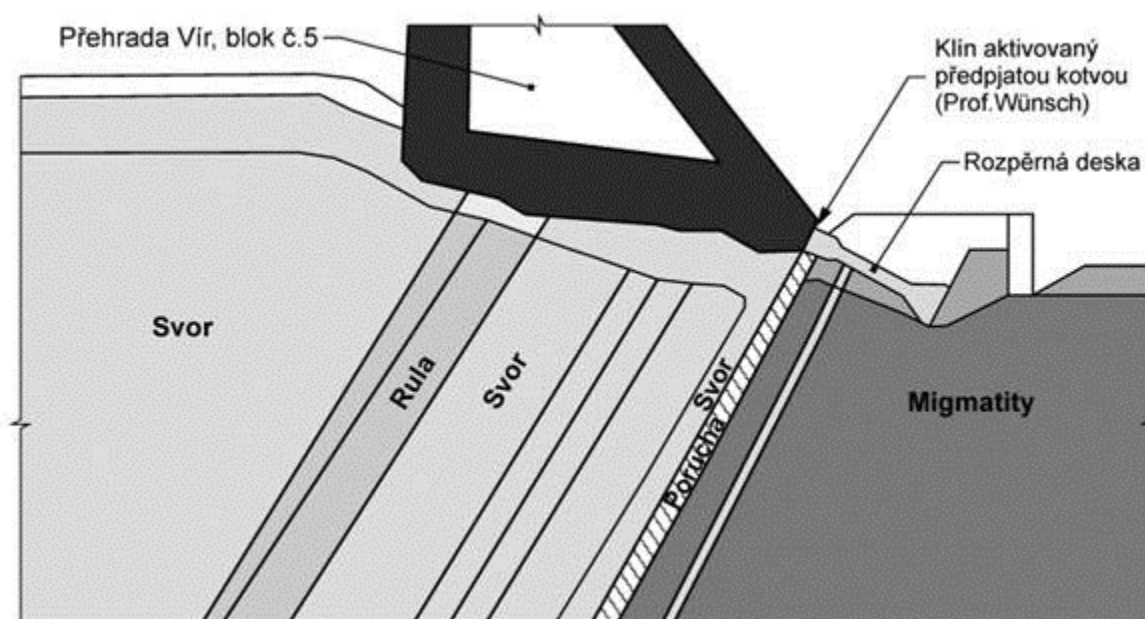
$$k = \frac{1}{\sqrt{1 - 7,750 \left(\frac{H}{1000T} \right)^2}} \quad 29$$

kde: $\Delta p_{s,k}$... charakteristická hodnota přírůstku hydrostatického tlaku od seizmického zatížení,
 ρ_v ... charakteristická objemová hmotnost vody, H ... charakteristická výška vodního sloupce od základové spáry po hladinu, y ... hloubka pod hladinou,
 T ... charakteristická perioda kmitu (obvykle 0,5 až 1 s)

Případně lze doporučit postup uvedený v ČSN EN 1998-5.

3.2.10 Zatížení od předpětí

Zatížení od předpětí se obvykle stanovuje v souladu s ČSN EN 1992 až 1999 projektem v podobě síly konkrétní velikosti, která působí ve směru předepnutých lan nebo rozpěr. V případě síly od předpětí je třeba věnovat zvýšenou pozornost především případným změnám její velikosti v čase způsobeným dotvarováním předpínacích prvků. V rámci ČR se předepnutí nosné konstrukce určených vodních děl vyskytují pouze ojediněle (např. betonová přehrada Vír na řece Svatce, hráz VD Bystřička), vnesení předpětí do základové půdy kotvami nebo rozpěrami je běžné v průběhu výstavby nebo opravy.



Obr. 8 - Přehrada Vír, geologické poměry v podloží a umístění rozpěrné desky pro přenos zatížení přehrady do pevných migmatitů

3.3 Vyjádření zatížení

Pro dosazení do mezní podmínky rovnováhy se dosazuje tzv. **charakteristická hodnota F_k** .

V případě kombinace zatížení vstupuje do podmínky mezní rovnováhy příslušný kombinační součinitel ψ . Ten zohledňuje společné působení a dobu působení ve vztahu k referenčnímu času. Spolu v součinu s charakteristickou hodnotou F_k tvoří **reprezentativní hodnotu**.

Návrhové hodnoty účinků zatížení jsou všechny předchozí hodnoty vynásobené dílčím součinitel spolehlivosti γ .

Tab. 6 - Reprezentativní hodnoty proměnných zatížení

Název	Vyjádření	Použití
Stálá hodnota	F_k^Q	Všechny mezní stavy
Kombinační hodnota	$\psi_0 F_k^Q$	Mezní stavy únosností a nevratné mezní stavy použitelnosti
Častá hodnota	$\psi_1 F_k^Q$	Mezní stavy únosnosti zahrnující mimořádná zatížení a vratné mezní stavy použitelnosti
Kvazistálá hodnota	$\psi_2 F_k^Q$	Mezní stavy únosnosti zahrnující mimořádná zatížení, vratné mezní stavy použitelnosti a dlouhodobé účinky zatížení

3.4 Kombinace zatížení

Obecné zásady kombinace zatížení popisuje ČSN EN 1990. Kombinace zatížení se volí v závislosti na návrhové situaci a posuzovaném mezním stavu. Do kombinací vstupují vždy všechna zatížení, která se mohou vyskytnout současně. Při ověření konstrukce na únavu je třeba volit specifické přístupy k sestavení kombinace zatížení podle příslušných norem.

ČSN EN 1990 pro účely posouzení mezních stavů únosnosti (kromě FAT) definuje následující kombinace zatížení:

- kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace (základní kombinace),
- kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace,
- kombinace zatížení pro seizmické návrhové situace.
- Pro účely posouzení mezního stavu použitelnosti definuje ČSN EN 1990 následující kombinace zatížení:
 - charakteristická kombinace,
 - častá kombinace,
 - kvazistálá kombinace.

3.4.1 Kombinace zatížení pro trvalé a dočasné návrhové situace (základní kombinace)

Základní kombinace zatížení principiálně pracuje s návrhovými hodnotami zatížení a obsahuje všechna stálá zatížení, zatížení od předpětí a všechna hlavní i vedlejší proměnná zatížení. Jedná se o kombinaci zatížení, které je dílo vystaveno při běžném provozu. V této kombinaci zatížení se uplatní i součinitel významu díla γ_1 , jímž se násobí všechny součinitele dílčí spolehlivosti destabilizujících zatížení.

$$E_d = \gamma_{sd} E \{ \gamma_{g,j} F_{k,j}^G; \gamma_P F_P^G; \gamma_{q,1} F_{k,1}^Q; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} F_{k,i}^Q; a_d \}, \quad 30$$

kde: E_d ... návrhový účinek zatížení,

$F_{k,j}^G$... charakteristická hodnoty stálých zatížení,

$F_{p,j}^G$... charakteristická hodnota předpětí,
 $F_{k,1}^Q$... charakteristická hodnota hlavních proměnných zatížení,
 $F_{k,i}^Q$... charakteristická hodnoty vedlejších zatížení,
 a_d ... návrhová hodnota rozměrů konstrukce,
 γ_{sd} ... dílčí součinitel spolehlivosti modelů zatížení a účinků zatížení,
 γ_{gj} ... dílčí součinitel spolehlivosti stálých zatížení,
 γ_p ... dílčí součinitel spolehlivosti předpětí,
 $\gamma_{q,1}$... dílčí součinitel spolehlivosti hlavních proměnných zatížení,
 $\gamma_{q,i}$... dílčí součinitel spolehlivosti vedlejších proměnných zatížení,
 $\psi_{0,i}$... kombinační součinitel vedlejších proměnných zatížení.

3.4.2 Kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace

Do kombinace zatížení pro mimořádné návrhové situace vstupují charakteristické hodnoty zatížení od předpětí a stálých a proměnných zatížení a výpočtová hodnota mimořádného zatížení stanovená pro konkrétní situaci (např. náraz, požár, průchod extrémní povodně atp.).

$$E_d = E\{F_{k,j}^G; F_P^G; F_d^A; (\psi_{1,i} \text{ nebo } \psi_{2,i})F_{k,1}^Q; \psi_{2,i}F_{k,i}^Q; a_d\}, \quad 31$$

kde: F_d^A ... návrhová hodnota mimořádného zatížení.

Volba $\psi_{1,i}F_{k,1}^Q$ nebo $\psi_{2,i}F_{k,i}^Q$ se má vztahovat k příslušné mimořádné návrhové situaci (náraz, požár nebo funkční způsobilost po mimořádné události nebo situaci). Pro případ nárazu plovoucích předmětů i pro případ průchodu extrémní povodňové vlny lze doporučit použití časté hodnoty hlavních proměnných zatížení $\psi_{1,i}F_{k,1}^Q$.

3.4.3 Kombinace zatížení pro posouzení mezních stavů použitelnosti

Charakteristická kombinace zatížení se obvykle používá pro nevratné mezní stavy a symbolicky ji lze vyjádřit rovnicí:

$$E_d = E\{F_{k,j}^G; F_P^G; F_{k,1}^Q; \psi_{0,i}F_{k,i}^Q; a_d\}, \quad 32$$

Častá kombinace zatížení se obvykle používá pro vratné mezní stavy a symbolicky ji lze vyjádřit rovnicí:

$$E_d = E\{F_{k,j}^G; F_P^G; \psi_{1,1}F_{k,1}^Q; \psi_{2,i}F_{k,i}^Q; a_d\}, \quad 33$$

Kvazistálá kombinace zatížení se obvykle používá pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce a symbolicky ji lze vyjádřit rovnicí:

$$E_d = E\{F_{k,j}^G; F_P^G; \psi_{2,i}F_{k,i}^Q; a_d\}, \quad 34$$

4. HODNOCENÍ GLOBÁLNÍ BEZPEČNOSTI BETONOVÉ HRÁZE

4.1 *Betonová přehrada a sledování chování*

Betonová hráz je stavba, která svým vzdutím, přehrazením vodního toku a jeho údolí vytváří vodní nádrž. Přehradu tvoří přehradní hráz spolu s funkčním zařízením přehrady (spodní výpusti, bezpečnostní přelivy, odběry apod.). U těch betonových se zpravidla jedná o klasické tížné, klenbové, vylehčené pilířové přehrady a další (např. předpjaté, kotvené, členěné, z dílců, atp.).

Provádění TBD je zaměřeno na sledování veličin souvisejících se stabilitou a bezpečností vlastního vzdouvacího prvku. Je sledována polohová stálost a přetvoření konstrukce VD, resp. jejího založení. Sledování je v úměrném rozsahu zavedeno i na konstrukce, které se vzdouvací částí konstrukčně nebo funkčně souvisí. Kontrolní měření a sledování vybraných jevů lze rozdělit do skupin:

- provozní, hydrologické a klimatické poměry,
- průsakový režim,
- tlakový režim průsakových vod,
- teplotní režim,
- přetvoření tělesa hráze, resp. funkčních objektů, včetně podloží a jejich vzájemná změna polohy
- dynamické účinky zatížení,
- sledování změn materiálových a pevnostních charakteristik betonu,
- sledování stavu hradicích konstrukcí a uzávěrů.

4.2 *Hodnocení poruchy na betonové přehradě*

V tomto textu jsou postupně uvedeny podrobněji rozpracované postupy hodnocení podle obou postupů, tj. ve smyslu hodnocení podle stupně bezpečnosti i podle mezních stavů. Pokud je to možné, vychází se z českých, popř. evropských norem a předpisů. Z rozmanitosti typů vodních děl, jejich statického působení a tvarové a konstrukční jedinečnosti vyplývá, že na řadu způsobů porušení nelze bezesbytku aplikovat postupy uvedené v příslušných technických normách. Z toho důvodu byly do textu zařazeny také vybrané postupy a doporučení, které jsou výsledkem vlastních, tuzemských i zahraničních výzkumů. Ty umožňují zahrnout do výpočtu některé typy nejistot a kvantifikovat je. Je zřejmé, že je třeba jednotlivé podmínky spolehlivosti definovat samostatně pro jednotlivé konstrukce, popř. části díla. [10]

Dle poslední nejnovější normy ČSN 73 1208 z roku 2010 se doporučuje hodnotit stabilitu betonových hrází s využitím podmínek spolehlivosti pro:

Mezní stav stability polohy:

- stabilita proti posunutí
- po smykové ploše,
- v základové spáře,
- v pracovních spárách konstrukcí z prostého betonu,
- stabilita proti nadzvednutí vztlakem,
- stabilita proti překocení.

Mezní stavy použitelnosti:

- podle vzniku trhlin,
- podle šířky trhlin.

Tab. 7 - Přehled typů globální poruchy betonové hráze a její části

Typ poruchy	Detail typu poruchy	Následek
Usmýknutí	Vytvoření smykové plochy podél základové spáry	Vytvoření smykové plochy a posun nezanedbatelné části vodního díla.
Překlopení	Překlopení vzdouvací konstrukce či podstatné části jako celku.	Ztráta stability.
Nadzvednutí	Nadzvednutí konstrukce.	Usmýknutí konstrukce
Překročení pevnosti materiálu	Překročení pevnosti materiálu vzdouvací konstrukce, podloží.	Vznik trhlin.

4.3 Bezpečnost proti usmýknutí

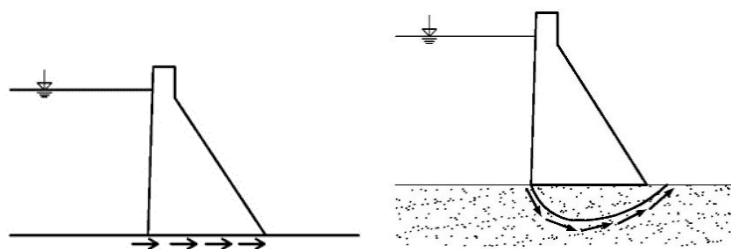
4.3.1 Charakteristiky usmýknutí

Usmýknutí konstrukce po smykové ploše patří k mezním stavům únosnosti (ULS – EQU, GEO). [1] Hodnotíme jako ztrátu stability konstrukce, kde smyková plocha může procházet vlastní konstrukcí, podložím pod, střídavě konstrukci i podložím nebo po základové spáře na styku konstrukce s podložím. Nejčastěji toto prostorové porušení aproximujeme na dvojrozměrné schéma za předpokladů vhodně zvoleného tvaru.

Tato porucha může u betonové přehrady a její součásti vést k posunutí konstrukce podél:

- rovinné základové spáry,
- pracovní spáry
- obecné smykové plochy v podloží stavby nebo ve vlastní konstrukci.

Na Obr. 9 jsou znázorněny dvě nejčastější příčiny poruchy usmýknutím u betonových přehrad.

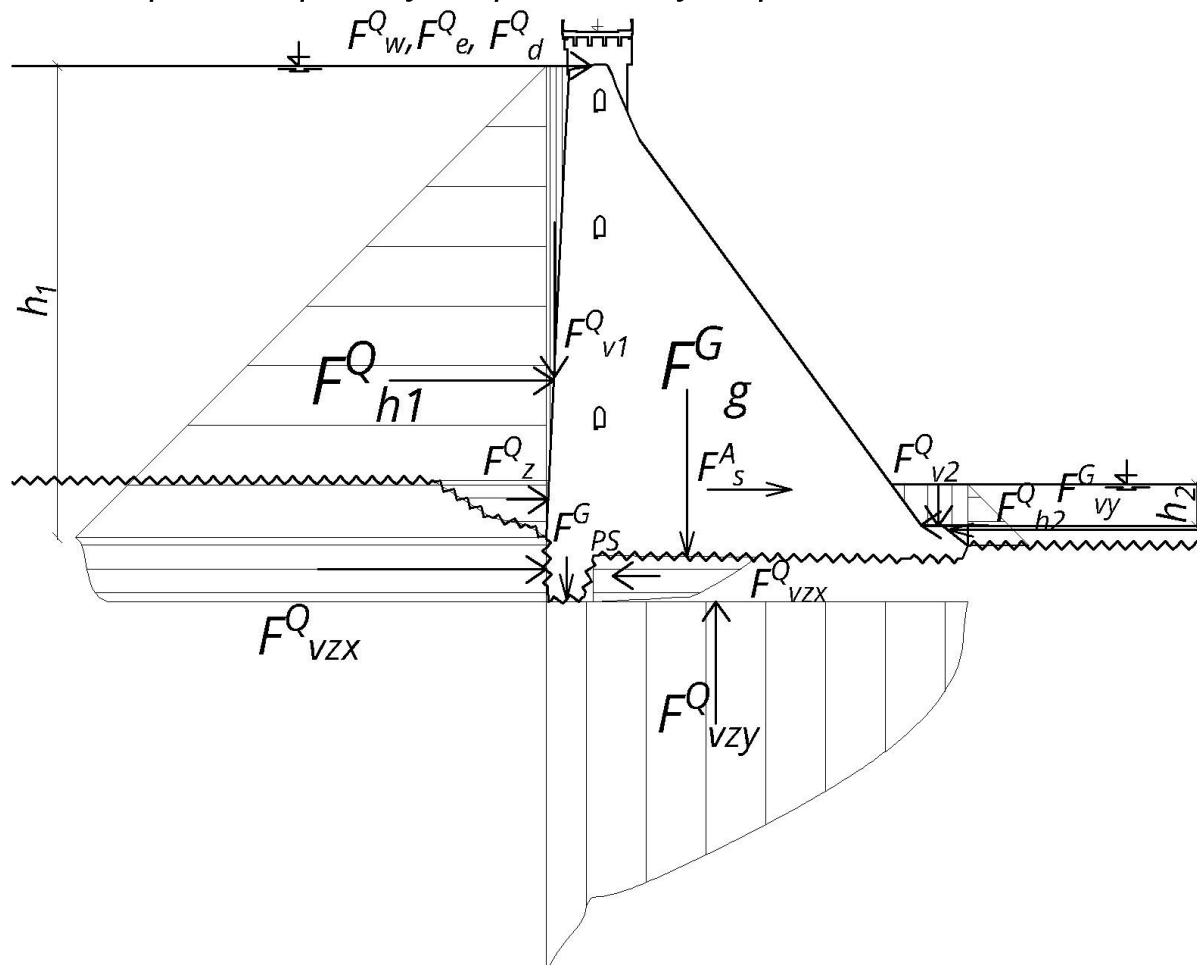


Obr. 9 - Usmýknutí hráze podél rovinné základové spáry a podél smykové plochy obecného tvaru.

K možným následkům globální poruchy usmýknutím patří úplný kolaps či zřícení konstrukce nebo posunutí její části. Tato situace může vést ke vzniku zvláštní povodně pod vodním dílem.

Dalším možným účinkem této poruchy může být sesuv svahu do nádrže a následné přelití hráze vytvořenou translační vlnou. Ovšem je nutno podotknout, že tyto zmíněné následky se nejčastěji vyskytují u sypaných hrází. Betonové tížné hráze jsou zpravidla navrhovány na přelití přes korunu hráze.

4.3.2 Popis zatížení pro usmýknutí po rovinné smykové ploše



Obr. 10 - Schéma sil působících na betonovou gravitační hráz

Podle předchozího Obr. 10 přichází v úvahu následující síly charakteristické při usmýknutí podél rovinné smykové plochy (např. pracovní či základové spáře):

- F^G_g ... vlastní tíha konstrukce
- F^G_{vy} ... vlastní tíha vývaru
- F^G_{ps} ... síla od předpětí (u předpjatých konstrukcí)
- F^Q_{h1} resp. F^Q_{v1} ... horizontální, resp. vertikální hydrostatická síla od vody v nádrži
- F^Q_{h2} resp. F^Q_{v2} ... horizontální, resp. vertikální hydrostatická síla od vody ve vývaru
- F^Q_d ... síla od hydrodynamického tlaku
- F^Q_{vzx} resp. F^Q_{vzy} ... horizontální, resp. vertikální síla vyvolaná tlakem vody v pórech za podmínek hydrostatických nebo hydrodynamických
- F^Q_z ... síla od podloží a nánosů
- F^Q_e ... síla od ledu na vodní hladině
- F^Q_w ... síla od větru
- F^A_s ... síla od zemětřeseného zrychlení

4.3.3 Posouzení metodou podle stupně bezpečnosti

4.3.3.1 Usmýknutí po rovinné ploše

Pro stupeň bezpečnosti během usmýknutí se vychází z poměru stabilizujících sil k destabilizujícím silám. Stupeň bezpečnosti lze vyjádřit následovně:

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^n E_{stb,k,i}}{\sum_{j=1}^m E_{dst,k,j}} \quad 35$$

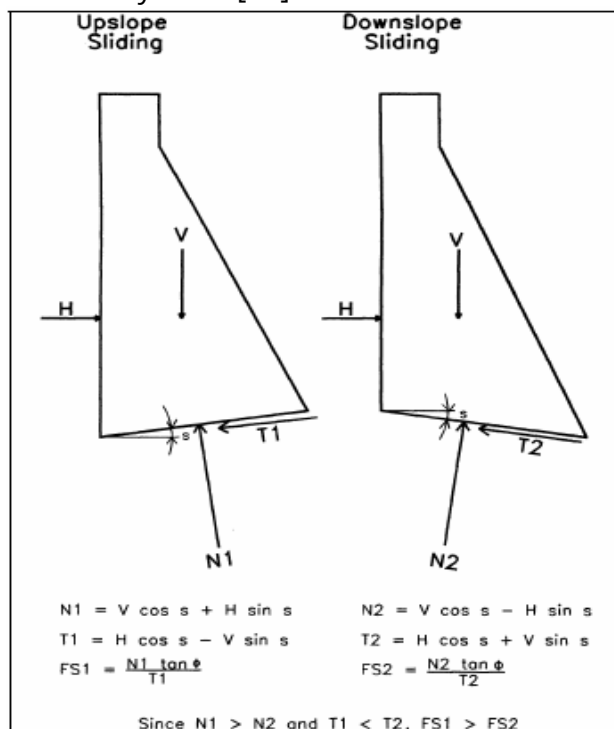
kde: $\sum_{i=1}^n E_{stb,k,i}$... $\sum_{i=1}^n E_{stb,k,i}$ suma charakteristických hodnot účinků zatížení stabilizujících konstrukci proti usmýknutí (např. třecí sílu podél spáry, odpor opěrných konstrukcí, vývaru atd.),
 $\sum_{j=1}^m E_{dst,k,j}$... suma charakteristických hodnot účinků destabilizujících zatížení (např. sílu od hydrostatického tlaku vody, ledu, vln, větru atd.).

Předchozí rovnice (35) lze dále rozepsat následovně:

$$SF = \frac{Ac + f \sum_{i=1}^n F_{v,k,i}}{\sum_{j=1}^m F_{h,k,j}} \quad 36$$

kde: f ... součinitel tření,
 $F_{v,k}$ a $F_{h,k}$... charakteristické vertikální a horizontální síly, působící na rovinu porušení,
 A ... plocha porušení,
 c ... soudržnost.

Obecně lze u této poruchy vycházet ze dvou předpokladů. Když smyková plocha se nachází vzestupně (ve směru možného usmýknutí), dochází pak k příznivému účinku na celkovou stabilitu. Znamená to, že vysvahovaná základová spára směrem ke vzdušnému líci hráze zmenšuje možné riziko vzniku poruchy usmýknutím této hráze. Naopak pokud smyková plocha se nachází sestupně (ve směru možného usmýknutí), dochází pak ke zvýšení pravděpodobnosti usmýknutí. [11]



Obr. 11 - Příznivé a nepříznivé účinky podloží pod ZS

Tam kde existuje mělká slabší vrstvá v podloží pod ZS nebo konstrukci vznikají dva možné způsoby poruchy. První z nich připouští usmýknutí podél slabší roviny (bezprostředně pod konstrukcí) až do viditelné změny stability. Druhý způsob zahrnuje sklouznutí podél slabší obecné roviny přímo pod konstrukcí a usmýknutí smykové plochy

nad ZS. Tato porucha bývá obvykle kritická, pokud smyková plocha obecného tvaru projde dnem konstrukce na povrch tzn. jsou viditelná přetvoření v konstrukci způsobena touto poruchou. [11]

Ve všech uvedených postupech vstupují do výpočtů součinitelé tření a soudržnosti. Jejich hodnoty jsou závislé na charakteru a kvalitě skalního podkladu. V následující tabulce jsou doporučené hodnoty součinitelé tření f a soudržnosti c pro styk betonu a podložních materiálů různé kvality. [1] [4] [6]

Tab. 8 – Přehled f a c

Typ materiálu podloží	Styk beton- skála		Styk beton – skalní masiv s prasklinami vyplněnými částicemi o velikosti					
			0,5 mm		2 až 20 mm		> 20 mm	
	f	c [kPa]	f	c [kPa]	f	c [kPa]	f	c [kPa]
Skalní masiv ve celistvých blocích, vrstevnaté a deskové typy hornin s pevností v tlaku $\sigma_{c,k} > 40$ MPa.	0,95	400	0,80	150	0,70	100	0,55	50
Obdobné vlastnosti jako v předchozím řádku, materiály mírně rozpukané a s mírnou náchylností k erozi.	0,85	300	0,80	150	0,70	100	0,55	50
Hodně rozpukané skalní s $\sigma_{c,k} \approx 40$ MPa, resp. poloskalní málo rozrušené horniny s $\sigma_{c,k} = 20$ až 40 MPa	0,75	200	0,70	100	0,65	60	0,45	20
Poloskalní horniny s lavicovitou vrstevnatostí, středně až vysoce rozpukané s $\sigma_{c,k} = 2,5$ až 20 MPa	0,70	100	0,65	50	0,50	30	0,45	20
Nezpevněné horniny	- písek, štěrky $f = 0,35$ až $0,50$; $c = 0$ - hlíny, jíly $f = 0,20$ až $0,30$; $c = 0$							

Uprostřed vrstvy betonu lze uvažovat $f = 0,75$ [8]. a kohezi c pro rozhraní beton/beton lze spočítat podle následující rovnice:

$$c = 0,25 * \sigma_{ctk0,05} \quad 37$$

kde: $\sigma_{ctk0,05}$... 5% kvantil charakteristické hodnoty pevnosti betonu v tahu dle ČSN EN 1992-1-1.

Doporučené hodnoty ve vazbě na tlakovou pevnost betonu $\sigma_{c,k}$ jsou uvedeny v následující tabulce.

Tab. 9 - Soudržnost c pro styk beton – beton

$\sigma_{c,k}$ [MPa]	12	16	20	25	30	35	>40
$\sigma_{ctk0,05}$ [MPa]	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5
c [kPa]	275	325	375	450	500	550	625

4.3.3.2 Usmýknuti po obecné smykové ploše

Pro tuto poruchu existují dva způsoby vyjádření stupně bezpečnosti:

- stupeň bezpečnosti shodný s rovnicí č. 36.
- stupeň bezpečnosti podle výpočtu napjatosti a přetvoření:

V případě rovinného přetvoření výsledkem takového řešení jsou složky vektoru $\sigma = [\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}]^T$ v kartézských souřadnicích X, Y. Z normálových a smykových napětí v souřadnicích X, Y jsou vypočtena normálová a tečná napětí působící na analyzované smykové ploše. Smykové pevnosti a napětí se pak určí následovně:

$$\sigma_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\cos 2\alpha + \tau_{xy}\sin 2\alpha \quad 38$$

$$\tau_\alpha = \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\sin 2\alpha + \tau_{xy}\cos 2\alpha \quad 39$$

kde: σ_α a τ_α ... normálové a tečné napětí vyjádřené pro smykovou plochu, jejíž normála svírá s kladnou osou x úhel α .

σ_x, σ_y a τ_{xy} ... složky tenzoru napětí.

Výsledná rovnice celkového stupně bezpečnosti vypadá pak takto:

$$SF = \frac{1 \int_\tau (|\sigma_\alpha| \times \tau g \varphi + c) \times ds}{\int_\tau \tau_\alpha \times ds} \quad 40$$

4.3.4 Posouzení metodou podle mezních stavů

4.3.4.1 Posunutí betonové hráze po rovinné ploše

Při vyšetřování stability proti posunutí v rovinné spáře se vychází z podmínky dle ČSN 73 1208:

$$\sum_{i=1}^n E_{dst,d,i} \leq \sum_{j=1}^m E_{stb,d,j} \quad 41$$

kde: $\sum_{i=1}^n E_{dst,d,i}$... suma návrhových hodnot účinků destabilizujícího zatížení způsobujícího usmýknutí konstrukce,

$\sum_{j=1}^m E_{stb,d,j}$... suma návrhových hodnot stabilizujícího účinku zatížení (smykový odpor proti posunutí) působícího proti usmýknutí v uvažované návrhové situaci.

Dále v ČSN EN 1997 najdeme podrobný postup pro určení stability proti posunutí. Pro stanovení smykové pevnosti zemin podloží se používají totální nebo efektivní parametry smykové pevnosti určené v závislosti na průsakovém režimu v podloží. [1] Podmínku spolehlivosti (41) lze dále rozepsat následovně:

$$\gamma_1 \left(A + B + \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} C \right) \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (D + E) + F + G \quad 42$$

kde: γ_1 ... součinitel významu,

f_k ... charakteristická hodnota součinitele tření (Tab. 8),

$\gamma_{M,f}$... dílčí součinitel spolehlivosti součinitele tření.

Předchozí rovnici doplňuje vyjádření následujících výrazů:

$$\begin{aligned} A &= \sum_{i=1}^n \gamma_{Q,i} \psi_i F_{h,dst,k,i}^Q & B &= \sum_{i=1}^m \gamma_{G,i} F_{h,dst,k,i}^G \\ C &= \sum_{i=1}^n \gamma_{Q,i} \psi_i F_{v,dst,k,i}^Q & D &= \sum_{i=1}^m \gamma_{G,i} F_{v,stb,k,i}^G \end{aligned} \quad 43$$

$$E = \sum_{i=1}^o \gamma_{Q,i} \psi_i F_{v,stab,k,i}^Q$$

$$G = \sum_{i=1}^o \gamma_{Q,i} \psi_i F_{h,stab,k,i}^Q$$

$$F = \sum_{i=1}^m \gamma_{G,i} F_{h,stab,k,i}^G$$

kde levé strany jsou:

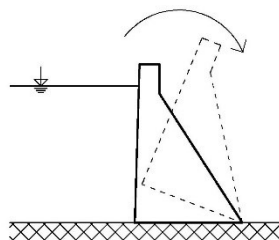
- člen A – proměnlivé horizontální destabilizující síly (tlak vody, ledu),
- člen B – stálé horizontální destabilizující síly (tlak zeminy, horniny, nánosů),
- člen C – proměnlivé vertikální destabilizující síly (pórový tlak, vztlak),
- člen D – stálé vertikální stabilizující síly (vlastní tíha),
- člen E – proměnlivé vertikální stabilizující síly (vertikální složka tlaku vody),
- člen F – stálé horizontální stabilizující síly (pasivní odpor vývarové desky),
- člen G – proměnlivé horizontální stabilizující síly (tlak dolní vody).

Ve vztazích (43) jsou $\gamma_{Q,i}$, $\gamma_{G,i}$ dílčí součinitelé spolehlivosti pro proměnná a stálá zatížení. $F_{h,dst,k,i}^Q$, $F_{h,dst,k,i}^G$, $F_{v,dst,k,i}^Q$, $F_{v,dst,k,i}^G$ jsou charakteristické hodnoty proměnných horizontálních, stálých horizontálních a proměnných vertikálních destabilizujících sil, $F_{v,stab,k,i}^G$, $F_{v,stab,k,i}^Q$, $F_{h,stab,k,i}^G$, $F_{h,stab,k,i}^Q$ jsou charakteristické hodnoty stálých vertikálních, stálých horizontálních, proměnných vertikálních a proměnných horizontálních stabilizujících sil. ψ_i jsou kombinační součinitelé vedlejších proměnných zatížení.

4.4 Bezpečnost proti překlpení

Podle ČSN 73 1208 patří překlpení konstrukce k mezním stavům únosnosti.

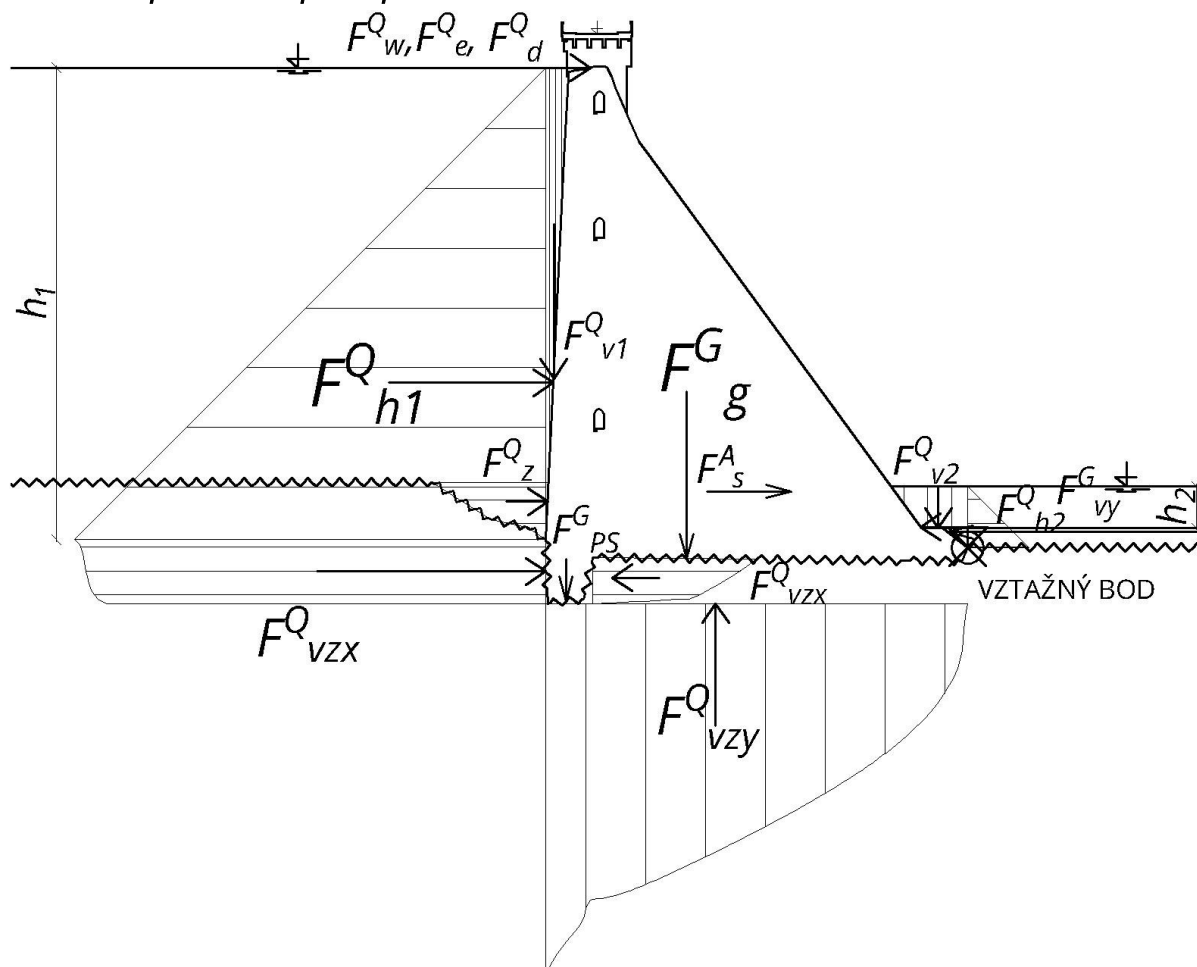
V dostupných publikacích a normách jej hodnotíme jako ztrátu stability konstrukce ve smyslu mezního stavu únosnosti s označením EQU. [2] [12] Nejčastěji toto prostorové porušení předpokládá existenci pevné opory (skalní podloží, betonová konstrukce), o níž se konstrukce opře v jedné linii a překlpe se. Na Obr. 12 je znázorněný nejčastější vznik poruchy překlpením u betonových přehrad. [1]



Obr. 12 - Překlpení konstrukce VD okolo bodu (tízná hráz)

K možným následkům globální poruchy překlpením patří úplný kolaps či zřícení konstrukce. Z teoretického hlediska jedná se o hypotetický způsob poruchy. Často tomuto jevu předchází zatlačení vzdušní paty do podloží. Dále se tato porucha také může projevit ztrátou stability u méně významných částí celé konstrukce.

4.4.1 Popis zatížení překlopení kolem bodu otočení

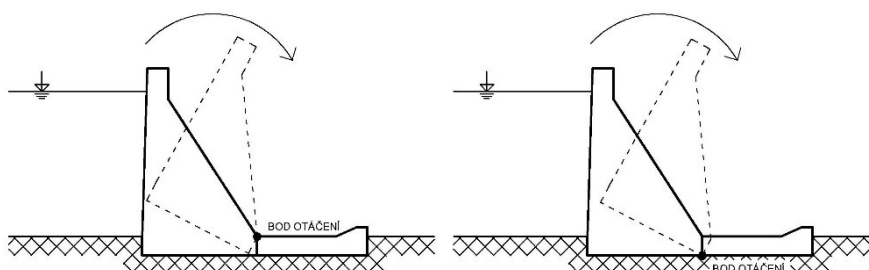


Obr. 13 - Schéma sil působících na betonovou gravitační hráz

Označení a vysvětlení k jednotlivým zatížením najdeme v předchozí kapitole.

4.4.2 Posouzení metodou podle stupně bezpečnosti

Hned na začátku zpracování stabilitního výpočtu proti překlopení je nutné si stanovit správně zvolený bod otáčení. Musí být umístěn do místa, kde výsledné momentová bilance působí nejnepříznivější. Volba místa bodu vychází z inženýrské představy o mechanismu překlopení a ze zkušenosti posuzovatele. V případě nejistoty se provádí variantní výpočet vybraných bodů otáčení.



Obr. 14 - Varianty bodu otáčení hráze

Posudek je založen na poměru momentů působících ve směru překlopení a pasívních momentů působících proti překlopení konstrukce. Stupeň bezpečnosti SF je definován ve smyslu vztahu (X) následovně:

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^n E_{stb,k,i}}{\sum_{j=1}^m E_{dst,k,j}} \quad 44$$

kde: $\sum_{i=1}^n E_{stb,k,i}$ $\sum_{i=1}^n E_{stb,k,i}$... suma charakteristických hodnot všech účinků zatížení stabilizujících konstrukci proti překlopení (např. moment od vlastní tíhy konstrukce, moment sil vyvolaných předpětím apod.),
 $\sum_{j=1}^m E_{dst,k,j}$ $\sum_{j=1}^m E_{dst,k,j}$... suma charakteristických hodnot všech účinků destabilizujících zatížení (moment od hydrostatického tlaku vody, moment od tlaku vody prosakující podloží, moment od vln a větru atd.).

V souladu s Obr. 13 lze vztah (44) rozepsat takto:

$$SF = \frac{F_g^G \cdot z_g + F_p^G \cdot z_p + F_{v1}^Q \cdot z_{v1} + F_{h2}^Q \cdot z_{h2}}{F_{vz}^Q \cdot z_{vz} + F_{h1}^Q \cdot z_{h1} + F_{v2}^Q \cdot z_{v2} + F_w^Q \cdot z_w + F_e^Q \cdot z_e + F_z^A \cdot z_z} \quad 45$$

kde: z ... rameno příslušné síly vzhledem k bodu otáčení.

Pro srovnání uvádím zde postup pro stanovení stability proti překlopení dle stupně bezpečnosti uvedeny v americké inženýrské publikaci. [11]

Tento postup znázorňuje tato rovnice:

$$SF = \frac{W_s + W_c + S}{U - W_g} \quad 46$$

kde: W_s ... tíha konstrukce včetně stálého vybavení a zeminy nad povrchem
 W_c ... tíha vody obsažené ve struktuře
 S ... zatížení od přitížení (předpětí, zatěžovací zemní prvek atd.)
 U ... vztlakové síly působící na základovou desku
 W_g ... hmotnost vody nad horním povrchem konstrukce

4.4.3 Posouzení metodou podle mezních stavů

Při vyšetřování stability proti překlopení kolem zvoleného bodu otáčení je podmínka dle ČSN 73 1208:

$$\sum_{i=1}^n E_{dst,d,i} \leq \sum_{j=1}^m E_{stb,d,j} \quad 47$$

kde: $\sum_{i=1}^n E_{dst,d,i}$ $\sum_{i=1}^n E_{dst,d,i}$... suma návrhových hodnot účinků destabilizujícího zatížení způsobujícího překlopení konstrukce,
 $\sum_{j=1}^m E_{stb,d,j}$ $\sum_{j=1}^m E_{stb,d,j}$... suma návrhových hodnot stabilizujícího zatížení působícího proti překlopení v uvažované návrhové situaci.

Podmínka mezního stavu pro poruchu překlopením je následujícího tvaru: [1]

$$\gamma_1 \sum_{i=1}^n \gamma_{Q,i} \psi_i F_{dst,k,i}^Q z_i \leq \sum_{j=1}^m \gamma_{G,j} F_{stb,k,j}^G z_j + \sum_{l=1}^o \gamma_{Q,l} \psi_l F_{stb,k,l}^Q z_l \quad 48$$

kde: γ_1 ... součinitel významu,
 γ_Q ... dílčí součinitel proměnného zatížení,
 ψ_i ... kombinační součinitel proměnných zatížení,
 $F_{dst,k}^Q$ $\psi_2 F_k^Q$... charakteristická hodnota síly od proměnných zatížení, působících ve smyslu překlopení

z ... rameno síly příslušného zatížení,

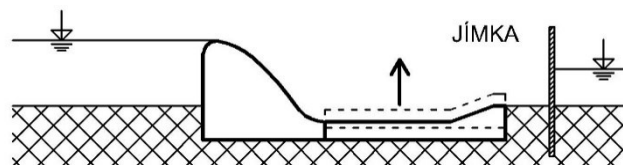
γ_G ... dílčí součinitel stálého zatížení,

$F_{stb,k}^G$... charakteristická hodnota stálého zatížení,

$F_{stb,k}^Q$... charakteristická hodnota síly proměnných zatížení, působících proti překlopení.

4.5 Bezpečnost proti nadzvednutí

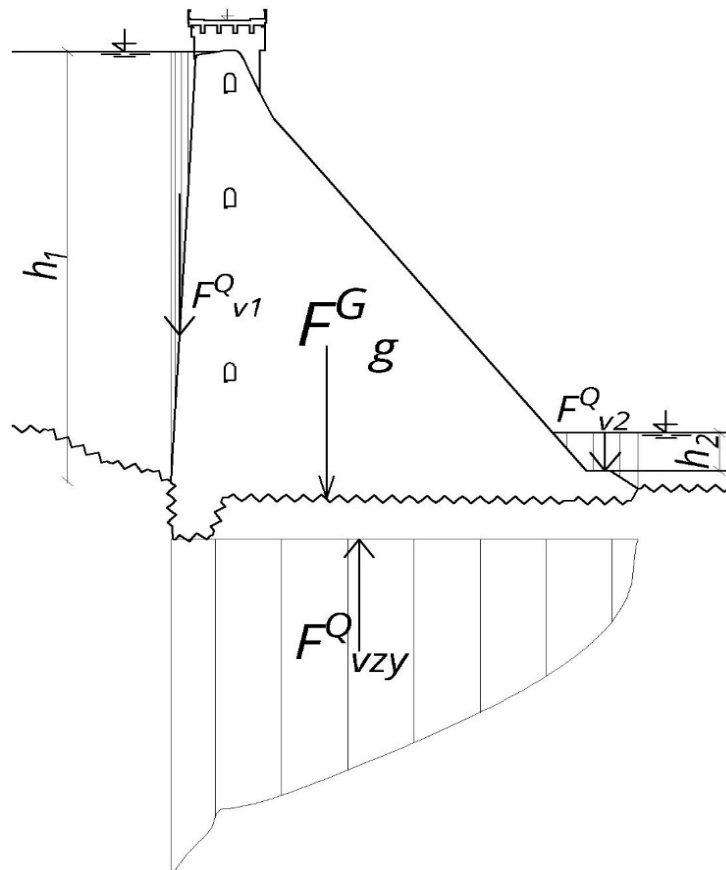
Jedná se o ztrátu rovnováhy konstrukce nebo základové půdy v důsledku tlaku od prosakující vody nebo jiných svislých nebo šikmých sil. U vylehčených konstrukcí může tato porucha vést k úplnému zřícení vzdouvací konstrukce či její části (přehradní blok, dno vývaru, spadiště či skluz). V případě méně významné části přehrady (vývarová deska, funkční zařízení a jiné) může vést k lokální ztrátě stability. Příznivým stavem ke vzniku této poruchy je například vypuštění vývar během opravy.



Obr. 15 – Nadzvednutí vývarové desky u betonové gravitační hráze

U betonových gravitačních hrází je tato porucha čistě hypotetická. Dříve dojde k posunu podél kritické smykové plochy.

4.6 Popis zatížení u nadzvednutí



Obr. 16 - Schéma sil působících na betonovou gravitační hráz

Označení a vysvětlení k jednotlivým zatížením najdeme v předchozích kapitolách.

4.6.1 Posouzení metodou podle stupně bezpečnosti

Jedná se o podmínku, ve které je dosazen poměr sil působících proti nadzvednutí a sil působících ve směru nadzvednutí konstrukce.

$$SF = \frac{\sum_{i=1}^n F_{stb,k,i}}{\sum_{j=1}^m F_{dst,k,j}} \quad 49$$

kde: $\sum_{i=1}^n F_{stb,k,i}$ $\sum_{i=1}^n E_{stb,k,i}$... suma charakteristických hodnot všech sil stabilizujících konstrukci proti nadzvednutí,
 $\sum_{j=1}^m F_{dst,k,j}$ $\sum_{j=1}^m E_{dst,k,j}$... suma charakteristických hodnot všech účinků destabilizujících sil.

V případě situace na Obr. 16 lze podmínku rozepsat následovně:

$$SF = \frac{F_G^G + F_{vy}^G + F_{v1}^Q + F_{v2}^Q}{F_{vzy}^Q} \quad 50$$

4.6.2 Posouzení metodou podle mezních stavů

Podmínka mezního stavu pro poruchu nadzvednutím je ve tvaru:

$$\sum_{i=1}^n F_{dst,d,i} \leq \sum_{j=1}^m F_{stb,d,j} \quad 51$$

kde: $\sum_{i=1}^n F_{dst,d,i}$ $\sum_{i=1}^n E_{dst,d,i}$... suma návrhových hodnot vztlačových sil,
 $\sum_{j=1}^m F_{stb,d,j}$ $\sum_{j=1}^m E_{stb,d,j}$... suma návrhových hodnot stabilizujícího zatížení působícího proti nadzvednutí v uvažované návrhové situaci.

Podmínka mezního stavu pro poruchu nadzvednutím je následujícího tvaru:

$$\gamma_1 \gamma_{Qvz} F_{vz,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} F_{v2,k}^Q \quad 52$$

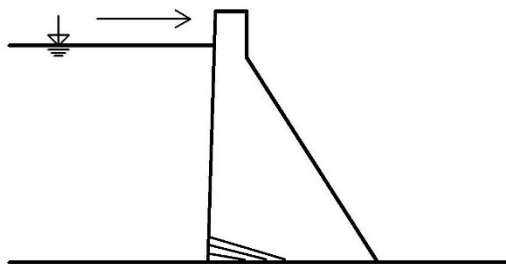
kde: γ_1 ... součinitel významu,
 $\gamma_{Q,vz}$... dílčí součinitel proměnného zatížení od vztlaku vody,
 $F_{vz,k}^Q$ $\psi_2 F_{k,k}^Q$... charakteristická hodnota síly proměnných zatížení, působících ve smyslu nadzvednutí
 $\gamma_{G,G}$... dílčí součinitel stálého zatížení,
 $F_{G,k}^G$... charakteristická hodnota stálého zatížení,
 $\gamma_{Q,vz}$... dílčí součinitel proměnného zatížení od hydrostatického tlaku vody,
 $F_{v1,k}^Q$ a $F_{v2,k}^Q$... charakteristická hodnota síly proměnných zatížení, působících proti nadzvednutí.

4.7 Překročení pevnosti materiálu

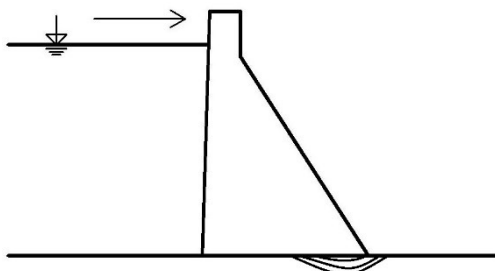
Tato porucha spadá do kategorie lokálních poruch stability betonové gravitační hráze a dle ČSN EN 1990 patří k mezním stavům únosnosti označovaným jako STR. Vznikající trhlinky na povrchu jsou efektem vzniku nadměrných přetvoření konstrukce či podloží.

K možným následkům lokální poruchy při překročení pevnosti materiálu patří vznik trhlin, drcení materiálu či též nadměrné přetvoření materiálu. V krajních situacích může také vést ke vzniku globálních poruch jakými jsou např. překlopení.

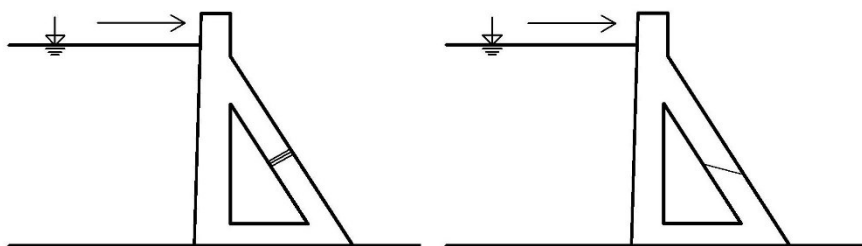
Následující obrázky znázorňují možné scénáře lokálních poruch:



Obr. 17 – Lokální překročení tahové pevnosti materiálu u návodní paty betonové hráze



Obr. 18 - Lokální překročení tlakové pevnosti podloží pod betonovou hrází



Obr. 19 - Překročení tlakové, smykové pevnosti v oslabených profilech

Tato úloha je z pravidla prostorová a časově nestacionární. Avšak prakticky se zjednodušuje snížením rozměrovosti úlohy (z 3D do 2D) za předpokladu časové stacionárnosti.

4.7.1 Posouzení metodou podle stupně bezpečnosti

$$SF = \frac{R_k}{\sigma_k} \quad 53$$

kde: R_k ... charakteristická odolnost materiálu nebo podloží (pro tah, tlak a smyk),
 σ_k ... charakteristická hodnota napětí v materiálu nebo v podloží (pro tah, tlak a smyk).

4.7.2 Posouzení metodou podle mezních stavů

$$\sigma_d \leq R_d \quad 54$$

kde: σ_d ... návrhová hodnota napětí (v tahu, tlaku a smyku)

Podmínku mezní rovnováhy lze rozepsat:

$$\gamma_1 \gamma_{Q,F} \sigma_k^Q \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad 55$$

kde: $\gamma_{Q,F}$... dílčí souč. spolehlivosti stanovení napětí v konstrukci nebo podloží,
 $\sigma_{Q,k}$... napětí v konstrukci nebo podloží,
 γ_M ... dílčí souč. odolnosti materiálu konstrukce nebo podloží.

5. POSOUZENÍ GLOBÁLNÍ STABILITY VD VRANOV

5.1 Údaje o díle



Obr. 20 - Pohled na hráz z Claryho kříže (léto 2017)

Vranovská přehrada byla postavena v letech 1931-34. První zmínky a plány pocházejí již z přelomu předminulého a minulého století, tedy ještě z dob Rakousko Uherska. Hlavním hnací silou k výstavbě tohoto díla byly časté povodně na řece Dyji. S přípravou se začalo počátkem dvacátého století, kdy byl zpracován záměr stavby, vybráno místo a byla zpracována stavební dokumentace. Vodoprávní projednání záměru výstavby proběhlo již v roce 1912, avšak vypuknutí I. světové války veškeré snahy pozastavilo. Až v roce 1930 byl projekt schválen ministerstvem veřejných prací a následovalo zahájení přípravných prací.

Jedná se o betonovou gravitační hráz v mírném oblouku. Je zároveň první betonovou hrází v republice stavěnou metodou litého betonu. Ve srovnání s nejvyšší betonovou gravitační přehradou světa, 285 m vysokou Grande Dixence, je ta Vranovská se svými 47 m nade dnem 6krát menší. Jenže tato přehrada má také jedno nesmazatelné prvenství. K výstavbě této betonové hráze bylo u nás prvně použito litého betonu z drčeného amfibolitu. Výstavba VD započala na podkladě generálního projektu. V květnu 1931 roku byla započata betonáž a již v roce 1934 byla přehrada uvedena do zkušebního provozu. Přehrada vznikla zatopením obce Bítov. Od svého naplnění až k dnešku tato nádrž plní různé funkce. K těm nejdůležitějším patří využívání vodní energie, možnost závlah a vyrovnání průtočného množství vody v Dyji pod přehradou. Hráz leží v 174,405 km řeky Dyje a celkově zadržuje vodu z povodí o ploše 2 211,80 km². Se svým objemem 132,696 mil. m³ vodní dílo patří do Dyjsko svratecké vodohospodářské soustavy.

V současnosti probíhá na díle oprava. Práce začaly na podzim 2016 a skončí na jaře 2019. Předpokládané náklady na rekonstrukci hráze dosáhnou 58 milionů Kč. Tento zásah se bude týkat kompletní rekonstrukce koruny hráze včetně přemostění přelivů, mostních opěr, mostních závěrů i dosavadního zábradlí na obou stranách hráze. Opravou projdou betonové plochy pod jeřábovou dráhou i osvětlení na koruně.

Tab. 10 - VD Vranov vybrané charakteristiky [13]

Vybrané technické a hydrologické parametry	
Vodní dílo Vranov na řece Dyji v ř. km	175,41
Výškový systém	Balt po vyrovnání
Plocha povodí	2 211,80 km ²
Celkový objem nádrže 132,696 mil. m ³	132,696 mil. m ³
Zatopená plocha	761,3 ha
VH soustava	Dyjsko svratecká
Provozovatel	Povodí Moravy a.s. – závod Dyje
Číslo hydrologického pořadí	4-14-02-051
Průměrný dlouhodobý roční průtok	9,740 m ³ /s
Q ₁₀₀	435,000 m ³ /s
Q _{355d}	1,110 m ³ /s
Nádrž	
Objem stálého nadržení	31,840 mil. m ³
Hladina stálého nadržení	332,00 m n.m.
Objem zásobního prostoru	79,668 mil. m ³
Hladina zásobního prostoru	349,00 m n.m.
Objem retenčního ovladatelného prostoru	11,157 mil. m ³
Hladina retenčního ovladatelného prostoru	350,65 m n.m.
Objem retenčního neovladatelného prostoru	10,031 mil. m ³
Hladina retenčního neovladatelného prostoru	352,01 m n.m.
Účinek nádrže	
Neškodný odtok	130,000 m ³ /s
Minimální odtok	1,000 m ³ /s
Hráz	
Typ hráze	betonová, gravitační
Výška hráze nade dnem	47 m
Délka koruny hráze	290,50 m
Šířka koruny hráze	7 m
Spodní výpusti	
Počet x průměr	4 × DN 1 600 mm
Provozní uzávěr	2 × válcový, 2 × Johnson
Kapacita výpusti při max. hladině	2 × 36,4, 2 × 35,1 m ³ /s
Bezpečnostní přeliv	
Typ	korunový/nehrazený
Počet polí / délka přelivu	9/13,6 m
Kóta přelivu	350,1 m n.m.
Kapacita při maximální hladině	405 m ³ /s
Vodní elektrárna	
Počet turbín/typ	3/Francis
Výkon	18,9 MW
Hltnost	3 × 15 m ³ /s
Provozovatel	E.ON

Podle původních plánů vzduť přehrady bylo vypočteno na délku 30 km a největší šířka nádrže je asi 600 m. Samotnou hráz tvoří betonová zeď dlouhá na úrovni koruny 290,50m. Široká je 7 m a vysoká 47 m nad terénem. Tvarově je zaoblená do oblouku s poloměrem zakřivení 500 m. V tělese hráze se nachází tři etáže kontrolních štol. Prochází 18 samostatnými bloky o průměrné šířce 15 m, které dělí od sebe sedmnáct dilatačních spár. Všechny bloky jsou vybetonované bez přerušení až ke koruně hráze. První část hráze tvoří šest dilatačních bloků. Následuje 27 m široký elektrárenský blok. V patě tohoto bloku jsou umístěna tři ocelová potrubí o průměru 2,6 m, vedoucí k turbínám elektrárny o hltnosti 15 m³/s. Na návodní straně hráze se nachází betonové šachty k ovládání vtokových šoupat, na straně vzdušné pak budova elektrárny. Středovou část hráze tvoří tři dilatační bloky s nehrazeným bezpečnostním korunovým přepadem v horní části. Výška přepadové hrany se nachází 3,35 m pod úrovní koruny hráze. Na střední pole navazuje rizalit spodních výpustí tvořený dvěma dilatačními bloky. Oba rizality mají příčný profil rozšířený o 2 m oproti ostatnímu zdivu. Čtveřice výpustných potrubí jsou každé průměru 1,6 m s celkovou kapacitou 143 m³/s. Na vtoku jsou osazena česly a tabulovými uzávěry, na výtoku rezervními klínovými uzávěry a hlavními uzávěry. Posledních šest dilatačních bloků je opět opatřeno bezpečnostním přepadem. Pro utlumení kinetické energie vody, proudící přes šestici levobřežních přepadů a pro její směřování do vývaru, slouží kaskáda o deseti stupních. Vývařiště má šířku 40 m a délku 50 m a nachází se v něm dvojice mohutných železobetonových rozrážečů. Pro lepší orientaci výše popsané části se nachází v příložené výkresové dokumentaci.

5.2 Geologické prostředí

Hráz je založena na tektonickém rozmezí amfibolitu se svorem a náleží k moravské svorové zóně, která je nejčastěji vázána k moldanubiku, stratigraficky patří k proteozoiku.

Levý břeh přehrady je tvořen mohutným souvrstvím rulových lavic. Pod ní se nachází souvrství amfibolitu a svoru. Celé souvrství tvoří antiklinálu překocenou k JV. Ve dně údolí a v části pravého svahu byly rulové lavice přerušeny tokem Dyje, takže je amfibolitické jádro na povrchu. Jinak je pravý svah tvořen rulou. [14]

Na levém břehu jsou výchozy lavic ruly a svoru mocnosti 0,75 m. Rulové pásmo obsahuje muskovitické, biotitické a dvouslídne pararuly, spilitické ortoruly, místy drobnozrnný pegmatit. Tyto ruly nesnadno větrají. Rula i svor tvoří blízko povrchu jednolitou, pevnou, únosnou a trvanlivou skálu. [14]

V údolní části jsou na amfibolitickém podloží vrstvy eluvia (písečná hlína, písčité jíl, říční písek, štěrk) o celkové mocnosti 4,5 - 8 m. V amfibolitu byly zjištěny 3 sevřené a úplně vodotěsné poruchy. [14]

Na pravém břehu jsou pod svahovou drtí desky až lavice amfibolitu, rulová vrstva je obdobná jako na levém břehu. Zde byla zjištěna puklina vyplněná růžovou rulou a křemenem. [14]

Skalní podklad není zcela celistvý, jeví známky navětrání i do větších hloubek. Spodní voda se během výstavby ve skalním podkladu nevyskytla. V hornině lze sledovat dva výrazné puklinové systémy, a to:

- rovnoběžný s plochami odlučnosti dle usměrnění materiálu;
- kolmý na usměrnění. Tyto plochy jsou velmi strmé a uklání se pod úhlem 70–88°

V roce 1922 provedla mechanicko-technická laboratoř České techniky v Brně průzkum pevnosti hornin v podloží hráze s výsledky:

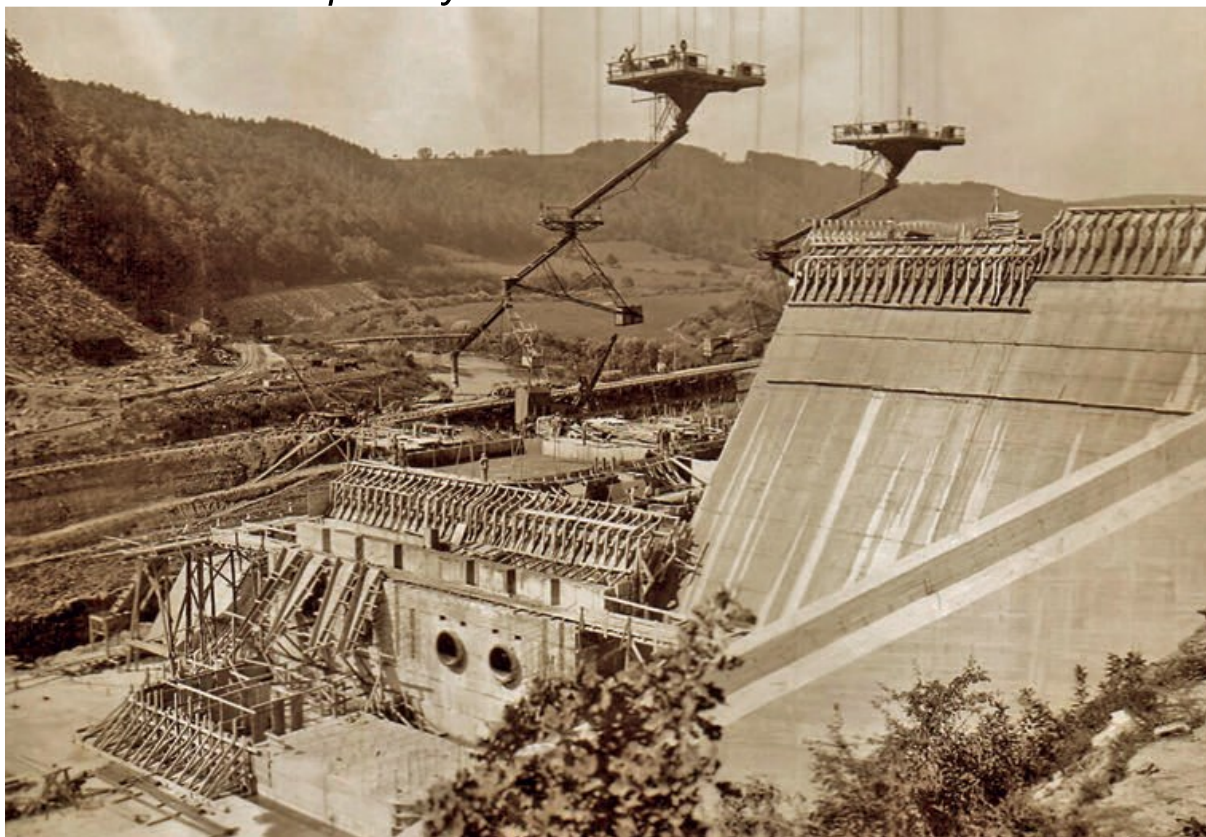
- amfibolit základu ...117,8 MPa
- rula základu ... 79,5 MPa

Testovaná rula základu je kvalitní, zařaditelná do třídy R2 (přibližně v polovině rozpětí 50 až 150 MPa jednoosé tlakové pevnosti). Výsledky pokusů ukazují, že lze uvažovat průměrnou objemovou hmotnost horniny $\rho = 2642 \text{ kg/m}^3$, v případě poruchy pak $\rho = 2458$ až 2533 kg/m^3 . [15] Odpovídající laboratorně zjištěné průměrné pevnosti v jednoosém tlaku a příčném tahu jsou:

- pro metráž 6 až 10 m $\sigma_c = 114,52 \text{ MPa}$; $\sigma_{pt} = 16,33 \text{ MPa}$;
- pro metráž 15 až 20 m $\sigma_c = 83,42 \text{ MPa}$; $\sigma_{pt} = 16,71 \text{ MPa}$;
- pro poruchu $\sigma_c = 64,33 \text{ MPa}$.

Od roku 1931 až do roku 1933 byla provedena plošná injektáž podloží ke zvýšení těsnosti. Celkem bylo pod přehradou provedeno 201 injekčních vrtů délky 2,1 m až 30,5 m. Později bylo zjištěno, že takový zásah do podloží nemá příliš velký pozitivní účinek na průsakový režim. V průměru 20 m hluboká injekční clona pod návodní patou nepůsobí relativní zvětšení odporu. Vztlaková deprese po šířce spáry probíhá podle kontrolních měření na vrtech téměř lineárně ovlivněna velikostí hydrostatických tlaků. Tlaky odpovídají výšce nadržení v patě na návodní straně, a na vzdušní straně výšce podpovrchové hladiny v tom místě. K ulehčení zatížení vztlakem byly tedy provedeny drenážní vrty (ze vzdušní paty hráze, ev. ze štoly). [3]

5.3 Betonové těleso přehrady



Obr. 21 - Fotka z průběhu výstavby Vranovské přehrady

5.3.1 Plnivo

Litý beton se převážně skládá z drčeného amfibolitu pocházejícího ze Švýcarského údolí. Tam se těžil z lomu postupně ve 2. etážích. Minimální specifická hmotnost amfibolitu byla 2631 kg/m^3 , průměrná specifická hmotnost 2880 kg/m^3 a maximální 2960 kg/m^3 . Pevnostně kámen odolával tlakům mezi 118,8 až 154,1 MPa. Průměrná pevnost v tlaku byla 150 MPa. [16]

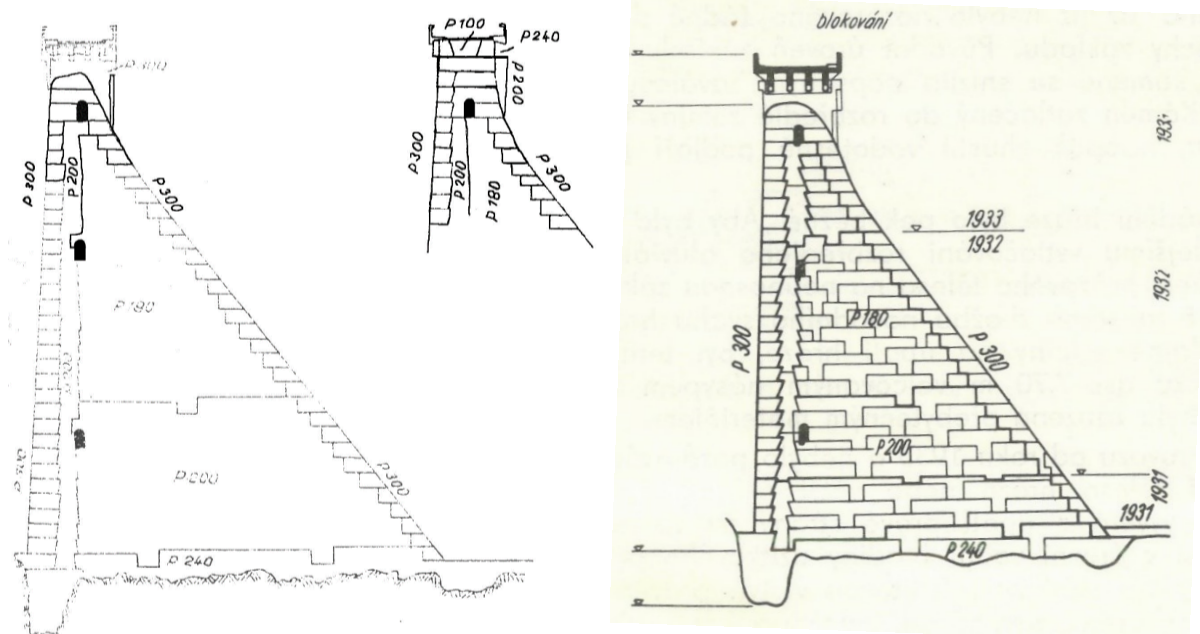
Kamenná směs byla roztríděná na čtyři frakce:

- I. frakce 0 – 2 mm 21% kamenná moučka
- II. frakce 2 – 7 mm 19% jemná drť
- III. frakce 7 – 25 mm 20% drobný štěrk
- IV. frakce 25 – 90 mm 40% hrubý štěrk

5.3.2 Pojivo

Jako pojivo litého betonu byl použitý portlandský cement rozdělený do 4. kategorií s ohledem na vodotěsnost, pevnost v tlaku a erozní odolnost:

- P300 beton s obsahem cementu 300 kg/m^3 (návodní a vzdušní líc stavby);
- P240 beton s obsahem cementu 240 kg/m^3 (patka, základy a vývar);
- P200 beton s obsahem cementu 200 kg/m^3 (dolní část jádra a clona);
- P180 beton s obsahem cementu 180 kg/m^3 (horní část jádra).

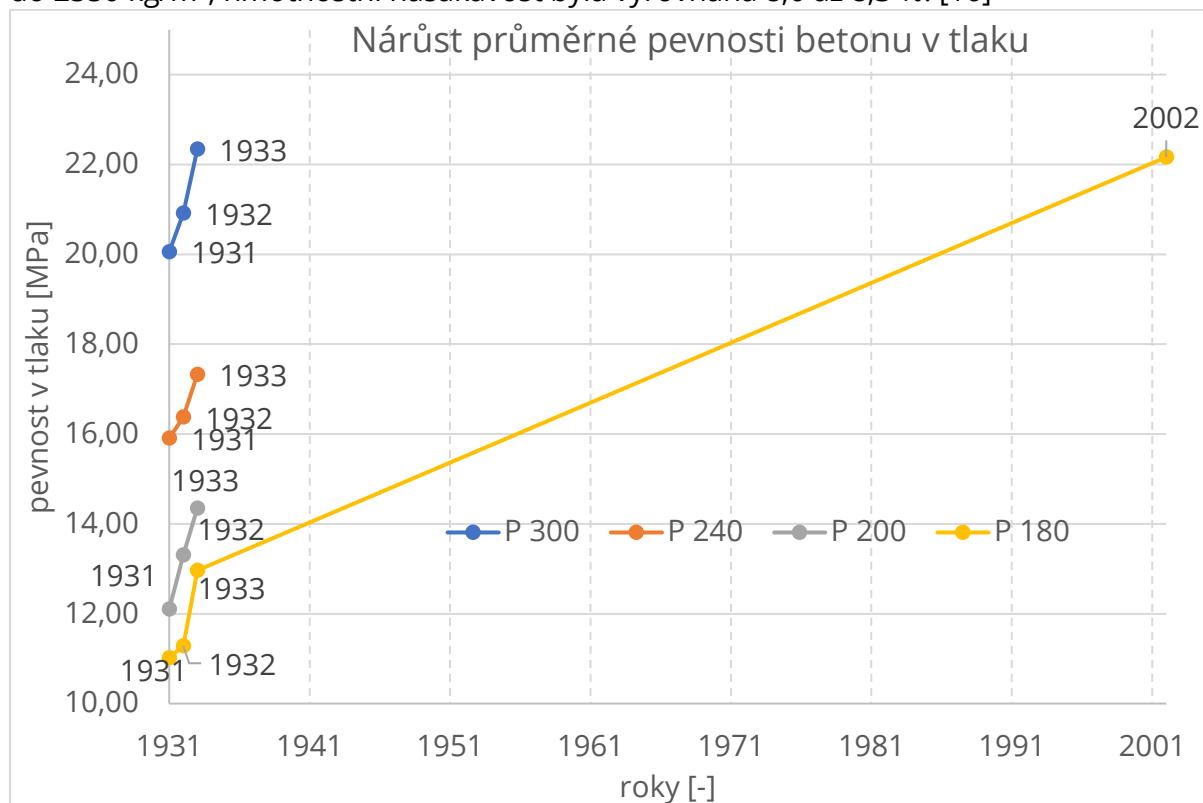


Obr. 22 - Příčné řezy rozmístění jednotlivých typů betonu v tělese hráze

V původní prováděcí zprávě stojí za zmínku, že po sedmi dnech byla hráz vystavená tlaku vody o hodnotě 1,519 MPa (přibližně trojnásobek maximální hloubky vody). Z laboratorních vzorků dosahovala nasákavost betonu P300 průměrně 4,9 %, při opracovaných plochách více, maximálně až 6,5 %. Při neopracovaných plochách mnohem méně. [17]

V roce 2002 na Ústavu stavebního zkušebnictví pod vedením doc. Ing. Cikrleho proběhl rozbor a analýza jádrových vrtů. V laboratořích bylo zkoušeno šest vzorků betonu odebraných jádrovým vrtáním z hráze Vranovské přehrady. Vzorky byly zkoumány nedestruktivně ultrazvukovým přístrojem TICO a destruktivně na válcových tělesech.

Zpráva uvádí hmotnostní nasákavost betonu P200 po 48 hodinách namáčení a následném rozdrčení a vysoušení, průměrně 7,73 %. Této vyšší hodnoty nasákavosti bylo dosaženo především díky menšímu množství záměsového cementu (200 kg/m³) ve zkoušených vzorcích. Objemová hmotnost betonu v nasyceném stavu se pohybovala od 2420 kg/m³ do 2550 kg/m³, hmotnostní nasákavost byla vyrovnaná 8,0 až 8,3 %. [16]



Obr. 23 - nárůst průměrné pevnosti betonu v tlaku

5.4 Průsakový režim a vztlaky

Průsakový režim je sledován na pozorovacích vrtech umístěných v chodbách hrázového tělesa, na patě hráze včetně kaskád a na levém břehu mimo těleso hráze. Dále v bloku C je sledován celkový průsak do hrázového tělesa na měrné přepážce s automatickým odečtem. Z dlouhodobého provozu VD lze říci, že průsakový režim je závislý na poloze hladiny v nádrži a na teplotě.

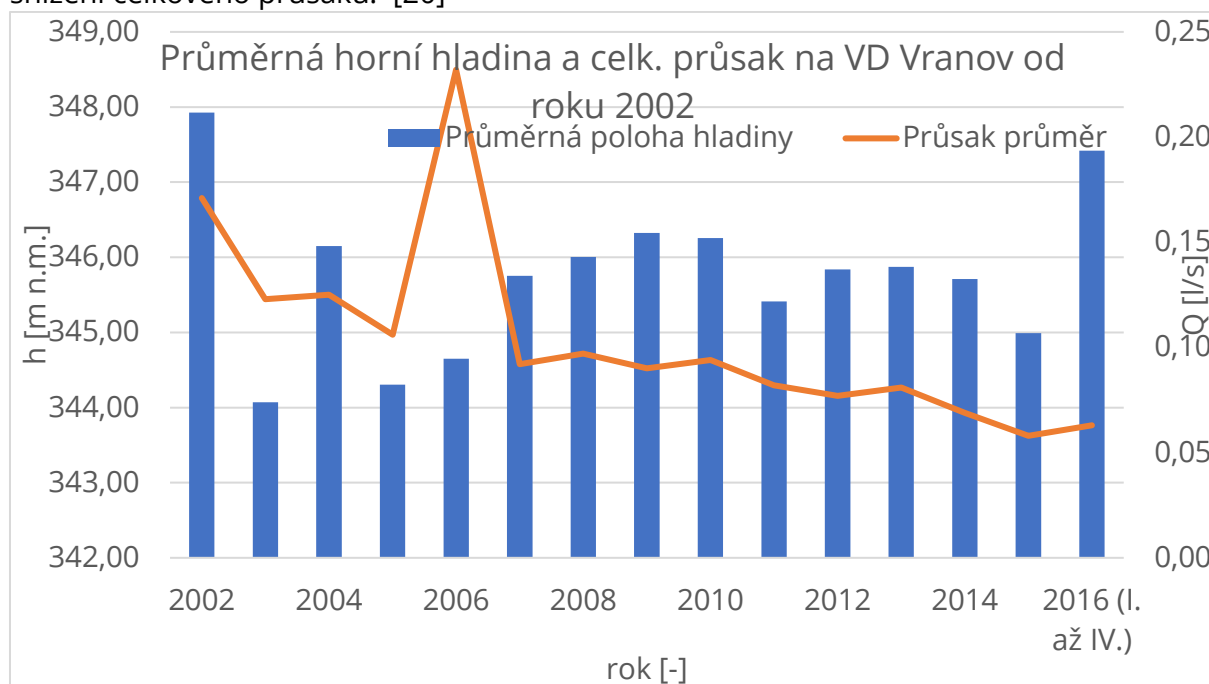
Historicky byly průsaky sledovány již od vybudování přehradní zdi. Například v kolaudačním protokolu z roku 1935 se uvádí měřený průsak 0,4 l/s strojovou vodní elektrárnou, průsak tělesem hráze pak 0,2 l/s. [18] Toto množství představuje zejména průsak dilatačními spárami. V zápise [19] je pak uveden celkový průsak přehradní zdi 0,033 l/s.

Celkové průsakové množství je souhrnem dílčích průsaků na drenážních vrtech a celkového průsaku do hrázového tělesa. Celkový průsak závisí na kótě hladiny vody v nádrži a na dlouhodobém teplotním režimu. Průměrná hodnota celkového průsaku za období od 1.1.2002 do 30.4.2016 má hodnotu **0,063 l/s**. Stanovená mezní hodnota celkového průsaku 0,4 l/s nebyla v hodnoceném období překročena. Maximální hodnota celkového průsaku byla naměřena 05.02.2016 hodnotou 0,089 l/s. Minimální hodnota byla 0,046 l/s (03.08.2015). [20]

Tab. 11 - Naměřené hodnoty průsaků a hladin v nádrži od roku 2002

OBDOBÍ	PRŮSAK max	PRŮSAK min	PRŮSAK průměr	HLADINA PRŮMĚR	HLADINA min	HLADINA max
[-]	[l/s]	[l/s]	[l/s]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]
2002	1,38	0,03	0,17	347,93	344,15	351,61
2003	0,21	0,10	0,12	344,07	340,45	348,62
2004	0,15	0,10	0,13	346,15	340,67	349,30
2005	0,14	0,08	0,11	344,30	341,14	348,69
2006	3,33	0,08	0,23	344,65	339,35	350,99
2007	0,11	0,08	0,09	345,75	341,68	348,40
2008	0,11	0,09	0,10	346,01	343,46	348,38
2009	0,10	0,08	0,09	346,32	344,14	348,29
2010	0,15	0,07	0,09	346,26	337,16	348,16
2011	0,09	0,07	0,08	345,41	343,47	348,07
2012	0,08	0,07	0,08	345,84	343,77	348,90
2013	0,18	0,06	0,08	345,87	343,62	348,03
2014	0,09	0,05	0,07	345,71	343,85	347,31
2015	0,08	0,05	0,06	344,99	340,34	347,90
2016 (I. až IV.)	0,089	0,05	0,063	347,42	345,60	348,32

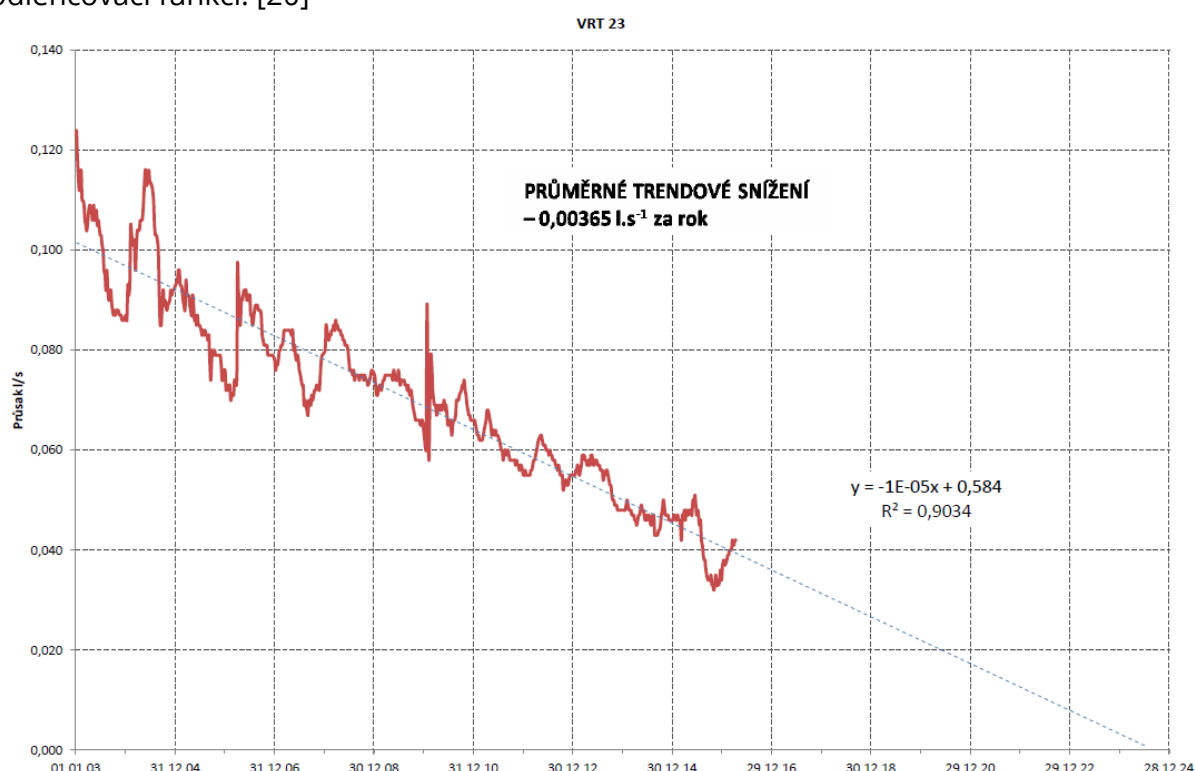
Za hodnocené období nebyly u celkového průsaku zaznamenány podstatné změny od jeho charakteristické závislosti na výšce nadržení s ovlivněním dlouhodobým teplotním zatížením, případně náhlou vyšší srážkou. Z předcházející tabulky lze odvodit snížení průměrné hladiny (za 14 let snížení 0,25 m) a souhlasné snížení celkového průsaku (za 14 let snížení průměrného průsaku o 0,1 l.s-1). Následující graf dokumentuje trendové snížení celkového průsaku. [20]



Obr. 24 - Trendové snížení průměrného průsaku a průměrné hladiny v nádrži

Sledování tlakových poměrů na základové spáře je prováděno odečtem na manometrech u tlakoměrných vrtů, případně odečtem hladiny vody v pozorovacích vrtech. Historické prameny (13) uvádějí tlak 0,155 MPa odečtený na měřicím zařízení bloku E, což odpovídá ekvivalentu 24,5 m vodního sloupce na základové spáře. U většiny tlakoměrných vrtů je patrná přímá závislost na poloze hladiny vody v nádrži. Dlouhodobě ustálený režim je u drenážních, pozorovacích a tlakoměrných vrtů v pravém zavázání a údolní nivě. V levé patě dochází k nárůstu tlaků s postupným snižováním průsaků. Je prokázána lokální provázanost pozorovacích a odlehčovacích vrtů. [20]

Na vrtu č. 23 je prokázáno trendové snižování průsakového množství. Z původní hodnoty 0,11 l/s z ledna 2003 je v roce 2016 průsak na hodnotě 0,04 l/s, což představuje snížení na 36 % původní hodnoty. Průměrné trendové snížení průsaku představuje hodnotu – 0,0037 l/s za rok. Z této hodnoty vyplývá, že do 10-ti let přestane vrt č. 23 plnit odlehčovací funkci. [20]



Obr. 25 - Průměrné trendové snížení průsaku

5.5 Extrémní situace na VD Vranov

V této kapitole uvádím všechny známé konkrétní předpoklady a příčiny vzniku poruch na tomto VD. Vycházel jsem z poskytnutých podkladů Povodí Moravy a.s. – závod Dyje a také VODNÍ DÍLA – TBD a.s. [21]

Je patrné, že po svém více, jak 80letém provozu dílo nezastavitelně stárne. Za tuto dobu nádrž dokázala úspěšně transformovat několik extrémních povodňových průtoků. Jak je patrné v následující tabulce (Tab. 12) ještě před samotnou výstavbou přehrady byly kulminační průtoky v Dyji neovlivněné. Vedle ní je tabulka zohledňující vliv VD Vranov na snížení kulminačních průtoků povodňových vln.

Tab. 12 - Přehled kulminačních průtoků před výstavbou nádrže 1898–1928 a po výstavbě

Rok	Max. průtok [m ³ /s]	Datum neovlivněné kulminace	Max. průtok neovlivněný v [m ³ /s]	Max. průtok ovlivněný v m ³ /s
1898	100	11.3.1941	300	198
1899	148	8.4.1941	218	162
1900	481	25.3.1944	230	180
1901	134	7.4.1944	230	170
1902	111	22.3.1947	370	175
1903	188	12.5.1951	215	175
1906	373	7.6.1965	200	189
1908	276			
1909	466			
1910	199			
1911	359			
1926	283			
1928	208			

K největšímu zatížení vlivem povodně na VD došlo během povodní v 21. století. První z nich byla povodeň v srpnu 2002, která procházela ve dvou vlnách. Na Dyji byla zaznamenána kulminace odpovídající průtoku Q_{500} , celkový přítok do Vranova v kulminaci byl vyhodnocen na 410–430 m³/s. Tento přítok byl nádrží Vranov snížen na 364 m³/s, (max. dosažená hladina 351,61 m n. m.). Tento stav byl v roce 2002 vyhodnocen jako mimořádně zátěžový, který nebyl do té doby v historii zaznamenán. [21]

Bohužel k ještě větším povodním než v roce 2002 došlo v roce 2006. První povodeň na přelomu března a dubna byla způsobena extrémní zásobou vody ve sněhu, důsledkem náhlého oteplení a vydatné srážkové činnosti, zejména ke konci března, kdy docházelo k rychlému odtávání sněhové pokrývky. Přítok do nádrže kulminoval po půlnoci dne 29. března do výše 482 m³/s. Nádrž snížila povodňový průtok na 305 m³/s. Druhá povodňová epizoda na přelomu června a července 2006 byla způsobena extrémními srážkami v povodí nad nádrží Vranov. Nakonec byl maximální přítok do nádrže odhadnut na 577 m³/s ($>Q_{1000}$). Ten byl transformován nádrží na odtok 230 m³/s. V řadě historických povodní na Dyji se povodeň z června roku 2006 řadí kulminací 577 m³/s na přítoku do nádrže Vranov na první místo, před jarní povodeň roku 2006. [21]

Z předchozích historických povodňových údajů plyne významný přínos VD Vranov k transformaci extrémních povodňových průtoků a celkové ochraně před povodněmi.

5.6 Předpoklady a příčiny vzniku poruchy na VD Vranov

Výchozími podklady pro aplikaci dílčích součinitelů spolehlivosti při hodnocení bezpečnosti VD Vranov byly údaje a doporučení zkušených inženýrů ze společnosti Vodní Díla – TBD a.s.

Tab. 13 - Tabulka potenciálních poruch VD Vranov stanovených TBD

MOŽNÉ PORUCHY	Charakteristické ukazatele a hlavní možné příčiny nebezpečného vývoje jevů sledovaných TBD
I. Překročení pevnosti materiálů konstrukčních a funkčních částí přehrady únosnost podloží	1.Deformace a pohyby hrázových bloků
	2.Změny na dilatačních spárách bloků
	3.Trhliny ve betonu hráze
	4.Účinnost drenážních vrtů
	5.Tlak v podloží hráze
	6.Tlak ledu
	7.Výskyt a účinky dynamických sil - jde především o vibrace při převádění vody tělesem hráze a o provoz po koruně hráze
II. Filtrační nestabilita podloží hráze	viz předcházející 1.,2.,4,5. a dále
	8.Průsaková množství z drenážních vrtů
	9.Celková průsaková množství do hrázových chodeb
	10.Obsah plavenin v průsakových vodách
	11.Vliv provozu - manipulace s vodou v nádrži (spolehlivost funkce, stav a míru opotřebení provozních mechanismů sleduje správce díla).

Provedl jsem analýzu všech bloků hráze a po důkladném zvážení všech možností jsem vybral pro celkový posudek globální stability dva nejvíce namáhané bloky.

Blok D je šestým blokem v řadě od začátku levobřežního zavázání hráze. Patří do skupiny devíti přelivných bloků této hráze. Není opřen o kaskády jako vedlejší sousedící bloky J-H a také není zavázán o budovu spodních výpustí, jako v případě bloků B a C. Je odlehčován vrtem 23 v sousedním bloku E. Aktuální údaje o vztlacích v podloží pod blokem D dokazují zmenšující se účinnost drénujícího vrtu 23. Dalším konstrukčním tělesem, vhodným k posudku, je blok 0. Nachází se přesně uprostřed hráze. Také patří do skupiny přelivných bloků. Plocha vývaru pod ním je menší z důvodu přítomnosti ostrůvku, na kterém je vodní elektrárna přehrady. Pro lepší orientaci a přehled oba bloky najdeme v doložených přílohách 12.2, **Chyba! Nenalezen zdroj odkazů.** a 12.3.

Na základě rozboru dostupných dat včetně literárních pramenů, údajů o vlastním vodním díle a výsledků pozorování a měření TBD byly identifikovány následující způsoby porušení hráze.

Tab. 14 - Přehled typů možných porušení Vranovské přehrady

Typ poruchy	Detail typu poruchy
Usmýknutí	Vytvoření smykové plochy podél základové spáry
Překlopení	Překlopení vzdouvací konstrukce či podstatné části jako celku.
Nadzvednutí	Nadzvednutí konstrukce.
Překročení pevnosti materiálu	Překročení pevnosti materiálu vzdouvací konstrukce, podloží.

5.7 Filtrační proudění

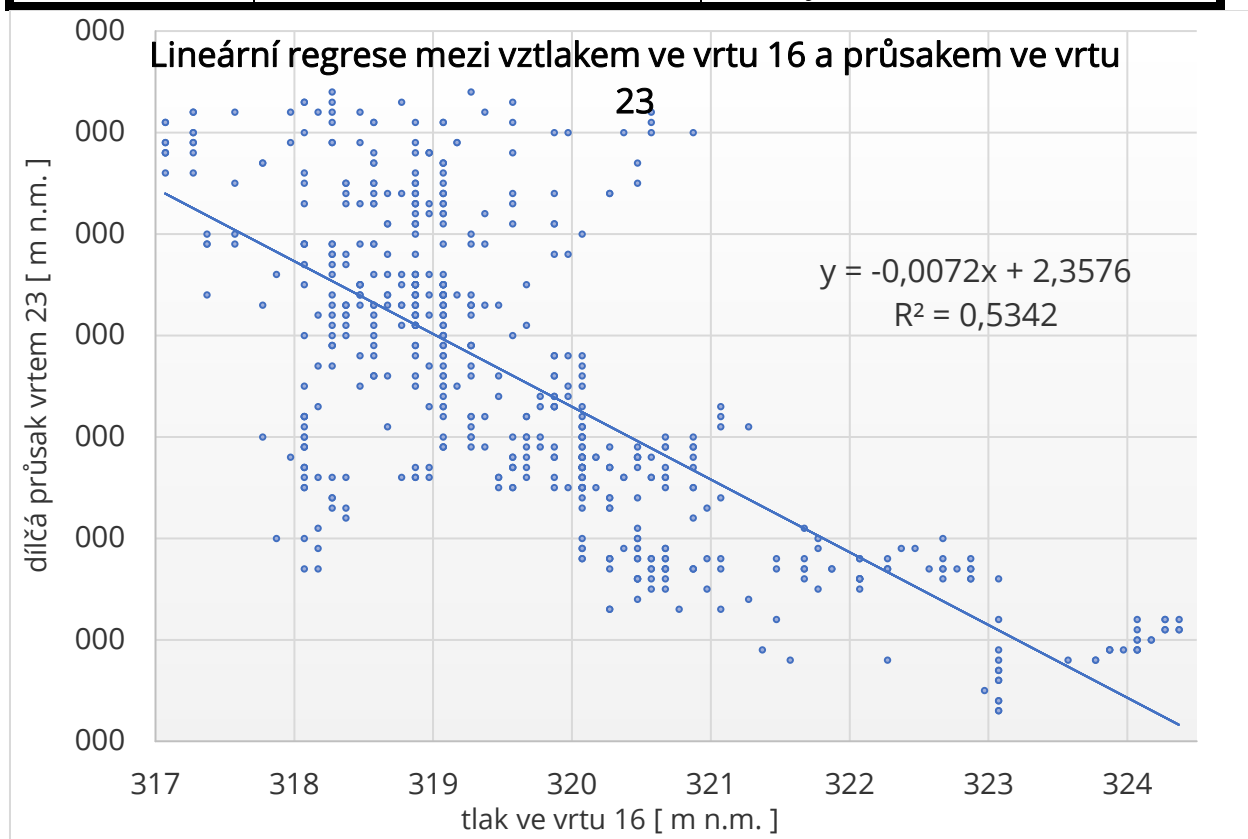
5.7.1 Výpočtové podklady a jejich vyhodnocení

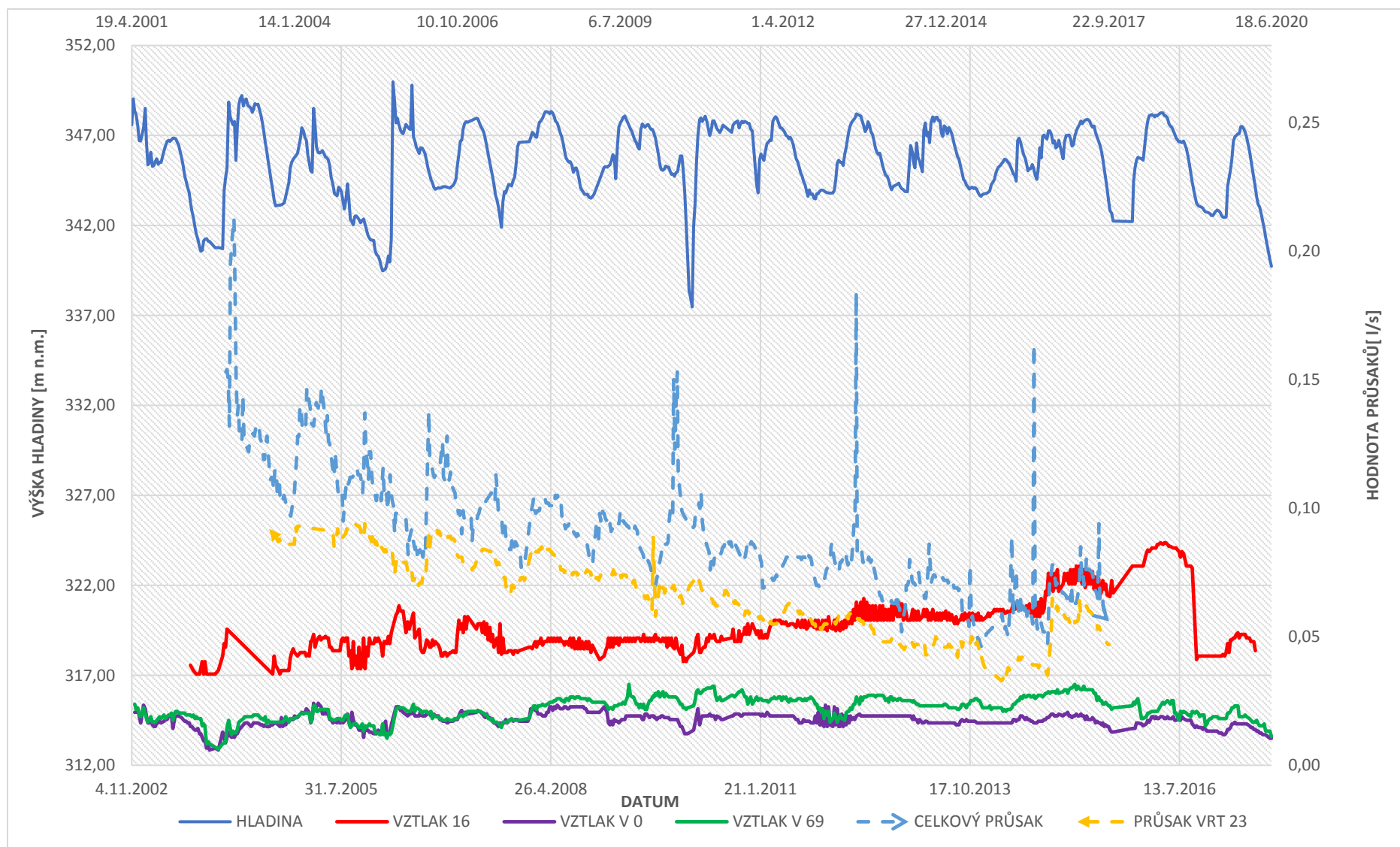
Primárním cílem vyhodnocení filtračního proudění bylo stanovení průběhů tlaků prosakující vody na základovou spáru hráze a také proudových tlaků vyvolujících objemové zatížení podloží hráze. Jako věrohodný podklad v tomto případě posloužily hodnoty průsaků a tlaků naměřených v pozorovacích vrtech za období 2.1.1978 do 25.9.2017. Minimální, maximální a průměrné hodnoty průsaků za vymezené období jsou uvedeny v kapitole 5.4.

Všechny výpočty týkající se filtračního proudění vycházely ze závislosti mezi polohou hladiny vody v nádrži a naměřenými tlaky na pozorovacích vrtech. Ze statických metod bylo nejvhodnější k tomuto účelu užití lineární regrese. Aplikaci této analýzy na vazbu poloha hladiny vody v nádrži a tlak vody v podloží jsme získali soubor náhodných veličin. Ve výpočetním softwaru MS Excel se určí rovnice přímky, kterou pak lze predikovat hledané tlaky v podloží podle navrhovaných hodnot hladin v nádrži. Pro tento účel byly vybrány jako nejvhodnější pozorovací vrty v bloku 0, **vrty č. 0 a 69**. V případě bloku D byl zvolen **vrt č. 16**. Tlak pozorován na tomto vrtu je úměrně závislý na odlehčovacím vrtu č. 23. Ten se nachází ve vedlejším bloku D a od svého zavedení svým drénováním výrazně snížil tlakovou úroveň v levém zavázání až po blok B. Pro zpřesnění výsledků bylo do výpočtu zahrnuto časové období od 7.5.2002 až 25.9.2017.

Tab. 15 - Výsledné rovnice lineární regrese

	Lineární regrese mezi	rovnice přímky s parametry a, b
Blok D	Hladina-Tlak vrt 16	$y = 0,3298x + 205,7570$
Blok 0	Hladina-Tlak vrt 69	$y = 0,1637x + 258,5719$
	Hladina-Tlak vrt 0	$y = 0,1082x + 277,1197$





Obr. 26 - Zkoumané období pro regresní analýzu

5.8 Materiálové vlastnosti

Podrobnější specifikace betonů hráze jsou uvedeny v předchozích kapitole 5.3. Pro výpočet byly jako reprezentativní vybrány charakteristické hodnoty jednotlivých vlastností betonů hráze:

- objemová hmotnost $\rho_n = 2480 \text{ kg/m}^3$;
- statický modul pružnosti v tlaku $E_c = 28,0 \text{ GPa}$;
- dynamický modul pružnosti v tlaku $E_c = 40,0 \text{ GPa}$;
- Poissonovo číslo $\mu = 0,18$;
- pevnost betonu v tlaku $R_c = 22,6 \text{ MPa}$;
- pevnost betonu v prostém tahu $R_t = 2,2 \text{ MPa}$;
- pevnost betonu ve smyku $\tau_{ck} = 1,66 \text{ Mpa}$.

Podrobnější specifikace podloží horniny jsou uvedeny v předchozích kapitole 5.2. pro výpočet jako reprezentativní vybrány tyto charakteristické hodnoty jednotlivých vlastností horniny podloží:

- objemová hmotnost $\rho = 2641 \text{ kg/m}^3$;
- modul pružnosti dle oboru zatížení $E = 4,0 \text{ až } 10 \text{ GPa}$;
- Poissonovo číslo $\mu = 0,11$;
- pevnost v tlaku (masívu) $\sigma_c = 30 \text{ MPa}$;
- pevnost v tlaku (matérie) $\sigma_c = 93 \text{ až } 158 \text{ MPa}$;
- pevnost horniny (masívu) v příčném tahu $\sigma_{pt} = 3,5 \text{ MPa}$;
- pevnost horniny (matérie) v příčném tahu $\sigma_{pt} = 16,5 \text{ MPa}$;
- pevnost ve smyku $c_k = 0,17 \text{ MPa}$.

5.9 Zjednodušující předpoklady a vstupy do modelu

Pro řešení úlohy podzemního proudění a napjatosti byl použit model využívající aproximace dvojrozměrným tlakovým ustáleným prouděním. Těleso hráze bylo uvažováno jako nepropustné. Základním předpokladem je aproximace proudění podzemní vody v síti puklin v podloží hráze modelem průlinové filtrace charakterizované hydraulickou vodivostí. Její hodnota vystihuje povšechně střední propustnost masívu. [22] Odhad hydraulické vodivosti (koeficientu filtrace) byl veden snahou přibližně vystihnout celkový naměřený průsak vody pozorovacími vrty. Pro zpřesnění hledané tlakové výšky jsem před oba bloky umístil méně propustnou vrstvu, která má charakter zakolmatovaného koberce. Tento koberec je dlouhý 80 až 106 m od paty návodního líce. U bloku 0 bylo nutné navrhnout oblast s méně propustnou injekční clonou. Započítání efektu této clony vychází se založení, že pod blokem 0 a dále k pravému závězu, je podloží více proinjektováno. [14] Clona je šířky ostruhy hráze a hluboká je 30 m od základové spáry. Oba tyto navržené zásahy do podloží měly za následek zpřesnění podzemního proudění v modelu.

Tab. 16 – Uvažované filtrační součinitelé k

Vrstva	Odhadovaná hydraulická vodivost k [m/sec]
Hornina (rula/ amfibolit)	$1,5 \cdot 10^{-12}$
Injekční clona (cementové mléko)	$1,0 \cdot 10^{-15}$
Zakolmatovaná vrstva před hrází	$1,5 \cdot 10^{-14}$

Podmínky výpočtu definují tři návrhové situace. První z nich je **trvalá návrhová situace**. Počítá s hladinou v nádrži na úrovni kóty koruny bezpečnostního přelivu, odpovídající dolní vodě pod hrází a piezometrickým výškám ve vrtech zatížených bloků. Tato situace během provozu vodního díla může nastat.

Druhá návrhová situace je **mimořádná** a počítá se s maximální přípustnou hladinou za povodně. Voda z nádrže volně přetéká přes bezpečnostní korunu bezpečnostních přelivů obou bloků. Dolní voda ve vývarech pod nádrží dosahuje úrovně jako za povodně. K takovému scénáři by došlo za extrémní povodňové situace, viz. kapitola 5.5.

Třetí návrhová situace je **dočasná**. Ta předpokládá horní vodu v nádrži na úrovni kóty koruny bezpečnostního přelivu. Jelikož vývar nemá žádnou hladinu dolní vody, předpokládá se největší vztlaková síla na základy vývaru. K takové situaci by mohlo dojít v případě opravy vývaru pod bloky a zvětšující se hladině v nádrži.

Okrajové podmínky pro řešení úlohy filtrace odpovídají navrženým podmínkám výpočtu. Jde o následující návrhové situace a varianty polohy hladiny vody v nádrži, odpovídající kóty hladiny pod hrází, kóty tlakové výšky z vrtů. Znázorňuje je Tab. 17

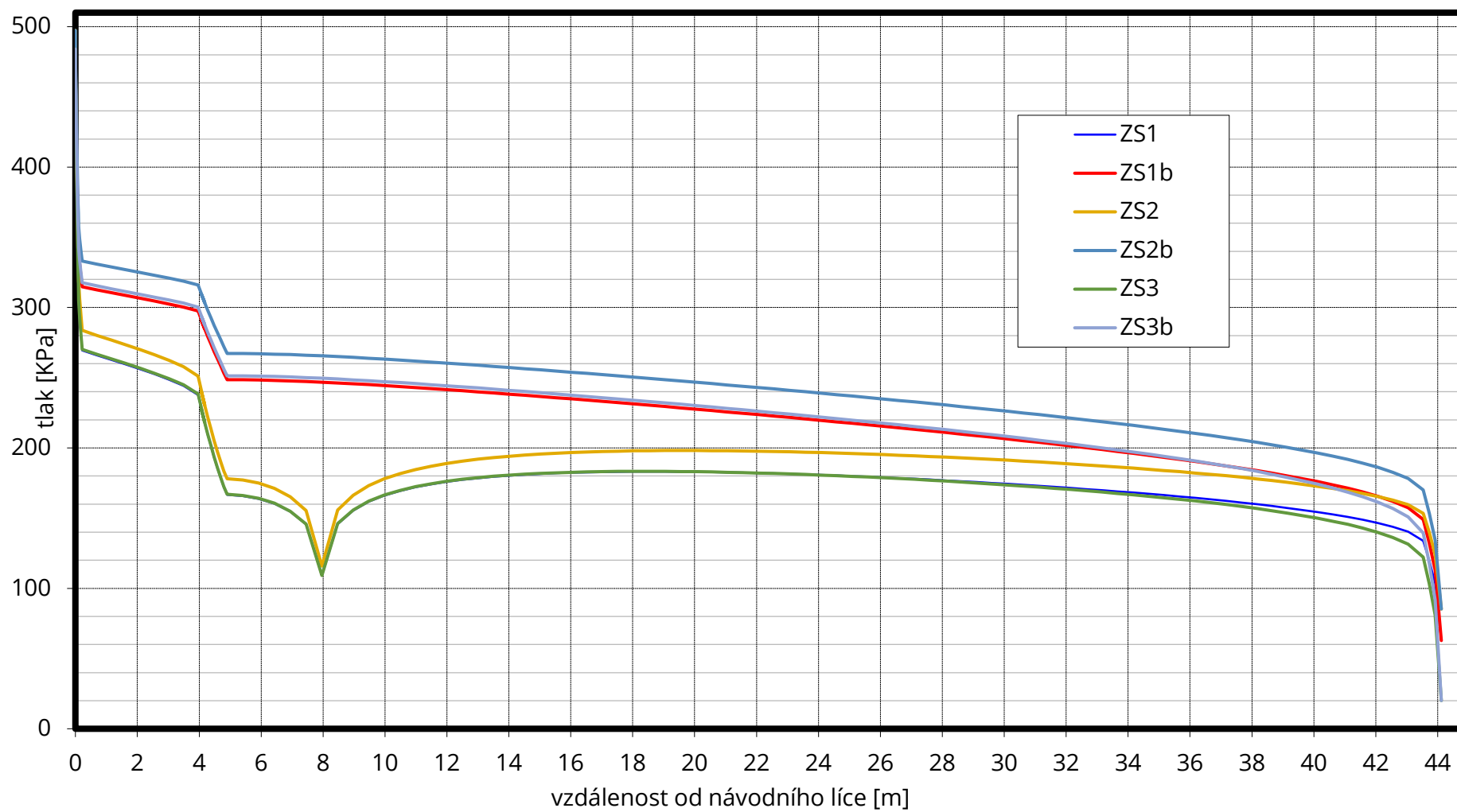
Tab. 17 – Návrhové situace a jejich okrajové podmínky

Trvalá návrhová situace					
	$h_h = H_{max}$	h_d	Vrt 16	Vrt 69	Vrt 0
	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]
Blok D	350,10	306,36	321,23		
Blok 0				315,89	315,01

Mimořádná návrhová situace					
	$h_h = MAX$	h_d	Vrt 16	Vrt 69	Vrt 0
	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]
Blok D	351,45	308,65	321,67		
Blok 0				316,12	315,15

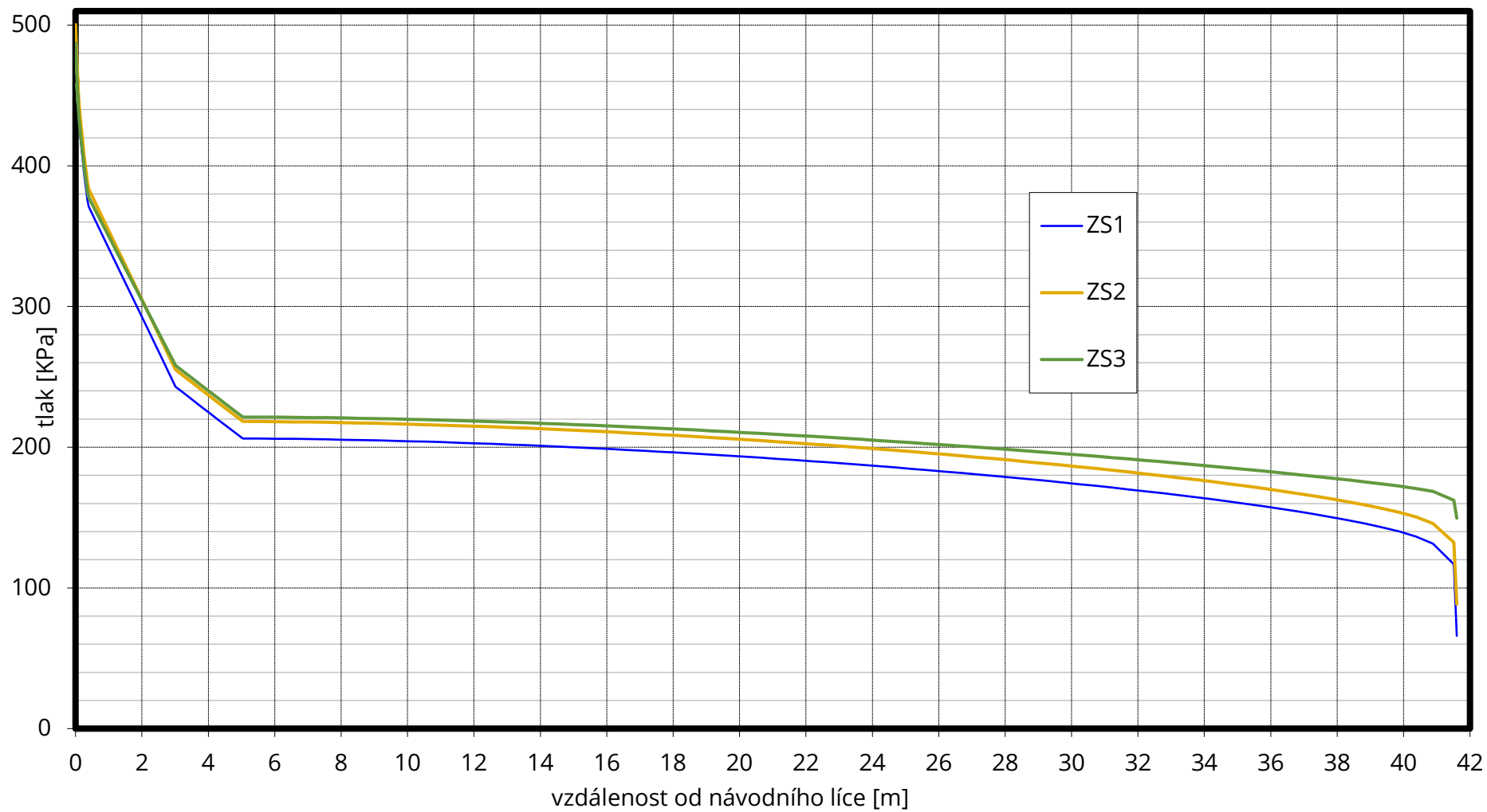
Dočasná návrhová situace					
	$h_h = H_{max}$	h_d	Vrt 16	Vrt 69	Vrt 0
	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]	[m n.m.]
Blok D	350,10	302	321,23		
Blok 0				315,89	315,01

Průběh tlaků podzemní vody na základovou spáru bloku D



Obr. 27 - Vztlak na ZS bloku D

Průběh tlaků podzemní vody na základovou spáru bloku 0



Obr. 28 - Vztlak na ZS bloku 0

6. VÝPOČET CELKOVÉ BEZPEČNOSTI

Celková bezpečnost bloku D a bloku 0 hráze byla provedena pro 4 typy poruch:

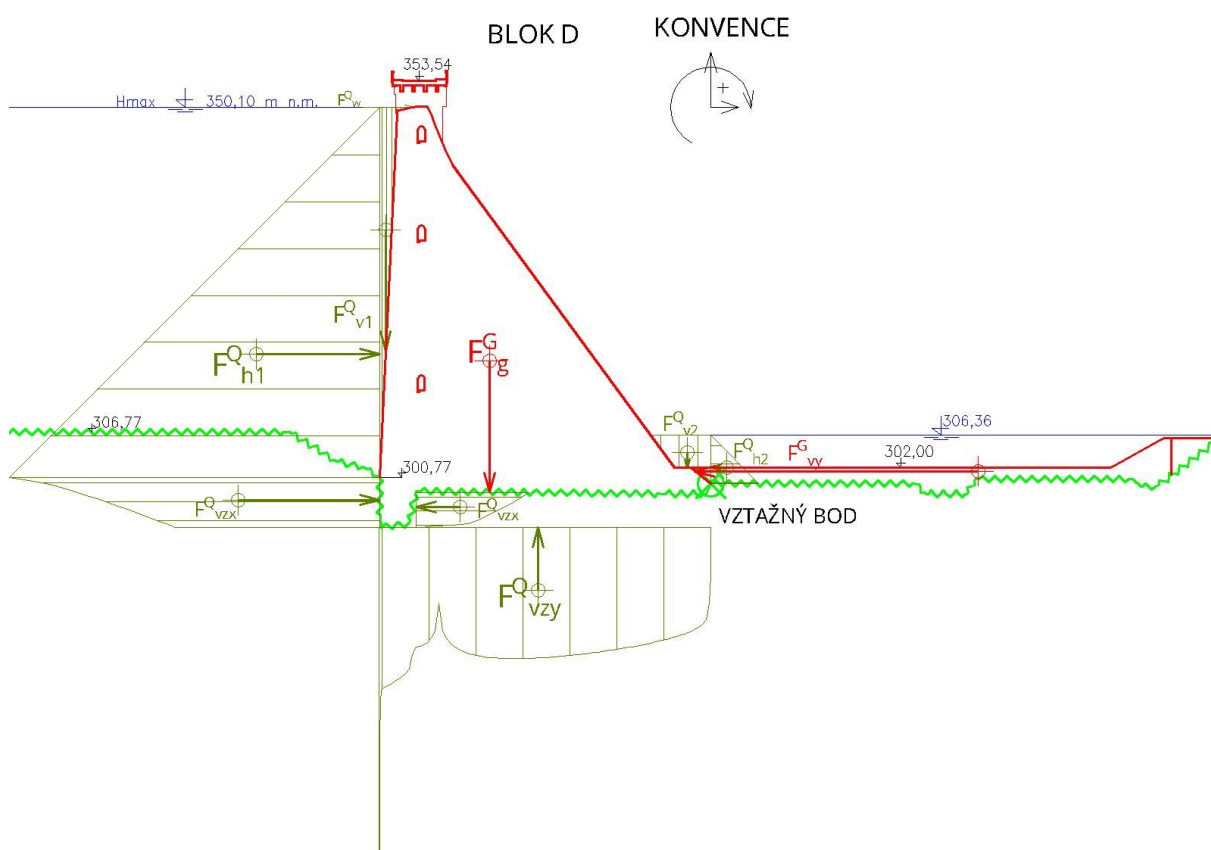
- usmýknutí po základové spáře.
- překlopení.
- nadzvednutí.
- překročení mezních napětí po základové spáře.

Každé posouzení se skládá ze třech výše zmíněných návrhových zatěžovacích situací. U bloku D jsou vypočítané úlohy s funkčním odlehčujícím vrtem 23 a bez něj. U bloku 0 se nepočítá s drénováním, které by ovlivňovalo tlak na základovou spáru

Zazubená základová spára hráze aproximována mírně svislou rovinou ve směru toku. Při všech posuzovaných situacích byla započítána ostruha hráze včetně všech sil, které na ni působí.

6.1 Bezpečnost proti usmýknutí bloku D

6.1.1 Trvalá návrhová situace 1



Obr. 29 - Schéma sil působících na konstrukci

Zástupná označení zatížení z Obr. 29 jsou popsána a vyčíslena v Tab. 18:

Tab. 18 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F_{h1}^Q	horizontální	+	voda v nádrži	11,94	17,25	206,027
F_{h2}^Q		-	voda ve vývaru	0,20	2,13	0,429
F_{vzx}^Q		-	síla od tlaku vody v pórech	1,33	0,15	0,197
F_{vy}^G		-	síla od pasivního odporu desky vývaru	3,80	1,61	6,120
F_w^Q		+	účinky oscilačních vln	0,03	47,00	1,627
F_g^G	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,18	29,37	827,555
F_{v1}^Q		-	voda v nádrži	0,58	43,31	25,073
F_{v2}^Q		-	voda ve vývaru	0,30	3,08	0,932
F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	7,83	23,80	186,304

6.1.1.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q + F_{w,k}^Q - F_{h2,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 56$$

Dosažením hodnot z Tab. 18 se získá čitatel (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 56:

$$E_{stb} = 44,12 \times 0,17 + 0,75 \times (0,58 + 0,30 - 7,83 + 28,18) \quad 57$$

$$E_{dstb} = 11,94 + 1,33 + 0,03 - 0,20 - 3,80$$

$$E_{stb} = 23,43 \text{ MN}$$

$$SF = 2,52 \quad 58$$

$$E_{dstb} = 9,31 \text{ MN}$$

6.1.1.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Stanovení těchto hodnot proběhlo na základě jejich kalibrace. Jednalo se především o srovnání hodnot, uváděných národními normami se zkušenostmi z provozu VD Vranov.

Dle Vyhlášky č. 471/2001 Sb. o TBD nad vodními díly patří Vranovská přehrada do II. kategorie UVD. Podle tohoto zařazení vyplývá součinitel významu γ_1 rovný 1,20.

Při zohlednění společného působení více typů zatížení byly všechny hodnoty součinitelů kombinace ψ stanoveny hodnotou 1,0. Výchozí oblastí pro výběr hodnot součinitelů u zatížení byl soubor A pro posuzování mezního stavu EQU. Součinitel stálých zatížení $\gamma_{G,G}$ a $\gamma_{G,Vy}$ pro betonové těleso hráze a vývar byly stanoveny hodnotou 0,9. Pro součinitelé hlavních proměnných zatížení připadaly v úvahu hodnoty v maximální výši do 1,1. Pro lepší představu zde uvádím pár nejistot, objevujících se v průběhu určování těchto součinitelů. Kupříkladu za povodňových stavů se ve vodě vytváří hustší vrstva naplavenin a jiných cizorodých částic. To může mít vliv na zvýšení hustoty vody o maximálně pár desítek kg/m^3 . Takový vzorek vody by se musel odebrat a nechat podrobit hustotnímu rozboru v laboratoři. Za tohoto předpokladu není jisté, zda by výsledná hustota měla dominantní vliv na zvýšení hydrostatického tlaku. Proto jsem jako uvažovanou objemovou

hmotnost ρ_w vody zvolil 1000 kg/m³. Další nejistotou, vstupující do určení součinitelů zatížení, může být tíhové zrychlení g . Hodnota zrychlení se určí podle polohy a nadmořské výšky na zeměkouli. Hodnoty pro tíhové zrychlení v našich končinách se mezi sebou liší v řádech tisícín m/s² a méně. Tento faktor jsem považoval za menší nejistotu. V celkovém výsledku součinitelů hlavních proměnných a vedlejších zatížení pro všechny tři návrhové situace byly stanoveny na hodnotu 1,0.

Součinitelé spolehlivosti pro materiálové a pevnostní vlastnosti byly stanoveny na základě tří uvažovaných návrhových situací. Hlavním výchozím souborem, určujícím hodnoty materiálových součinitelů spolehlivosti, byla příloha A ČSN EN 1997. V případě pevnostních charakteristik betonu jsem vycházel z hodnot uvedených v ČSN EN 1992.

Všechny výše popsané dílčí součinitelé spolehlivosti jsou přehledně rozepsané v tabulkách, které jsou řazeny dle návrhových situací. Pro oba posuzované bloky jsou tyto součinitelé identické.

Tab. 19 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti

Součinitel	Trvalá návrhová situace (H_{max})
γ_1	1,2
$\gamma_{Q,h1}$	1,0
$\gamma_{Q,h2}$	1,0
$\gamma_{Q,vzx}$	1,0
$\gamma_{Q,vzy}$	1,0
$\gamma_{Q,w}$	1,0
$\gamma_{Q,v1}$	1,0
$\gamma_{Q,v2}$	1,0
$\gamma_{G,G}$	0,9
$\gamma_{G,vy}$	0,9
$\gamma_{M,f}$	1,25
$\gamma_{M,c}$	1,25
γ_M	1,5
γ_F	1,0

6.1.1.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q - \gamma_{Q,h2} \psi F_{h2,k}^Q + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q + \gamma_{Q,w} \psi F_{w,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (\gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} \psi F_{v2,k}^Q - \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} A_k + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G \quad 59$$

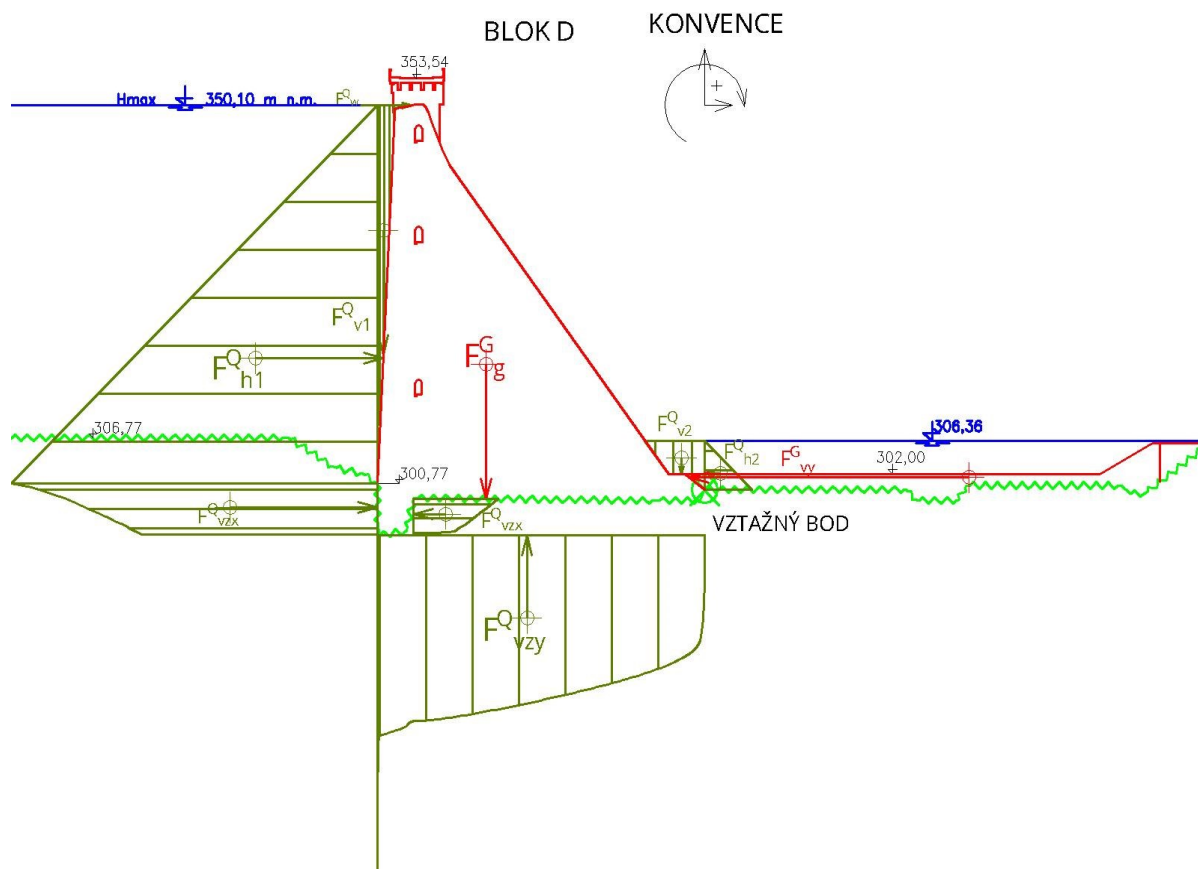
Dosazením hodnot z Tab. 18 a Tab. 19 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 59:

$$\begin{aligned} LS &= 1,2 (1 \times 11,94 - 1 \times 0,20 + 1 \times 1,33 + 1 \times 0,03 \\ &\quad - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,58 + 1 \times 0,30 - 1 \times 7,83)) = 20,73 \text{ MN} \\ PS &= \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,18 + \frac{0,17}{1,25} \times 44,12 + 0,9 \times 3,80 = 24,64 \text{ MN} \end{aligned} \quad 60$$

Po vyčíslení vztahů 60 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 20,73 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 24,64 \text{ MN}. \quad 61$$

6.1.2 Trvalá návrhová situace 2



Obr. 30 - Schéma sil působících na konstrukci
Zástupná označení zatížení z Obr. 30 jsou popsána a vyčíslená v

Tab. 20:

Tab. 20 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F_{h1}^Q	horizontální	+	voda v nádrži	11,94	17,25	206,027
F_{h2}^Q		-	voda ve vývaru	0,20	2,13	0,429
F_{vzx}^Q		-	síla od tlaku vody v pórech	1,16	0,93	1,076
F_{vy}^G		-	síla od pasivního odporu desky vývaru	3,80	1,61	6,120

F_w^Q		+	účinky oscilačních vln	0,03	47,00	1,627
F_g^G	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,18	29,37	827,555
F_{v1}^Q		-	voda v nádrži	0,58	43,31	25,073
F_{v2}^Q		-	voda ve vývaru	0,30	3,08	0,932
F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	9,87	24,61	242,848

6.1.2.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q + F_{w,k}^Q - F_{h2,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 62$$

Dosazením hodnot z

Tab. 20 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 62:

$$E_{stb} = 44,12 \times 0,17 + 0,75 \times (0,58 + 0,30 - 9,87 + 28,18) \quad 63$$

$$E_{dstb} = 11,94 + 1,16 + 0,03 - 0,20 - 3,80$$

Po vyčíslení vztahů 63 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 21,89 \text{ MN} \quad SF = 2,40 \quad 64$$

$$E_{dstb} = 9,13 \text{ MN}$$

6.1.2.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 19.

6.1.2.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q - \gamma_{Q,h2} \psi F_{h2,k}^Q + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q + \gamma_{Q,w} \psi F_{w,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (\gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} \psi F_{v2,k}^Q - \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} A_k + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G \quad 65$$

Dosazením hodnot z Tab. 19 a

$$LS = 1,2 (1 \times 11,94 - 1 \times 0,20 + 1 \times 1,16 + 1 \times 0,03 - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,58 + 1 \times 0,30 - 1 \times 9,87)) = 21,99 \text{ MN}$$

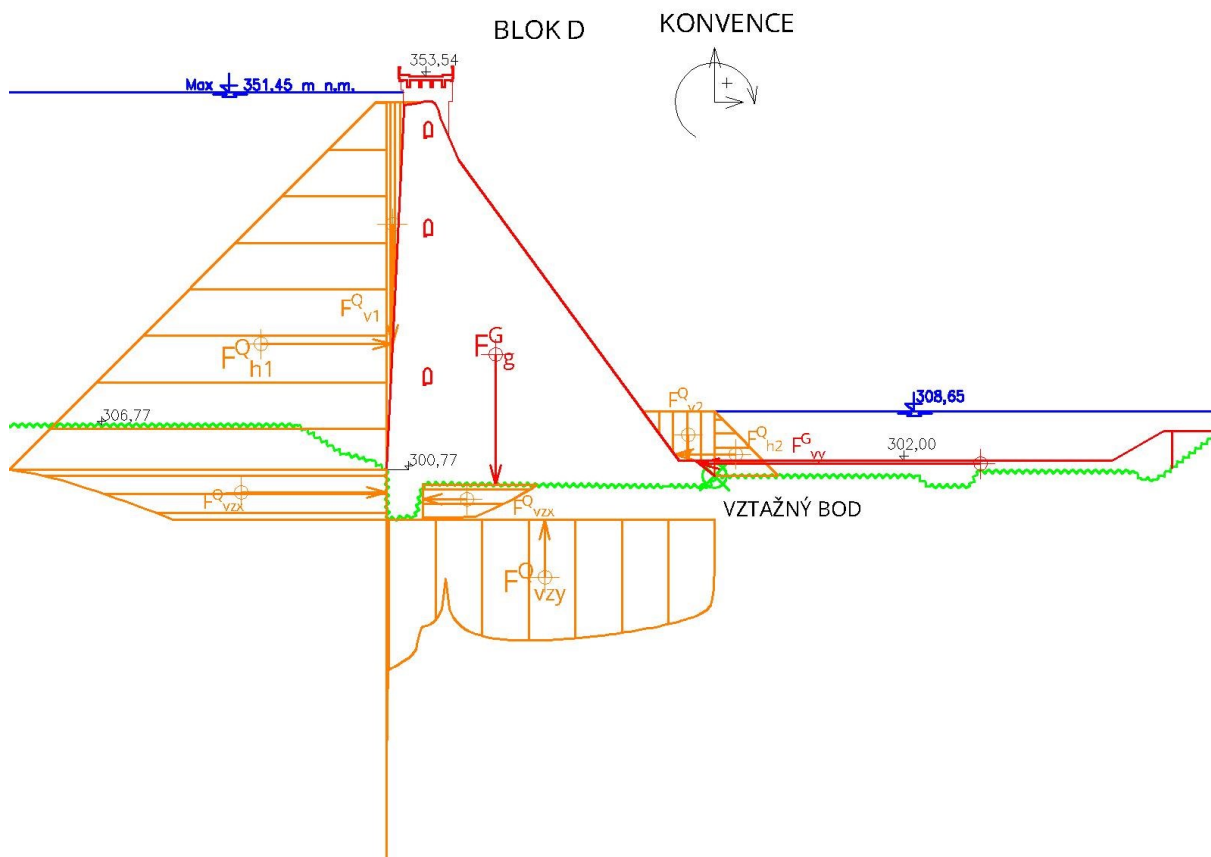
66

$$PS = \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,18 + \frac{0,17}{1,25} \times 44,12 + 0,9 \times 3,80 = 24,64 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 66 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 21,99 \text{ MN} \leq E_{d, stb} = 24,64 \text{ MN}. \quad 67$$

6.1.3 Mimořádná návrhová situace 1



Obr. 31 - Schéma sil působících na konstrukci

Zástupná označení zatížení z Obr. 31 jsou popsána a vyčíslena v Tab. 21:

Tab. 21 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F^Q_{h1}	horizontální	+	voda v nádrži	12,60	17,70	223,128
F^Q_{h2}		-	voda ve vývaru	0,37	2,90	1,074
F^Q_{vzx}		-	síla od tlaku vody v pórech	1,34	0,21	0,283
F^G_{vy}		-	síla od pasivního odporu desky vývaru	3,80	1,61	6,120
F^G_g	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,18	29,37	827,555
F^Q_{v1}		-	voda v nádrži	0,58	43,31	25,073

F_{v2}^Q		-	voda ve vývaru	0,50	3,63	1,822
F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	8,50	23,55	200,217

6.1.3.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q - F_{h2,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 68$$

Dosazením hodnot z Tab. 21 se získá čítel (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 68:

$$E_{stb} = 44,12 \times 0,17 + 0,75 \times (0,58 + 0,50 - 8,50 + 28,18) \quad 69$$

$$E_{dstb} = 12,60 + 1,34 - 0,37 - 3,80$$

Po vyčíslení vztahů 69 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 23,07 \text{ MN} \quad SF = 2,36 \quad 70$$

$$E_{dstb} = 9,78 \text{ MN}$$

6.1.3.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Tab. 22 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti

Součinitel	Mimořádná návrhová situace (MAX)
γ_1	1,2
$\gamma_{Q, h1}$	1,0
$\gamma_{Q, h2}$	1,0
$\gamma_{Q, vzx}$	1,0
$\gamma_{Q, vzy}$	1,0
$\gamma_{Q, w}$	1,0
$\gamma_{Q, v1}$	1,0
$\gamma_{Q, v2}$	1,0
$\gamma_{G, G}$	0,9
$\gamma_{G, vy}$	0,9
$\gamma_{M, f}$	1,25
$\gamma_{M, c}$	1,25
γ_M	1,2
γ_F	1,0

6.1.3.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q, h1} \psi F_{h1,k}^Q - \gamma_{Q, h2} \psi F_{h2,k}^Q + \gamma_{Q, vzx} \psi F_{vzx,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M, f}} (\gamma_{Q, v1} \psi F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q, v2} \psi F_{v2,k}^Q - \gamma_{Q, vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M, f}} \gamma_{G, G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M, c}} A_k + \gamma_{G, vy} F_{vy,k}^G \quad 71$$

Dosazením hodnot z Tab. 21 a Tab. 22 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 72:

$$LS = 1,2 (1 \times 12,60 - 1 \times 0,37 + 1 \times 1,34 - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,58 + 1 \times 0,50 - 1 \times 8,50)) = 21,64 \text{ MN} \quad 72$$

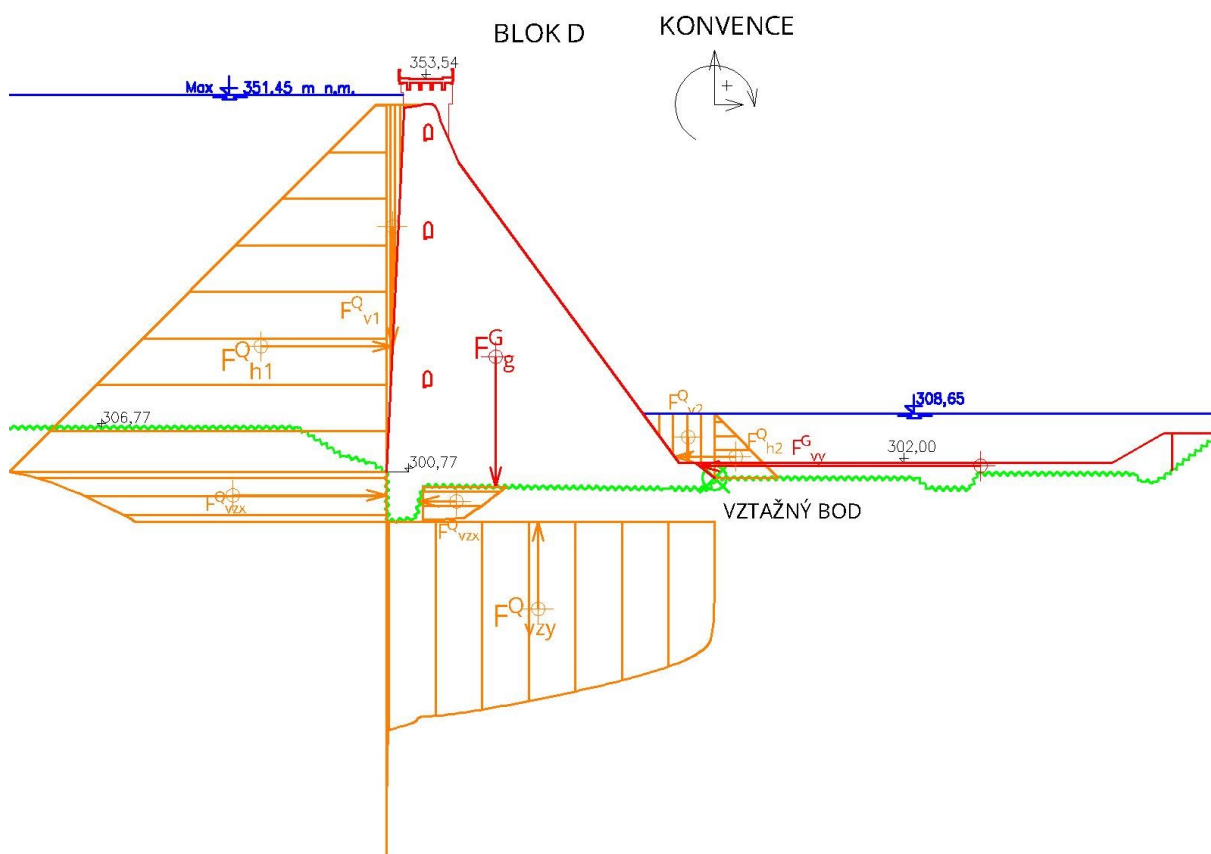
$$PS = \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,18 + \frac{0,17}{1} \times 44,12 + 0,9 \times 3,80 = 24,64 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 72 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 21,64 \text{ MN} \leq E_{d, stb} = 24,64 \text{ MN.}$$

73

6.1.4 Mimořádná návrhová situace 2



Obr. 32 - Schéma sil působících na konstrukci

Zástupná označení zatížení z Obr. 32 jsou popsána a vyčíslena v Tab. 23:

Tab. 23 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F^Q_{h1}	horizontální	+	voda v nádrži	12,60	17,70	223,128
F^Q_{h2}		-	voda ve vývaru	0,37	2,90	1,074
F^Q_{vzx}		-	síla od tlaku vody v pórech	1,15	1,08	1,240
F^G_{vy}		-	síla od pasivního	3,80	1,61	6,120

			odporu desky vývaru			
F_g^G	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,18	29,37	827,555
F_{v1}^Q		-	voda v nádrži	0,58	43,31	25,073
F_{v2}^Q		-	voda ve vývaru	0,50	3,63	1,822
F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	10,72	24,41	261,742

6.1.4.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q - F_{h2,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 74$$

Dosazením hodnot z Tab. 23 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 74:

$$E_{stb} = 44,12 \times 0,17 + 0,75 \times (0,58 + 0,50 - 10,72 + 28,18) \quad 75$$

$$E_{dstb} = 12,60 + 1,15 - 0,37 - 3,80$$

Po vyčíslení vztahů 75 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 21,40 \text{ MN} \quad SF = 2,23 \quad 76$$

$$E_{dstb} = 9,59 \text{ MN}$$

6.1.4.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 22.

6.1.4.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q - \gamma_{Q,h2} \psi F_{h2,k}^Q + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (\gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} \psi F_{v2,k}^Q - \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} A_k + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G \quad 77$$

Dosazením hodnot z Tab. 23 a Tab. 22 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 78:

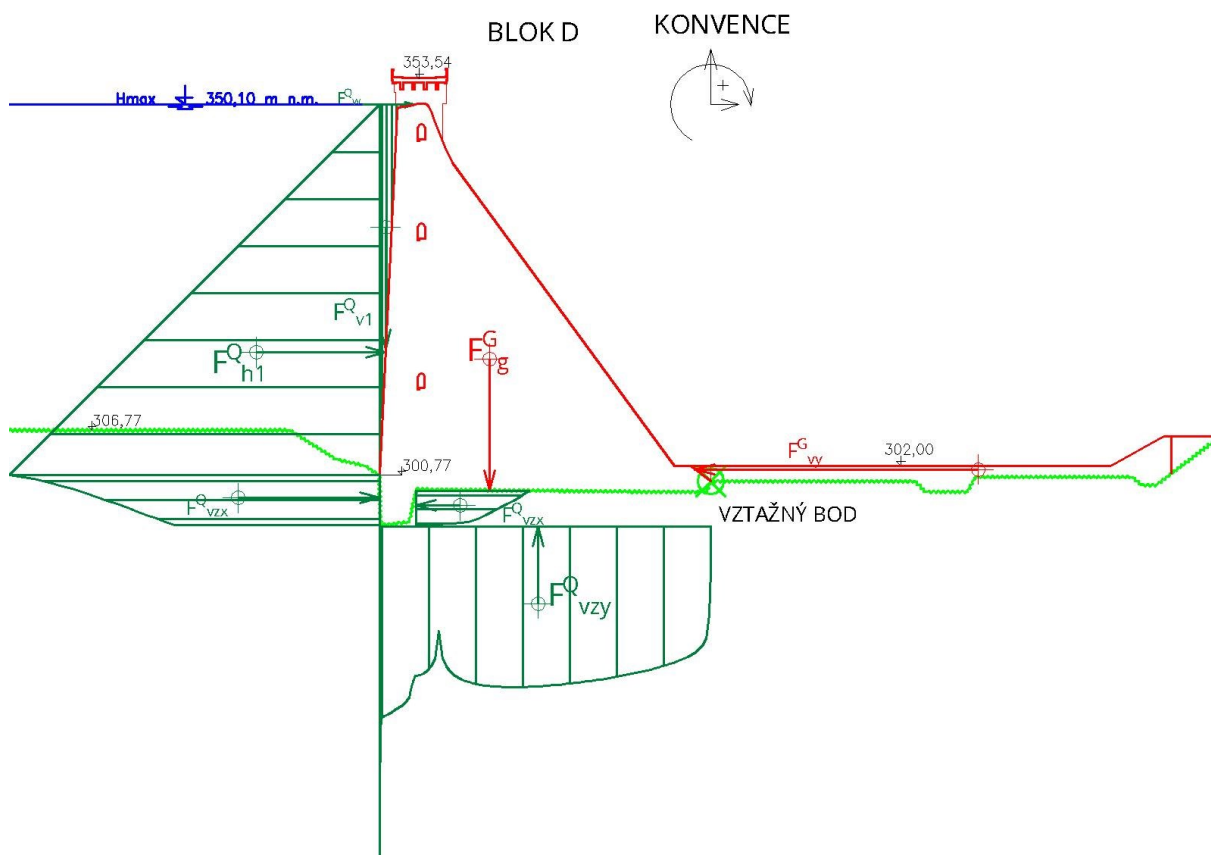
$$LS = 1,2 (1 \times 12,60 - 1 \times 0,37 + 1 \times 1,15 - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,58 + 1 \times 0,50 - 1 \times 10,72)) = 23,00 \text{ MN} \quad 78$$

$$PS = \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,18 + \frac{0,17}{1} \times 44,12 + 0,9 \times 3,80 = 24,64 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 78 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 23,00 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 24,64 \text{ MN}. \quad 79$$

6.1.5 Dočasná návrhová situace 1



Obr. 33 - Schéma sil působících na konstrukci

Zástupná označení zatížení z Obr. 33 jsou popsána a vyčíslena v Tab. 24:

Tab. 24 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F^Q_{h1}	horizontální	+	voda v nádrži	11,94	17,25	206,027
F^Q_{vzx}		-	síla od tlaku vody v pórech	1,37	0,12	0,165
F^G_{vy}		-	síla od pasivního odporu desky vývaru	3,80	1,61	6,120
F^Q_w		+	účinky oscilačních vln	0,03	47,00	1,627
F^G_g	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,18	29,37	827,555
F^Q_{v1}		-	voda v nádrži	0,58	43,31	25,073

F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	7,78	23,96	186,320
-------------	--	---	--------------------------------	------	-------	---------

6.1.5.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q + F_{w,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 80$$

Dosazením hodnot z Tab. 24 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 80:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 44,12 \times 0,17 + 0,75 \times (0,58 + 7,78 + 28,18) \\ E_{dstb} &= 11,94 + 1,37 + 0,03 - 3,80 \end{aligned} \quad 81$$

Po vyčíslení vztahů 81 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 23,24 \text{ MN} \\ E_{dstb} &= 9,54 \text{ MN} \end{aligned} \quad SF = 2,44 \quad 82$$

6.1.5.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Tab. 25 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti

Součinitel	Trvalá návrhová situace (Hmax)
γ_1	1,2
$\gamma_{Q,h1}$	1,0
$\gamma_{Q,h2}$	1,0
$\gamma_{Q,vzx}$	1,0
$\gamma_{Q,vzy}$	1,0
$\gamma_{Q,w}$	1,0
$\gamma_{Q,v1}$	1,0
$\gamma_{Q,v2}$	1,0
$\gamma_{G,G}$	0,9
$\gamma_{G,vy}$	0,9
$\gamma_{M,f}$	1,25
$\gamma_{M,c}$	1,25
γ_M	1,5
γ_F	1,0

6.1.5.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (\gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q - \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} A_k + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G \quad 83$$

Dosazením hodnot z Tab. 24a Tab. 25 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 84:

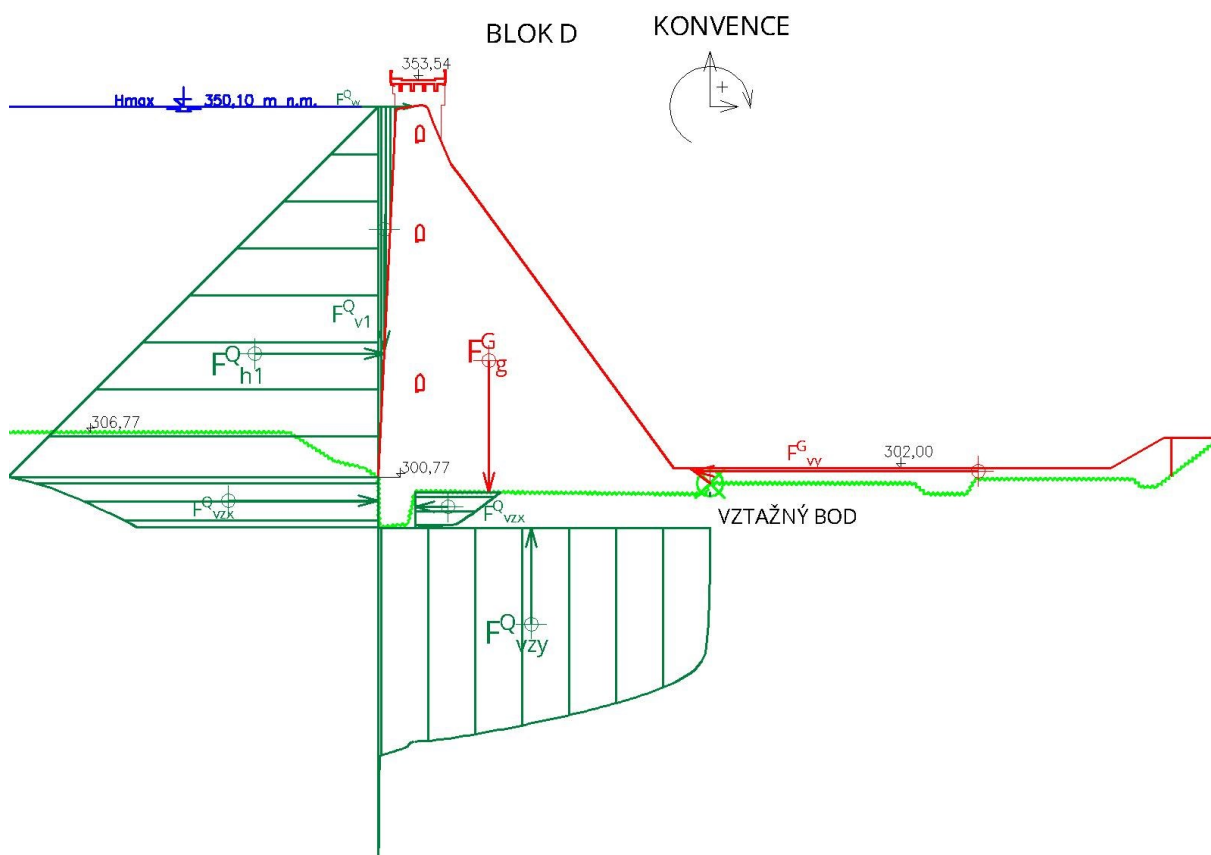
$$\begin{aligned} LS &= 1,2 (1 \times 11,94 + 1 \times 1,33 + 1 \times 0,03 - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,58 - 1 \times 7,78)) \\ &= 21,19 \text{ MN} \end{aligned} \quad 84$$

$$PS = \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,18 + \frac{0,17}{1,25} \times 44,12 + 0,9 \times 3,80 = 24,64 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 84 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 21,19 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 24,64 \text{ MN}. \quad 85$$

6.1.6 Dočasná návrhová situace 2



Obr. 34 - Schéma sil působících na konstrukci

Zástupná označení zatížení z Obr. 34 jsou popsána a vyčíslena v Tab. 26:

Tab. 26 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F^Q_{h1}	horizontální	+	voda v nádrži	11,94	17,25	206,027
F^Q_{vzx}		+	síla od tlaku vody v pórech	1,18	-0,90	-1,070
F^G_{vy}		-	síla od pasivního odporu desky vývaru	3,80	1,61	6,120
F^Q_w		+	účinky oscilačních vln	0,03	47,00	1,627

F_g^G	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,18	29,37	827,555
F_{v1}^Q		-	voda v nádrži	0,58	43,31	25,073
F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	9,92	24,71	245,229

6.1.6.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q + F_{w,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 86$$

Dosazením hodnot z Tab. 26 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 86:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 44,12 \times 0,17 + 0,75 \times (0,58 + 9,92 + 28,18) \\ E_{dstb} &= 11,94 + 1,18 + 0,03 - 3,80 \end{aligned} \quad 87$$

Po vyčíslení vztahů 87 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 21,63 \text{ MN} \\ E_{dstb} &= 9,36 \text{ MN} \end{aligned} \quad SF = 2,31 \quad 88$$

6.1.6.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 25.

6.1.6.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (\gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q - \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} A_k + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G \quad 89$$

Dosazením hodnot Tab. 26 z Tab. 25 a se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 89:

$$\begin{aligned} LS &= 1,2 (1 \times 11,94 + 1 \times 1,18 + 1 \times 0,03 - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,58 - 1 \times 9,92)) \\ &= 19,68 \text{ MN} \end{aligned} \quad 90$$

$$PS = \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,18 + \frac{0,17}{1,25} \times 44,12 + 0,9 \times 3,80 = 24,64 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 90 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 19,68 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 24,64 \text{ MN}. \quad 91$$

6.2 Bezpečnost proti překlopení bloku D

6.2.1 Trvalá návrhová situace 1

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 29.

Zástupná označení zatížení z Obr. 29 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 18.

6.2.1.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlopení

$$SF = \frac{F_{h2,k}^Q r_{h2,k} + F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{v2,k}^Q r_{v2,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + F_{w,k}^Q r_{w,k}} \quad 92$$

Dosazením hodnot z Tab. 18 se získá čitatel (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 92:

$$E_{stb} = 0,20 \times 2,13 + 0,58 \times 43,31 + 0,30 \times 3,08 + 1,33 \times 0,15 + 28,18 \times 29,37 + 3,80 \times 1,61$$

$$E_{dstb} = 11,94 \times 17,25 + 7,83 \times 23,80 + 0,03 \times 47,00$$

93

Po vyčíslení vztahů 93 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 860,31 \text{ MNm}$$

$$E_{dstb} = 393,96 \text{ MNm}$$

$$SF = 2,18$$

94

6.2.1.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 19.

6.2.1.3 Stanovení mezního stavu překlopení

$$\gamma_1(\gamma_{Q,h1}\psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,h2}\psi F_{h2,k}^Q r_{h2,k} - \gamma_{Q,v1}\psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,v2}\psi F_{v2,k}^Q r_{v2,k} - \gamma_{Q,vzx}\psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy}\psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + \gamma_{Q,w}\psi F_{w,k}^Q r_{w,k}) \leq$$

$$\gamma_{G,G}F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy}F_{vy,k}^G r_{vy,k}$$

95

Dosazením hodnot z Tab. 18 a Tab. 19 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 95:

$$LS = 1,2 (1 \times 11,94 \times 17,25 - 1 \times 0,2 \times 2,13 - 1 \times 0,58 \times 43,31 - 1 \times 0,3 \times 3,08 - 1 \times 1,33 \times 0,15 + 1 \times 7,83 \times 23,80 + 1 \times 0,03 \times 47,00) =$$

$$440,79 \text{ MNm}$$

96

$$PS = 0,9 \times 28,18 \times 29,37 + 0,9 \times 3,80 \times 1,61 = 750,31 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 96 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 440,79 \text{ MNm} \leq E_{d, stb} = 750,31 \text{ MNm.}$$

97

6.2.2 Trvalá návrhová situace 2

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 30.

Zástupná označení zatížení z Obr. 30 jsou popsána a vyčíslená v předchozí

Tab. 20.

6.2.2.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlopení

$$SF = \frac{F_{h2,k}^Q r_{h2,k} + F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{v2,k}^Q r_{v2,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + F_{w,k}^Q r_{w,k}}$$

98

Dosazením hodnot z

Tab. 20 se získá čitatel (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 98:

$$E_{stb} = 0,20 \times 2,13 + 0,58 \times 43,31 + 0,30 \times 3,08 + 1,16 \times 0,93 + 28,18 \times 29,37 + 3,80 \times 1,61$$

$$E_{dstb} = 11,94 \times 17,25 + 9,87 \times 24,61 + 0,03 \times 47,00$$

99

Po vyčíslení vztahů 99 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 861,187 \text{ MNm}$$

$$E_{dstb} = 450,502 \text{ MNm}$$

$$SF = 1,91$$

$$100$$

6.2.2.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 19.

6.2.2.3 Stanovení mezního stavu překlopení

$$\begin{aligned} & \gamma_1(\gamma_{Q,h1}\psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,h2}\psi F_{h2,k}^Q r_{h2,k} - \gamma_{Q,v1}\psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,v2}\psi F_{v2,k}^Q r_{v2,k} - \\ & \gamma_{Q,vzx}\psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy}\psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + \gamma_{Q,w}\psi F_{w,k}^Q r_{w,k}) \leq \\ & \gamma_{G,G}F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy}F_{vy,k}^G r_{vy,k} \end{aligned} \quad 101$$

Dosazením hodnot z Tab. 19 a

Tab. 20 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 101:

$$\begin{aligned} LS &= 1,2 (1 \times 11,94 \times 17,25 - 1 \times 0,2 \times 2,13 - 1 \times 0,58 \times 43,31 \times -1 \times \\ & 0,3 \times 3,08 - 1 \times 1,32 \times 0,93 + 1 \times 9,87 \times 24,61 + 1 \times 0,03 \times 47,00) = \\ & 507,59 \text{ MNm} \end{aligned} \quad 102$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 \times 29,37 + 0,9 \times 3,80 \times 1,61 = 750,31 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 102 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 507,59 \text{ MNm} \leq E_{d, stb} = 750,31 \text{ MNm}. \quad 103$$

6.2.3 Mimořádná návrhová situace 1

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 30.

Zástupná označení zatížení z Obr. 31 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 21.

6.2.3.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlopení

$$SF = \frac{F_{h2,k}^Q r_{h2,k} + F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{v2,k}^Q r_{v2,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k}} \quad 104$$

Dosazením hodnot z Tab. 21 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 104:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 0,37 \times 2,90 + 0,58 \times 43,31 + 0,50 \times 3,08 + 1,34 \times 0,21 + 28,18 \times 29,37 \\ &+ 3,80 \times 1,61 \end{aligned} \quad 105$$

$$E_{dstb} = 12,60 \times 17,70 + 8,50 \times 23,55$$

Po vyčíslení vztahů 105 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 861,929 \text{ MNm}$$

$$E_{dstb} = 423,345 \text{ MNm}$$

$$SF = 2,04$$

$$106$$

6.2.3.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 22.

6.2.3.3 Stanovení mezního stavu překlopení

$$\begin{aligned} & \gamma_1(\gamma_{Q,h1}\psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,h2}\psi F_{h2,k}^Q r_{h2,k} - \gamma_{Q,v1}\psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,v2}\psi F_{v2,k}^Q r_{v2,k} - \\ & \gamma_{Q,vzx}\psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy}\psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k}) \leq \gamma_{G,G}F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy}F_{vy,k}^G r_{vy,k} \end{aligned} \quad 107$$

Dosažením hodnot z Tab. 21 a Tab. 22 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 107:

$$LS = 1,2 (1 \times 12,60 \times 17,70 - 1 \times 0,37 \times 2,90 - 1 \times 0,58 \times 43,31 \times -1 \times 0,5 \times 3,08 - 1 \times 1,34 \times 0,21 + 1 \times 8,50 \times 23,55) = 474,11 \text{ MNm} \quad 108$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 \times 29,37 + 0,9 \times 3,80 \times 1,61 = 750,31 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 108 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 474,11 \text{ MNm} \leq E_{d, stb} = 750,31 \text{ MNm}. \quad 109$$

6.2.4 Mimořádná návrhová situace 2

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 32.

Zástupná označení zatížení z Obr. 32 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 23.

6.2.4.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlpení

$$SF = \frac{F_{h2,k}^Q r_{h2,k} + F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{v2,k}^Q r_{v2,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k}} \quad 110$$

Dosažením hodnot z Tab. 23 se získá čitatel (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 110:

$$E_{stb} = 0,37 \times 2,90 + 0,58 \times 43,31 + 0,50 \times 3,08 + 1,15 \times 1,08 + 28,18 \times 29,37 + 3,80 \times 1,61 \quad 111$$

$$E_{dstb} = 12,60 \times 17,70 + 10,72 \times 24,41$$

Po vyčíslení vztahů 111 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 862,885 \text{ MNm} \\ E_{dstb} &= 484,870 \text{ MNm} \end{aligned} \quad SF = 1,78 \quad 112$$

6.2.4.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 22.

6.2.4.3 Stanovení mezního stavu překlpení

$$\gamma_1 (\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,h2} \psi F_{h2,k}^Q r_{h2,k} - \gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,v2} \psi F_{v2,k}^Q r_{v2,k} + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k}) \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G r_{vy,k} \quad 113$$

Dosažením hodnot z Tab. 23 a Tab. 22 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 113:

$$LS = 1,2 (1 \times 12,60 \times 17,70 - 1 \times 0,37 \times 2,90 - 1 \times 0,58 \times 43,31 \times -1 \times 0,5 \times 3,08 - 1 \times 1,15 \times 1,08 + 1 \times 10,72 \times 24,41) = 547,86 \text{ MNm} \quad 114$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 \times 29,37 + 0,9 \times 3,80 \times 1,61 = 750,31 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 114 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 546,79 \text{ MNm} \leq E_{d, stb} = 750,31 \text{ MNm}. \quad 115$$

6.2.5 Dočasná návrhová situace 1

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 33.

Zástupná označení zatížení z Obr. 33 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 24.

6.2.5.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlpení

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + F_{w,k}^Q r_{w,k}} \quad 116$$

Dosazením hodnot z Tab. 24 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 116:

$$E_{stb} = 0,58 \times 43,31 + 1,37 \times 0,12 + 28,18 \times 29,37 + 3,80 \times 1,61$$

$$E_{dstb} = 11,94 \times 17,25 + 7,78 \times 23,96 + 0,03 \times 47,00 \quad 117$$

Po vyčíslení vztahů 117 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 860,542 \text{ MNm} \quad SF = 2,19 \quad 118$$

$$E_{dstb} = 392,347 \text{ MNm}$$

6.2.5.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 25.

6.2.5.3 Stanovení mezního stavu překlpení

$$\gamma_1(\gamma_{Q,h1}\psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,v1}\psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,vzx}\psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy}\psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + \gamma_{Q,w}\psi F_{w,k}^Q r_{w,k}) \leq \gamma_{G,G}F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy}F_{vy,k}^G r_{vy,k} \quad 119$$

Dosazením hodnot z Tab. 24 a Tab. 25 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 119:

$$LS = 1,2 (1 \times 11,94 \times 17,25 - 1 \times 0,58 \times 43,31 \times -1 \times 1,37 \times 0,12 + 1 \times 7,78 \times 23,96 + 1 \times 0,03 \times 47,00) = \text{MNm} \quad 120$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 \times 29,37 + 0,9 \times 3,80 \times 1,61 = 750,31 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 120 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 442,48 \text{ MNm} \leq E_{d, stb} = 750,31 \text{ MNm}. \quad 121$$

6.2.6 Dočasná návrhová situace 2

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 34.

Zástupná označení zatížení z Obr. 34 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 26.

6.2.6.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlpení

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + F_{w,k}^Q r_{w,k}} \quad 122$$

Dosazením hodnot z Tab. 24 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 122:

$$E_{stb} = 0,58 \times 43,31 + 0,30 \times 3,08 + 1,18 \times 0,90 + 28,18 \times 29,37 + 3,80 \times 1,61$$

$$E_{dstb} = 11,94 \times 17,25 + 9,92 \times 24,71 \quad 123$$

Po vyčíslení vztahů 123 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 859,306 \text{ MNm} \quad SF = 1,90 \quad 124$$

$$E_{dstb} = 451,256 \text{ MNm}$$

6.2.6.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 25.

6.2.6.3 Stanovení mezního stavu překlopení

$$\gamma_1(\gamma_{Q,h1}\psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,v1}\psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,vzx}\psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy}\psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + \gamma_{Q,w}\psi F_{w,k}^Q r_{w,k}) \leq \gamma_{G,G}F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy}F_{vy,k}^G r_{vy,k} \quad 125$$

Dosazením hodnot z Tab. 26 a Tab. 25 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 125:

$$LS = 1,2 (1 \times 11,94 \times 17,25 - 1 \times 0,58 \times 43,31 \times -1 \times 1,18 \times 0,90 + 1 \times 9,92 \times 24,71 + 1 \times 0,03 \times 47,00) = 512,09 \text{ MNm} \quad 126$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 \times 29,37 + 0,9 \times 3,80 \times 1,61 = 750,31 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 120 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 512,09 \text{ MNm} \leq E_{d,stb} = 750,31 \text{ MNm}. \quad 127$$

6.3 Bezpečnost proti nadzvednutí bloku D

6.3.1 Trvalá návrhová situace 1

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 29.

Zástupná označení zatížení z Obr. 29 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 18.

6.3.1.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti nadzvednutí

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 128$$

Dosazením hodnot z Tab. 18 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 128:

$$E_{stb} = 0,58 + 0,30 + 28,18 \quad 129$$

$$E_{dstb} = 7,83$$

Po vyčíslení vztahů 129 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 29,06 \text{ MN} \quad SF = 3,71 \quad 130$$

$$E_{dstb} = 7,83 \text{ MN}$$

6.3.1.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 19.

6.3.1.3 Stanovení mezního stavu nadzvednutí

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} F_{v2,k}^Q \quad 131$$

Dosazením hodnot z Tab. 18 a Tab. 19 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 131:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 7,83 = 9,39 \text{ MN} \quad 132$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 + 1 \times 0,58 + 1 \times 0,30 = 26,24 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 132 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 9,39 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 26,24 \text{ MN}. \quad 133$$

6.3.2 Trvalá návrhová situace 2

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 30.

Zástupná označení zatížení z Obr. 30 jsou popsána a vyčíslená v předchozí

Tab. 20.

6.3.2.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti nadzvednutí

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 134$$

Dosazením hodnot z

Tab. 20 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 134:

$$E_{stb} = 0,58 + 0,30 + 28,18$$

$$E_{dstb} = 9,87 \quad 135$$

Po vyčíslení vztahů 135 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 29,06 \text{ MN} \quad SF = 2,94 \quad 136$$

$$E_{dstb} = 9,87 \text{ MN}$$

6.3.2.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 19.

6.3.2.3 Stanovení mezního stavu nadzvednutí

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} F_{v2,k}^Q \quad 137$$

Dosazením hodnot z Tab. 19 a

Tab. 20 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 137:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 9,87 = 11,84 \text{ MN} \quad 138$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 + 1 \times 0,58 + 1 \times 0,30 = 26,24 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 138 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 11,84 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 26,24 \text{ MN}. \quad 139$$

6.3.3 Mimořádná návrhová situace 1

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 30.

Zástupná označení zatížení z Obr. 31 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 21.

6.3.3.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti nadzvednutí

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 140$$

Dosazením hodnot z Tab. 21 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 140:

$$E_{stb} = 0,58 + 0,50 + 28,18 \quad 141$$

$$E_{dstb} = 8,50$$

Po vyčíslení vztahů 141 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$\begin{array}{ll} E_{stb} = 29,26 \text{ MN} & \\ E_{dstb} = 8,50 \text{ MN} & SF = 3,44 \end{array} \quad 142$$

6.3.3.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 22.

6.3.3.3 Stanovení mezního stavu nadzvednutí

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} F_{v2,k}^Q \quad 143$$

Dosazením hodnot z Tab. 21 a Tab. 22 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 143:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 8,50 = 10,20 \text{ MN} \quad 144$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 + 1 \times 0,58 + 1 \times 0,50 = 26,44 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 144 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 10,20 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 26,44 \text{ MN}. \quad 145$$

6.3.4 Mimořádná návrhová situace 2

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 32.

Zástupná označení zatížení z Obr. 32 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 23.

6.3.4.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlpení

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 146$$

Dosazením hodnot z Tab. 23 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 146:

$$\begin{array}{l} E_{stb} = 0,58 + 0,50 + 28,18 \\ E_{dstb} = 10,72 \end{array} \quad 147$$

Po vyčíslení vztahů 147 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$\begin{array}{ll} E_{stb} = 29,26 \text{ MN} & \\ E_{dstb} = 10,72 \text{ MN} & SF = 2,73 \end{array} \quad 148$$

6.3.4.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 22.

6.3.4.3 Stanovení mezního stavu překlpení

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} F_{v2,k}^Q \quad 149$$

Dosazením hodnot z Tab. 23 a Tab. 22 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 149:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 10,72 = 12,87 \text{ MN} \quad 150$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 + 1 \times 0,58 + 1 \times 0,50 = 26,44 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 150 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 12,87 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 26,44 \text{ MN}. \quad 151$$

6.3.5 Dočasná návrhová situace 1

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 33.
Zástupná označení zatížení z Obr. 33 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 24.

6.3.5.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlopení

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 152$$

Dosazením hodnot z Tab. 24 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 152:

$$E_{stb} = 0,58 + 28,18$$
$$E_{dstb} = 7,78 \quad 153$$

Po vyčíslení vztahů 153 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 28,76 \text{ MN} \quad SF = 3,70 \quad 154$$
$$E_{dstb} = 7,78 \text{ MN}$$

6.3.5.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 25.

6.3.5.3 Stanovení mezního stavu překlopení

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q \quad 155$$

Dosazením hodnot z Tab. 24 a Tab. 25 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 155:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 7,78 = 9,33 \text{ MN} \quad 156$$
$$PS = 0,9 \times 28,18 + 1 \times 0,58 = 25,94 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 150 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 9,33 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 25,94 \text{ MN}. \quad 157$$

6.3.6 Dočasná návrhová situace 2

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 33.
Zástupná označení zatížení z Obr. 33 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 24.

6.3.6.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlopení

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 158$$

Dosazením hodnot z Tab. 24 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 158:

$$E_{stb} = 0,58 + 28,18$$
$$E_{dstb} = 9,92 \quad 159$$

Po vyčíslení vztahů 153 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 28,76 \text{ MN} \quad SF = 2,90 \quad 160$$
$$E_{dstb} = 9,92 \text{ MN}$$

6.3.6.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 25.

6.3.6.3 Stanovení mezního stavu překlopení

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q \quad 161$$

Dosazením hodnot z Tab. 24 a Tab. 25 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 161:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 9,92 = 11,91 \text{ MN} \quad 162$$

$$PS = 0,9 \times 28,18 + 1 \times 0,58 = 25,94 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 162 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 11,91 \text{ MN} \leq E_{d, stb} = 25,94 \text{ MN}. \quad 163$$

6.4 Překročení pevnosti materiálu podloží/hráze bloku D

Numerické řešení bylo provedeno pomocí metody konečných prvků ve výpočetním softwaru GeoStudio. Konkrétně jeho výpočetní modul Sigma/W. Byly použity čtyřbodové izoparametrické prvky. Při řešení byl použit předpoklad homogenního a izotropního tělesa hráze. Výsledky modelového řešení jsou uvedeny v Tab. 27. Jedná se o maximální velikosti účinku zatížení podél základové spáry hráze.

Tab. 27 - Napětí na ZS bloku D

Napětí	Návrhová situace	Účinek zatížení [MPa]
Tlakové	trvalá	1,052
	mimořádná	1,101
	dočasná	1,041
Tahové	trvalá	1,187
	mimořádná	1,452
	dočasná	1,151
Smykové	trvalá	0,647
	mimořádná	0,699
	dočasná	0,640

6.4.1 Trvalá návrhová situace

6.4.1.1 Stanovení stupňů bezpečnosti pevnosti betonu

$$SF = \frac{R_k}{\sigma_k} \quad 164$$

Dosazením hodnot z Tab. 27 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 do rovnice 164 dostaneme následující stupně bezpečnosti:

Tab. 28 - stupně bezpečnosti ZS bloku D

	tlak	tah	smyk
R_k	22,600	2,200	1,656
σ_k	1,052	1,187	0,647
SF	21,48	1,85	2,56

6.4.1.2 Stanovení mezních stavů pevnosti betonu

$$\gamma_1 \gamma_F \sigma_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad 165$$

Dosazením hodnot z Tab. 19 a Tab. 27 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 včetně do rovnice 165, dostaneme postupně tlakové, tahové a smykové napětí:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,05 = 1,26 \text{ MPa} \quad PS = \frac{22,6}{1,5} = 15,07 \text{ MPa}$$

$$E = 1,26 \text{ MPa} \leq R = 15,07 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,19 = 1,42 \text{ MPa} \quad PS = \frac{2,2}{1,5} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$E = 1,42 \text{ MPa} \leq R = 1,47 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 0,65 = 0,78 \text{ MPa} \quad PS = \frac{1,66}{1,5} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$E = 0,78 \text{ MPa} \leq R = 1,10 \text{ MPa.}$$

6.4.2 Mimořádná návrhová situace

6.4.2.1 Stanovení stupňů bezpečnosti pevnosti betonu

$$SF = \frac{R_k}{\sigma_k} \quad 167$$

Dosazením hodnot z Tab. 27 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 do rovnice 176, dostaneme následující stupně bezpečnosti:

Tab. 29 - stupně bezpečnosti ZS bloku D

	tlak	tah	smyk
R_k	22,600	2,200	1,656
σ_k	1,101	1,452	0,699
SF	20,53	1,51	2,37

6.4.2.2 Stanovení mezních stavů pevnosti betonu

$$\gamma_1 \gamma_F \sigma_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad 168$$

Dosazením hodnot z Tab. 22 a Tab. 27 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 včetně do rovnice 177, dostaneme postupně tlakové, tahové a smykové napětí:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,10 = 1,32 \text{ MPa} \quad PS = \frac{22,6}{1,2} = 18,83 \text{ MPa}$$

$$E = 1,32 \text{ MPa} \leq R = 18,83 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,45 = 1,74 \text{ MPa} \quad PS = \frac{2,2}{1,2} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$E= 1,74 \text{ MPa} \leq R= 1,83 \text{ MPa}.$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 0,70 = 0,84 \text{ MPa} \quad PS = \frac{1,66}{1,2} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$E= 0,84 \text{ MPa} \leq R= 1,38 \text{ MPa}.$$

6.4.3 Dočasná návrhová situace

6.4.3.1 Stanovení stupňů bezpečnosti pevnosti betonu

$$SF = \frac{R_k}{\sigma_k} \quad 170$$

Dosazením hodnot z Tab. 27 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 do rovnice 170, dostaneme následující stupně bezpečnosti:

Tab. 30 - stupně bezpečnosti ZS bloku D

	tlak	tah	smyk
R_k	22,600	2,200	1,656
σ_k	1,041	1,151	0,640
SF	21,70	1,91	2,59

6.4.3.2 Stanovení mezních stavů pevnosti betonu

$$\gamma_1 \gamma_F \sigma_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad 171$$

Dosazením hodnot z Tab. 25 a Tab. 27 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 včetně do rovnice 180, dostaneme postupně tlakové, tahové a smykové napětí:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,04 = 1,25 \text{ MPa} \quad PS = \frac{22,6}{1,5} = 15,07 \text{ MPa}$$

$$E= 1,25 \text{ MPa} \leq R= 15,07 \text{ MPa}.$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,15 = 1,38 \text{ MPa} \quad PS = \frac{2,2}{1,5} = 1,47 \text{ MPa} \quad 172$$

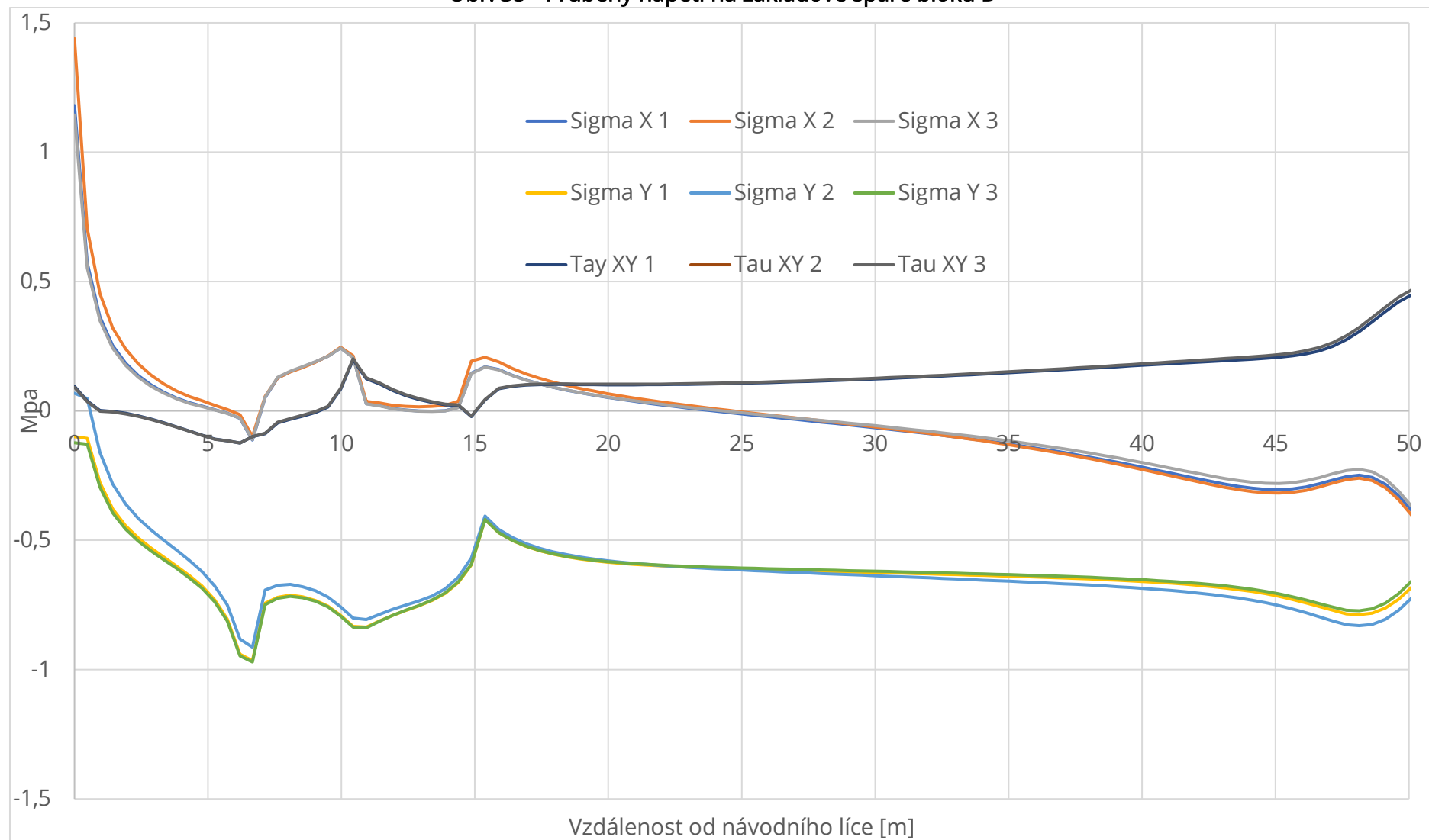
$$E= 1,38 \text{ MPa} \leq R= 1,47 \text{ MPa}.$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 0,64 = 0,77 \text{ MPa} \qquad PS = \frac{1,66}{1,5} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$E= 0,77 \text{ MPa} \leq R= 1,10 \text{ MPa}.$$

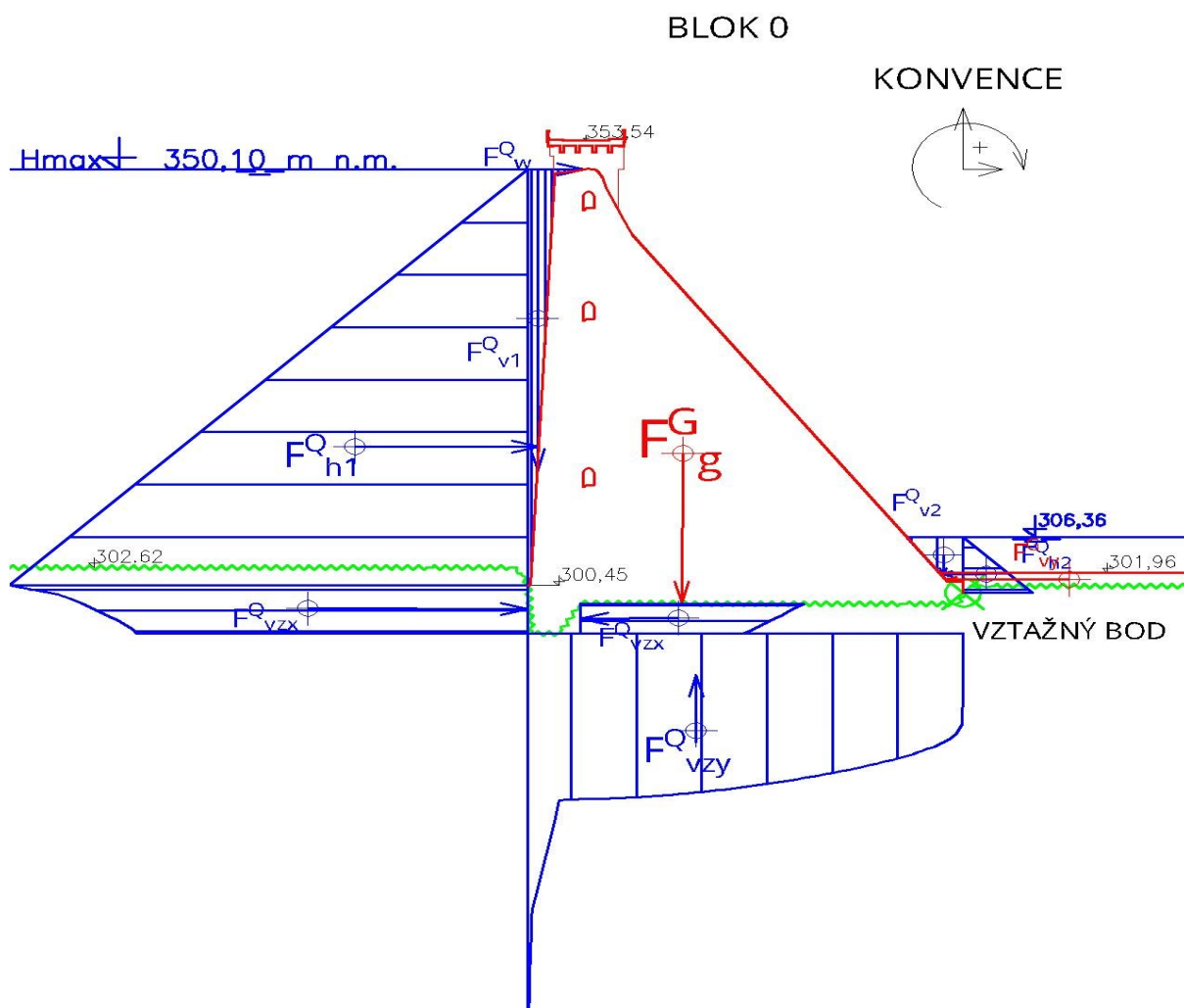
6.4.4 Průběhy napětí na základové spáře bloku D

Obr. 35 - Průběhy napětí na základové spáře bloku D



6.5 Bezpečnost proti usmýknutí bloku 0

6.5.1 Trvalá návrhová situace



Obr. 36 - Schéma sil působících na konstrukci

Zástupná označení zatížení z Obr. 36 jsou popsána a vyčíslena v Tab. 31:

Tab. 31 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F_{h1}^Q	horizontální	+	voda v nádrži	12,09	17,36	209,966
F_{h2}^Q		-	voda ve vývaru	0,22	2,24	0,496
F_{vzx}^Q		-	síla od tlaku vody v pórech	1,43	0,36	0,510

F_{vy}^G		-	síla od pasivního odporu desky vývaru	4,32	1,56	6,713
F_w^Q		+	účinky oscilačních vln	0,03	47,32	1,638
F_g^G	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,11	26,77	752,541
F_{v1}^Q		-	voda v nádrži	0,70	40,70	28,438
F_{v2}^Q		-	voda ve vývaru	0,18	1,91	0,345
F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	8,08	23,46	189,629

6.5.1.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q + F_{w,k}^Q - F_{h2,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 173$$

Dosažením hodnot z Tab. 31 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 173:

$$E_{stb} = 41,60 \times 0,17 + 0,75 \times (0,70 + 0,18 - 8,08 + 28,11) \quad 174$$

$$E_{dstb} = 12,09 + 1,43 + 0,03 - 0,22 - 4,32$$

Po vyčíslení vztahů 174 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 22,75 \text{ MN} \quad SF = 2,52 \quad 175$$

$$E_{dstb} = 9,02 \text{ MN}$$

6.5.1.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Tab. 32 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti

Součinitel	Trvalá návrhová situace (H_{max})
γ_1	1,2
$\gamma_{Q,h1}$	1,0
$\gamma_{Q,h2}$	1,0
$\gamma_{Q,vzx}$	1,0
$\gamma_{Q,vzy}$	1,0
$\gamma_{Q,w}$	1,0
$\gamma_{Q,v1}$	1,0
$\gamma_{Q,v2}$	1,0
$\gamma_{G,G}$	0,9
$\gamma_{G,vy}$	0,9
$\gamma_{M,f}$	1,25
$\gamma_{M,c}$	1,25
γ_M	1,5
γ_F	1,0

6.5.1.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q - \gamma_{Q,h2} \psi F_{h2,k}^Q + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q + \gamma_{Q,w} \psi F_{w,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (\gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} \psi F_{v2,k}^Q - \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} A_k + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G \quad 176$$

Dosazením hodnot z Tab. 31 a Tab. 32 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 176:

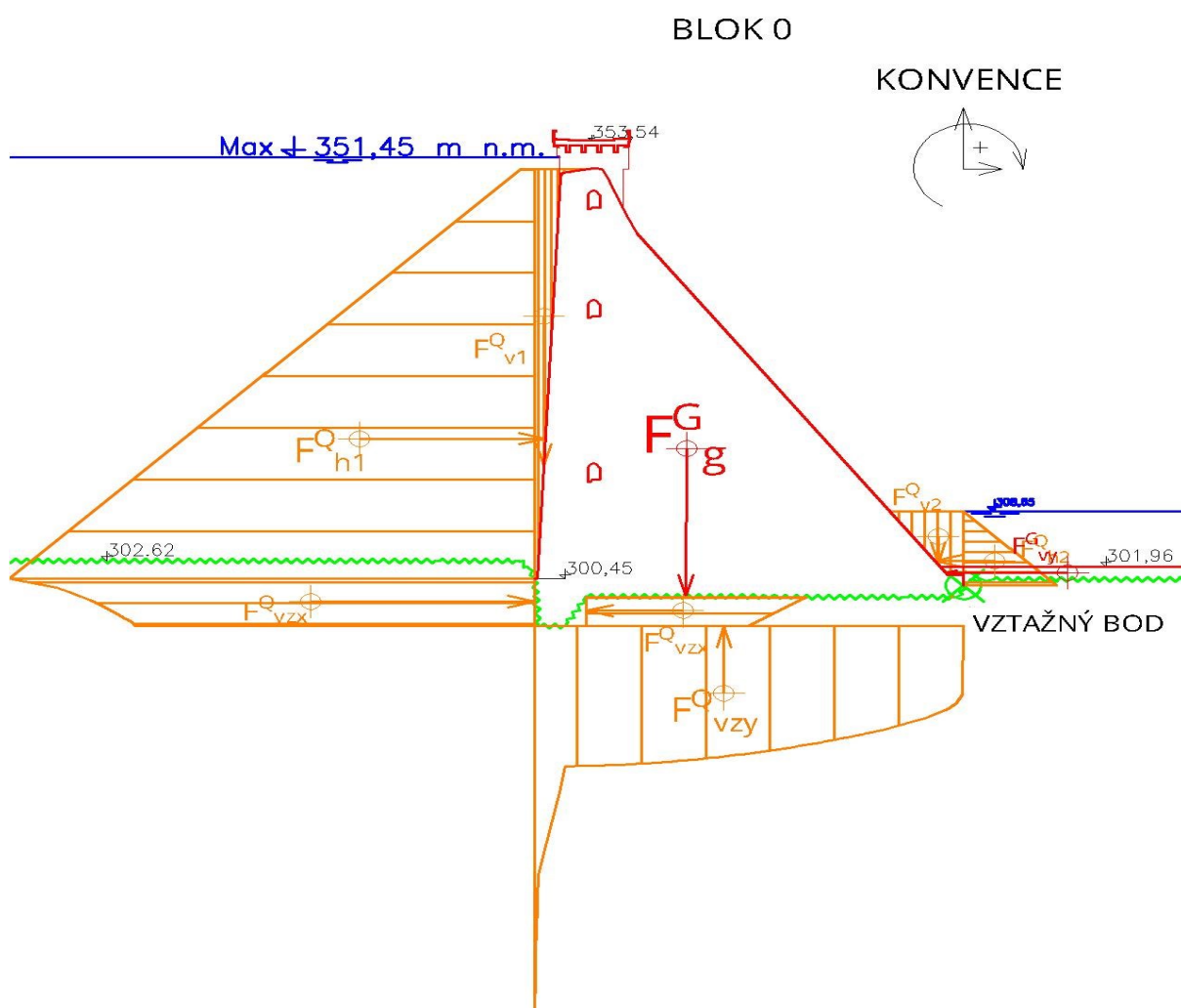
$$LS = 1,2 (1 \times 12,09 - 1 \times 0,22 + 1 \times 1,43 + 1 \times 0,03 - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,70 + 1 \times 0,18 - 1 \times 8,08)) = 21,19 \text{ MN} \quad 177$$

$$PS = \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,17 + \frac{0,17}{1,25} \times 41,60 + 0,9 \times 4,32 = 24,72 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 177 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 21,19 \text{ MN} \leq E_{d, stb} = 24,72 \text{ MN}. \quad 178$$

6.5.2 Mimořádná návrhová situace



Obr. 37 - Schéma sil působících na konstrukci
Zástupná označení zatížení z Obr. 37 jsou popsána a vyčíslená v Tab. 33:

Tab. 33 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F_{h1}^Q	horizontální	+	voda v nádrži	12,76	17,81	227,282
F_{h2}^Q		-	voda ve vývaru	0,40	3,00	1,196
F_{vzx}^Q		-	síla od tlaku vody v pórech	1,44	0,43	0,615
F_{vy}^G		-	síla od pasivního odporu desky vývaru	4,32	1,56	6,713
F_g^G	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,11	26,77	752,541
F_{v1}^Q		-	voda v nádrži	0,70	40,70	28,438
F_{v2}^Q		-	voda ve vývaru	0,33	2,46	0,803
F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	8,60	23,31	200,456

6.5.2.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q - F_{h2,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 179$$

Dosazením hodnot z Tab. 33 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 179:

$$E_{stb} = 41,60 \times 0,17 + 0,75 \times (0,70 + 0,33 - 8,60 + 28,11) \quad 180$$

$$E_{dstb} = 12,76 + 1,44 - 0,40 - 4,32$$

Po vyčíslení vztahů 174 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 22,47 \text{ MN} \quad SF = 2,37 \quad 181$$

$$E_{dstb} = 9,48 \text{ MN}$$

6.5.2.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Tab. 34 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti

Součinitel	Mimořádná návrhová situace (H_{max})
γ_1	1,2
$\gamma_{Q, h1}$	1,0
$\gamma_{Q, h2}$	1,0
$\gamma_{Q, vzx}$	1,0
$\gamma_{Q, vzy}$	1,0
$\gamma_{Q, w}$	1,0
$\gamma_{Q, v1}$	1,0
$\gamma_{Q, v2}$	1,0
$\gamma_{G, G}$	0,9
$\gamma_{G, vy}$	0,9
$\gamma_{M, f}$	1,25
$\gamma_{M, c}$	1,25
γ_F	1,0

γ_f	1,1
------------	-----

6.5.2.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q - \gamma_{Q,h2} \psi F_{h2,k}^Q + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (\gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} \psi F_{v2,k}^Q - \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} A_k + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G \quad 182$$

Dosazením hodnot z Tab. 33 a Tab. 34 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 182:

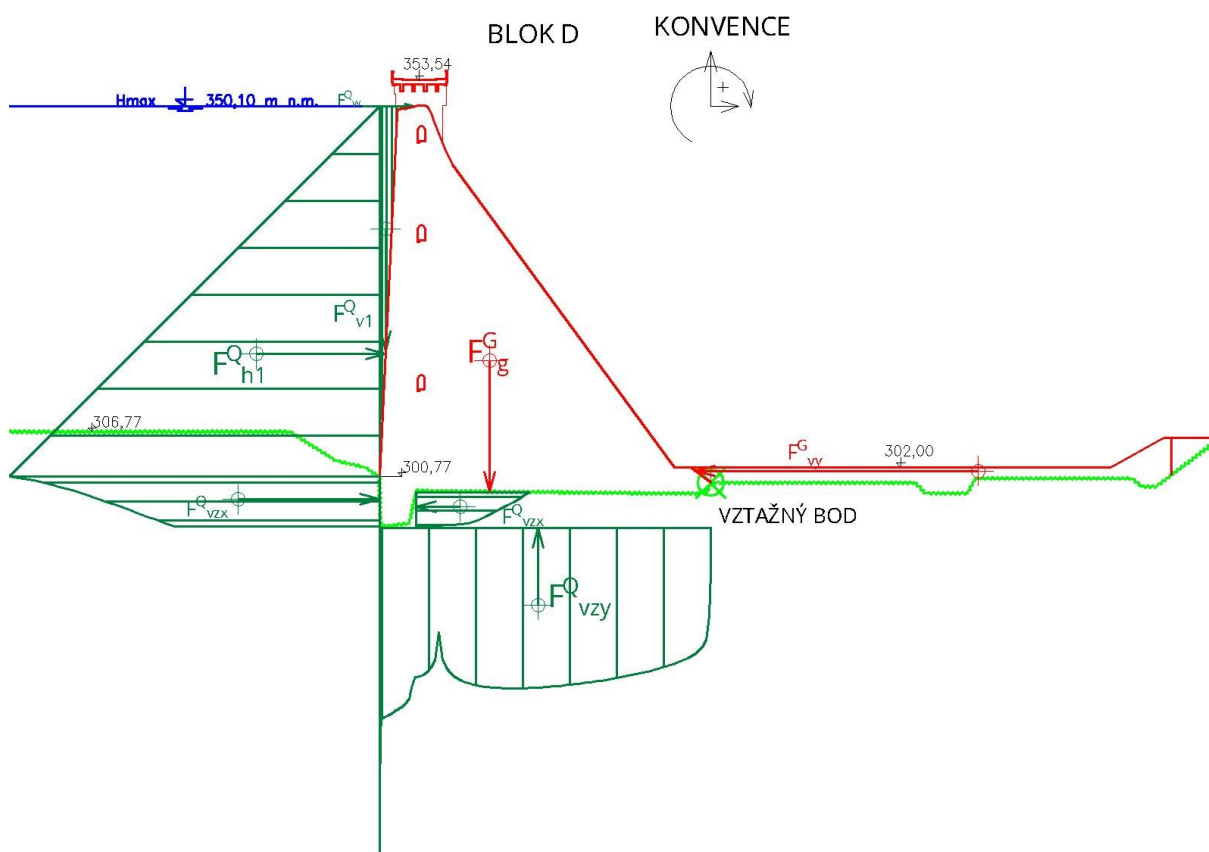
$$LS = 1,2 (1 \times 12,76 - 1 \times 0,40 + 1 \times 1,44 - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,70 + 1 \times 0,33 - 1 \times 8,60)) = 22,01 \text{ MN} \quad 183$$

$$PS = \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,11 + \frac{0,17}{1,25} \times 41,60 + 0,9 \times 4,32 = 24,72 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 177 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 22,01 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 24,72 \text{ MN}. \quad 184$$

6.5.3 Dočasná návrhová situace



Obr. 38 - Schéma sil působících na konstrukci

Zástupná označení zatížení z Obr. 38 jsou popsána a vyčíslená v Tab. 35:

Tab. 35 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení

Označení zatížení	výsledný směr působení zatížení	orientace	typ zatížení	síla [MN]	vzdálenost k bodu otáčení [m]	statický moment [MNm]
F_{h1}^Q	horizontální	+	voda v nádrži	12,09	17,36	209,966
F_{vzx}^Q		-	síla od tlaku vody v pórech	1,32	0,60	0,789
F_{vy}^G		-	síla od pasivního odporu desky vývaru	4,32	1,56	6,713
F_w^Q		+	účinky oscilačních vln	0,03	47,32	1,638
F_g^G	vertikální	-	vlastní tíha bloku D	28,11	26,77	752,541
F_{v1}^Q		-	voda v nádrži	0,70	40,70	28,438
F_{vzy}^Q		+	síla od tlaku vody v pórech	8,88	22,96	203,949

6.5.3.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti usmýknutí

$$SF = \frac{A \times c + f \times (F_{v1,k}^Q - F_{vzy,k}^Q + F_{G,k}^G)}{F_{h1,k}^Q + F_{vzx,k}^Q + F_{w,k}^Q - F_{vy,k}^G} \quad 185$$

Dosažením hodnot z Tab. 35 se získá čitatel (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 185:

$$E_{stb} = 41,60 \times 0,17 + 0,75 \times (0,70 + 0,18 - 8,08 + 28,11) \quad 186$$

$$E_{dstb} = 12,09 + 1,43 + 0,03 - 0,22 - 4,32$$

Po vyčíslení vztahů 186 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 22,02 \text{ MN}$$

$$E_{dstb} = 9,13 \text{ MN}$$

$$SF = 2,41 \quad 187$$

6.5.3.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Tab. 36 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti

Součinitel	Dočasná návrhová situace (Hmax)
γ_1	1,2
$\gamma_{Q,h1}$	1,0
$\gamma_{Q,h2}$	1,0
$\gamma_{Q,vzx}$	1,0
$\gamma_{Q,vzy}$	1,0
$\gamma_{Q,w}$	1,0
$\gamma_{Q,v1}$	1,0
$\gamma_{Q,v2}$	1,0
$\gamma_{G,G}$	0,9
$\gamma_{G,vy}$	0,9
$\gamma_{M,f}$	1,25

$\gamma_{M,c}$	1,25
γ_M	1,5
γ_F	1,0

6.5.3.3 Stanovení mezního stavu usmýknutí

$$\gamma_1 \left[\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q + \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q - \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} (\gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q - \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q) \right] \leq \frac{f_k}{\gamma_{M,f}} \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \frac{c_k}{\gamma_{M,c}} A_k + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G \quad 188$$

Dosažením hodnot z Tab. 35 a Tab. 36 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 188:

$$LS = 1,2 (1 \times 12,09 + 1 \times 1,32 + 1 \times 0,03 - \frac{0,75}{1,25} (1 \times 0,70 - 1 \times 8,08)) = 22,03 \text{ MN} \quad 189$$

$$PS = \frac{0,75}{1,25} \times 0,9 \times 28,11 + \frac{0,17}{1,25} \times 41,60 + 0,9 \times 4,32 = 24,72 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 189 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 22,03 \text{ MN} \leq E_{d, stb} = 24,72 \text{ MN}. \quad 190$$

6.6 Bezpečnost proti překlpení bloku 0

6.6.1 Trvalá návrhová situace

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 36.

Zástupná označení zatížení z Obr. 36 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 31.

6.6.1.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlpení

$$SF = \frac{F_{h2,k}^Q r_{h2,k} + F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{v2,k}^Q r_{v2,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + F_{w,k}^Q r_{w,k}} \quad 191$$

Dosažením hodnot z Tab. 31 se získá čísel (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 191:

$$E_{stb} = 0,22 \times 2,24 + 0,70 \times 40,70 + 0,18 \times 1,91 + 1,43 \times 0,36 + 28,11 \times 26,77 + 4,32 \times 1,56 \quad 192$$

$$E_{dstb} = 12,09 \times 17,36 + 8,08 \times 23,46 + 0,03 \times 47,32$$

Po vyčíslení vztahů 192 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 789,043 \text{ MNm} \quad SF = 1,97 \quad 193$$

$$E_{dstb} = 401,233 \text{ MNm}$$

6.6.1.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 32.

6.6.1.3 Stanovení mezního stavu překlpení

$$\gamma_1 (\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,h2} \psi F_{h2,k}^Q r_{h2,k} - \gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,v2} \psi F_{v2,k}^Q r_{v2,k} - \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + \gamma_{Q,w} \psi F_{w,k}^Q r_{w,k}) \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G r_{vy,k} \quad 194$$

Dosažením hodnot z Tab. 31 a Tab. 32 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 194:

$$LS = 1,2 (1 \times 12,09 \times 17,36 - 1 \times 0,22 \times 2,24 - 1 \times 0,70 \times 40,70 \times -1 \times 0,18 \times 1,91 - 1 \times 1,43 \times 0,36 + 1 \times 8,08 \times 23,46 + 1 \times 0,03 \times 47,32) = 445,73 \text{ MNm} \quad 195$$

$$PS = 0,9 \times 28,11 \times 26,77 + 0,9 \times 4,32 \times 1,56 = 683,33 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 195 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 445,73 \text{ MNm} \leq E_{d, stb} = 683,33 \text{ MNm}. \quad 196$$

6.6.2 Mimořádná návrhová situace

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 37.

Zástupná označení zatížení z Obr. 37 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 33.

6.6.2.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlpení

$$SF = \frac{F_{h2,k}^Q r_{h2,k} + F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{v2,k}^Q r_{v2,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k}} \quad 197$$

Dosazením hodnot z Tab. 33 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 197:

$$E_{stb} = 0,40 \times 3,00 + 0,70 \times 40,70 + 0,33 \times 2,46 + 1,44 \times 0,43 + 28,11 \times 26,77 + 4,32 \times 1,56 \quad 198$$

$$E_{dstb} = 12,76 \times 17,81 + 8,60 \times 23,31$$

Po vyčíslení vztahů 198 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 790,306 \text{ MNm} \quad SF = 1,85 \quad 199$$

$$E_{dstb} = 427,738 \text{ MNm}$$

6.6.2.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 34.

6.6.2.3 Stanovení mezního stavu překlpení

$$\gamma_1 (\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,h2} \psi F_{h2,k}^Q r_{h2,k} - \gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,v2} \psi F_{v2,k}^Q r_{v2,k} - \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k}) \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G r_{vy,k} \quad 200$$

Dosazením hodnot z Tab. 33 a Tab. 34 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 200:

$$LS = 1,2 (1 \times 12,76 \times 17,81 - 1 \times 0,40 \times 3,00 - 1 \times 0,70 \times 40,70 \times -1 \times 0,33 \times 2,46 - 1 \times 1,44 \times 0,43 + 1 \times 8,60 \times 23,31) = 476,02 \text{ MNm} \quad 201$$

$$PS = 0,9 \times 28,11 \times 26,77 + 0,9 \times 4,32 \times 1,56 = 683,33 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 201 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 476,02 \text{ MNm} \leq E_{d, stb} = 683,33 \text{ MNm}. \quad 202$$

6.6.3 Dočasná návrhová situace

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 38.

Zástupná označení zatížení z Obr. 38 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 35.

6.6.3.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlopení

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q r_{v1,k} + F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + F_{G,k}^G r_{G,k} + F_{vy,k}^G r_{vy,k}}{F_{h1,k}^Q r_{h1,k} + F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + F_{w,k}^Q r_{w,k}} \quad 203$$

Dosazením hodnot z Tab. 35 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 203:

$$E_{stb} = 0,70 \times 40,70 + 1,32 \times 0,60 + 28,11 \times 26,77 + 4,32 \times 1,56$$

$$E_{dstb} = 12,09 \times 17,36 + 8,88 \times 22,96 + 0,03 \times 47,32 \quad 204$$

Po vyčíslení vztahů 204 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 788,481 \text{ MNm} \quad SF = 1,90 \quad 205$$

$$E_{dstb} = 415,554 \text{ MNm}$$

6.6.3.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 36.

6.6.3.3 Stanovení mezního stavu překlopení

$$\gamma_1(\gamma_{Q,h1} \psi F_{h1,k}^Q r_{h1,k} - \gamma_{Q,v1} \psi F_{v1,k}^Q r_{v1,k} - \gamma_{Q,vzx} \psi F_{vzx,k}^Q r_{vzx,k} + \gamma_{Q,vzy} \psi F_{vzy,k}^Q r_{vzy,k} + \gamma_{Q,w} \psi F_{w,k}^Q r_{w,k}) \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G r_{G,k} + \gamma_{G,vy} F_{vy,k}^G r_{vy,k} \quad 206$$

Dosazením hodnot z Tab. 35 a Tab. 36 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 206:

$$LS = 1,2 (1 \times 12,09 \times 17,36 - 1 \times 0,70 \times 40,70 - 1 \times 1,32 \times 0,60 + 1 \times 8,88 \times 22,96 + 1 \times 0,03 \times 47,32) = 463,59 \text{ MNm} \quad 207$$

$$PS = 0,9 \times 28,11 \times 26,77 + 0,9 \times 4,32 \times 1,56 = 683,33 \text{ MNm}$$

Po vyčíslení vztahů 207 dostaneme nerovnost:

$$E_{d, dst} = 463,59 \text{ MNm} \leq E_{d, stb} = 683,33 \text{ MNm} \quad 208$$

6.7 Bezpečnost proti nadzvednutí bloku 0

6.7.1 Trvalá návrhová situace

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 36.

Zástupná označení zatížení z Obr. 36 jsou popsána a vyčíslena v předchozí Tab. 31.

6.7.1.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti nadzvednutí

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 209$$

Dosazením hodnot z Tab. 31 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 209:

$$E_{stb} = 0,70 + 0,18 + 28,11$$

$$E_{dstb} = 8,08 \quad 210$$

Po vyčíslení vztahů 210 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$E_{stb} = 28,99 \text{ MN} \quad SF = 3,59 \quad 211$$

$$E_{dstb} = 8,08 \text{ MN}$$

6.7.1.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 32.

6.7.1.3 Stanovení mezního stavu nadzvednutí

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} F_{v2,k}^Q \quad 212$$

Dosazením hodnot z Tab. 31 a Tab. 32 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 212:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 8,08 = 9,70 \text{ MN} \quad 213$$

$$PS = 0,9 \times 28,11 + 1 \times 0,70 + 1 \times 0,18 = 26,18 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 213 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 9,70 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 26,18 \text{ MN}. \quad 214$$

6.7.2 Mimořádná návrhová situace

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 37.

Zástupná označení zatížení z Obr. 37 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 33.

6.7.2.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti nadzvednutí

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{v2,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 215$$

Dosazením hodnot z Tab. 33 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 215:

$$E_{stb} = 0,70 + 0,33 + 28,11 \quad 216$$

$$E_{dstb} = 8,60$$

Po vyčíslení vztahů 216 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 29,13 \text{ MN} \\ E_{dstb} &= 8,60 \text{ MN} \end{aligned} \quad SF = 3,39 \quad 217$$

6.7.2.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 34.

6.7.2.3 Stanovení mezního stavu nadzvednutí

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q + \gamma_{Q,v2} F_{v2,k}^Q \quad 218$$

Dosazením hodnot z Tab. 33 a Tab. 34 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 218:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 8,60 = 10,32 \text{ MN} \quad 219$$

$$PS = 0,9 \times 28,11 + 1 \times 0,70 + 1 \times 0,33 = 26,32 \text{ MN}$$

Po vyčíslení vztahů 219 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 10,32 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 26,32 \text{ MN}. \quad 220$$

6.7.3 Dočasná návrhová situace

Schéma sil působících na konstrukci VD viz. Obr. 38.

Zástupná označení zatížení z Obr. 38 jsou popsána a vyčíslená v předchozí Tab. 35.

6.7.3.1 Stanovení stupně bezpečnosti proti překlopení

$$SF = \frac{F_{v1,k}^Q + F_{G,k}^G}{F_{vzy,k}^Q} \quad 221$$

Dosažením hodnot z Tab. 35 se získá číselník (E_{stb}) a jmenovatel (E_{dstb}) vztahu 221:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 0,70 + 28,11 \\ E_{dstb} &= 8,88 \end{aligned} \quad 222$$

Po vyčíslení vztahů 222 dostaneme stupeň bezpečnosti:

$$\begin{aligned} E_{stb} &= 28,81 \text{ MN} \\ E_{dstb} &= 8,88 \text{ MN} \end{aligned} \quad SF = 3,24 \quad 223$$

6.7.3.2 Stanovení dílčích součinitelů spolehlivosti

Dílčí součinitelé spolehlivosti dle hodnot z Tab. 36.

6.7.3.3 Stanovení mezního stavu překlopení

$$\gamma_1 \gamma_{Q,vzy} F_{vzy,k}^Q \leq \gamma_{G,G} F_{G,k}^G + \gamma_{Q,v1} F_{v1,k}^Q \quad 224$$

Dosažením hodnot z Tab. 35 a Tab. 36 se získá levá (LS) a pravá strana (PS) vztahu 224:

$$\begin{aligned} LS &= 1,2 \times 1 \times 8,88 = 10,66 \text{ MN} \\ PS &= 0,9 \times 28,11 + 1 \times 0,70 = 26,00 \text{ MN} \end{aligned} \quad 225$$

Po vyčíslení vztahů 225 dostaneme nerovnost:

$$E_{d,dst} = 10,66 \text{ MN} \leq E_{d,stb} = 26,00 \text{ MN}. \quad 226$$

6.8 Překročení pevnosti materiálu podloží/hráze bloku D

Numerické řešení bylo provedeno pomocí metody konečných prvků v softwaru GeoStudio. Konkrétně jeho výpočetní modul Sigma/W. Byly použity čtyřbodové izoparametrické prvky. Při řešení byl použit předpoklad homogenního a izotropního tělesa hráze. Výsledky modelového řešení jsou uvedeny v Tab. 37. Jedná se o maximální velikosti účinku zatížení podél základové spáry hráze.

Tab. 37 - Napětí na ZS bloku D

Napětí	Návrhová situace	Účinek zatížení [MPa]
Tlakové	trvalá	1,242
	mimořádná	1,297
	dočasná	1,234
Tahové	trvalá	1,573
	mimořádná	1,881
	dočasná	1,557
Smykové	trvalá	0,778
	mimořádná	0,884
	dočasná	0,773

6.8.1 Trvalá návrhová situace

6.8.1.1 Stanovení stupňů bezpečnosti pevnosti betonu

$$SF = \frac{R_k}{\sigma_k} \quad 227$$

Dosazením hodnot z Tab. 37 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 do rovnice 227 dostaneme následující stupně bezpečnosti:

Tab. 38 - stupně bezpečnosti ZS bloku D

	tlak	tah	smyk
R_k	22,600	2,200	1,656
σ_k	1,242	1,573	0,778
SF	18,20	1,40	2,13

6.8.1.2 Stanovení mezních stavů pevnosti betonu

$$\gamma_1 \gamma_F \sigma_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad 228$$

Dosazením hodnot z Tab. 32 a Tab. 37 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 včetně do rovnice 228, dostaneme postupně tlakové, tahové a smykové napětí:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,24 = 1,49 \text{ MPa} \quad PS = \frac{22,6}{1,5} = 15,07 \text{ MPa}$$

$$E = 1,49 \text{ MPa} \leq R = 15,07 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,57 = 1,89 \text{ MPa} \quad PS = \frac{2,2}{1,5} = 1,47 \text{ MPa} \quad 229$$

$$E = 1,89 \text{ MPa} \geq R = 1,83 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1,1 \times 0,78 = 0,93 \text{ MPa} \quad PS = \frac{1,66}{1,5} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$E = 0,93 \text{ MPa} \leq R = 1,10 \text{ MPa.}$$

6.8.2 Mimořádná návrhová situace

6.8.2.1 Stanovení stupňů bezpečnosti pevnosti betonu

$$SF = \frac{R_k}{\sigma_k} \quad 230$$

Dosazením hodnot z Tab. 37 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 do rovnice 230, dostaneme následující stupně bezpečnosti:

Tab. 39 - stupně bezpečnosti ZS bloku D

	tlak	tah	smyk
R_k	22,600	2,200	1,656
σ_k	1,297	1,881	0,884
SF	17,42	1,17	1,87

6.8.2.2 Stanovení mezních stavů pevnosti betonu

$$\gamma_1 \gamma_F \sigma_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad 231$$

Dosazením hodnot z Tab. 34 a Tab. 37 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 včetně do rovnice 231, dostaneme postupně tlakové, tahové a smykové napětí:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,30 = 1,56 \text{ MPa} \quad PS = \frac{22,6}{1,2} = 18,83 \text{ MPa}$$

$$E= 1,56 \text{ MPa} \leq R= 18,83 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,88 = 2,26 \text{ MPa} \quad PS = \frac{2,2}{1,2} = 1,83 \text{ MPa} \quad 232$$

$$E= 2,26 \text{ MPa} \geq R= 1,47 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 0,88 = 1,06 \text{ MPa} \quad PS = \frac{1,66}{1,2} = 1,38 \text{ MPa}$$

$$E= 1,06 \text{ MPa} \leq R= 1,38 \text{ MPa.}$$

6.8.3 Dočasná návrhová situace

6.8.3.1 Stanovení stupňů bezpečnosti pevnosti betonu

$$SF = \frac{R_k}{\sigma_k} \quad 233$$

Dosazením hodnot z Tab. 37 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 do rovnice 233, dostaneme následující stupně bezpečnosti:

Tab. 40 - stupně bezpečnosti ZS bloku D

	tlak	tah	smyk
R_k	22,600	2,200	1,656
σ_k	1,234	1,557	0,773
SF	18,31	1,41	2,14

6.8.3.2 Stanovení mezních stavů pevnosti betonu

$$\gamma_1 \gamma_F \sigma_k \leq \frac{R_k}{\gamma_M} \quad 234$$

Dosazením hodnot z Tab. 36 a Tab. 37 a jednotlivých pevnostních charakteristik uvedených v kapitole 0 včetně do rovnice 234, dostaneme postupně tlakové, tahové a smykové napětí:

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,23 = 1,48 \text{ MPa} \quad PS = \frac{22,6}{1,5} = 15,07 \text{ MPa}$$

$$E= 1,48 \text{ MPa} \leq R= 15,07 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 1,56 = 1,87 \text{ MPa} \quad PS = \frac{2,2}{1,5} = 1,47 \text{ MPa} \quad 235$$

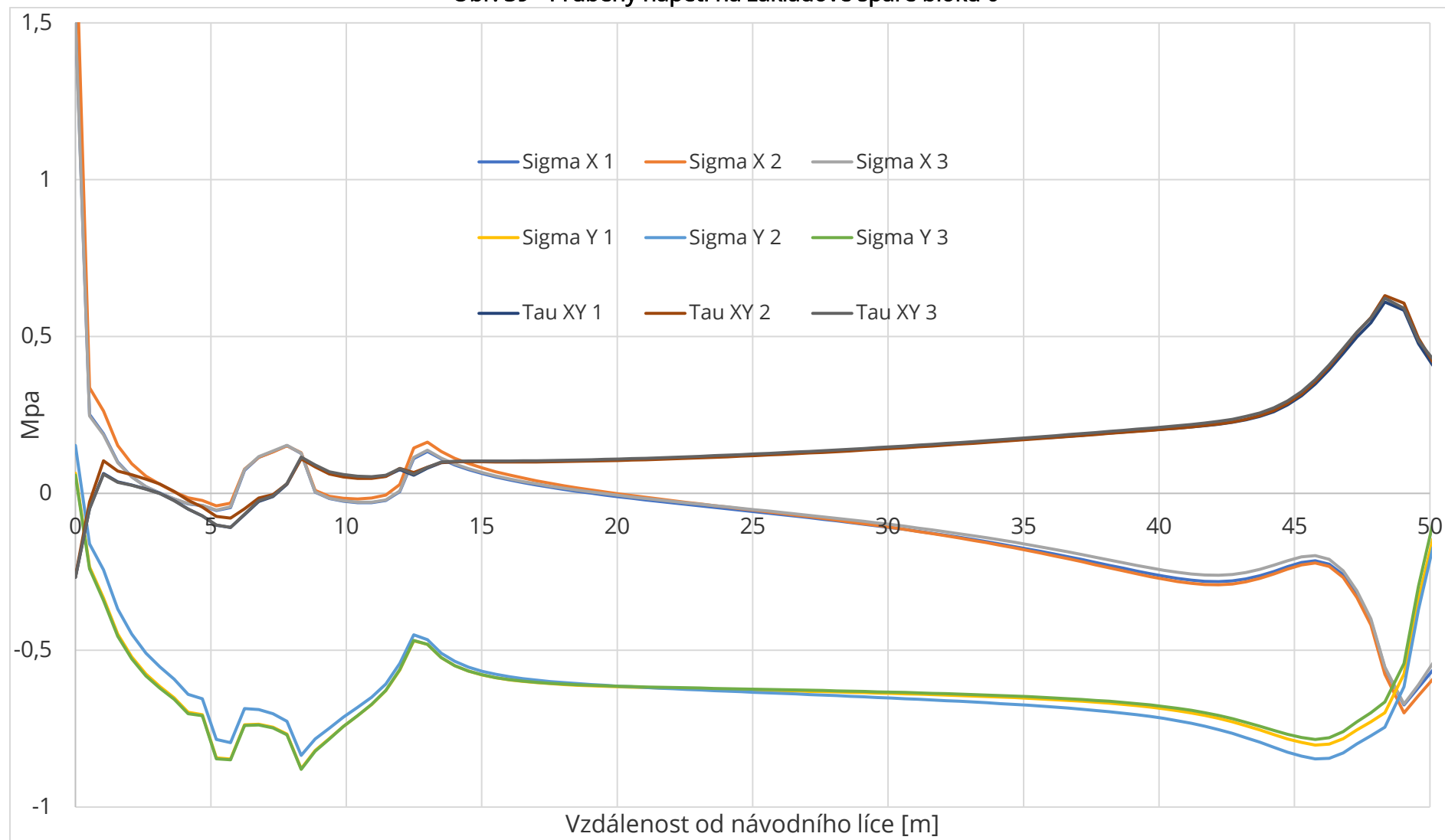
$$E= 1,87 \text{ MPa} \geq R= 1,47 \text{ MPa.}$$

$$LS = 1,2 \times 1 \times 0,77 = 0,93 \text{ MPa} \quad PS = \frac{1,66}{1,5} = 1,10 \text{ MPa}$$

$$E= 1,02 \text{ MPa} \leq R= 1,10 \text{ MPa.}$$

6.8.4 Průběhy napětí na základové spáře bloku 0

Obr. 39 - Průběhy napětí na základové spáře bloku 0



7. VYHODNOCENÍ BEZPEČNOSTI VD VRANOV

Tab. 41 - Srovnání vypočtených stupňů bezpečnosti a mezních stavů

	Popis poruchy	Návrhová situace	SF	Destabilizující účinky	Stabilizující účinky	Vyhodnocení
BLOK D	Usmýknutí	trvalá 1	2,52	20,73MN	24,64MN	VYHOVUJE
		trvalá 2	2,40	21,99MN	24,64MN	VYHOVUJE
		mimořádná 1	2,36	21,64MN	24,64MN	VYHOVUJE
		mimořádná 2	2,23	23,00MN	24,64MN	VYHOVUJE
		dočasná 1	2,44	21,19MN	24,64MN	VYHOVUJE
		dočasná 2	2,31	19,68MN	24,64MN	VYHOVUJE
	Překlopení	trvalá 1	2,18	440,79MNm	750,31MNm	VYHOVUJE
		trvalá 2	1,91	507,59MNm	750,31MNm	VYHOVUJE
		mimořádná 1	2,04	474,11MNm	750,31MNm	VYHOVUJE
		mimořádná 2	1,78	546,79MNm	750,31MNm	VYHOVUJE
		dočasná 1	2,19	442,48MNm	750,31MNm	VYHOVUJE
		dočasná 2	1,91	512,09MNm	750,31MNm	VYHOVUJE
	Nadzvednutí	trvalá 1	3,71	9,39MN	26,24MN	VYHOVUJE
		trvalá 2	2,94	11,84MN	26,24MN	VYHOVUJE
		mimořádná 1	3,44	10,20MN	26,44MN	VYHOVUJE
		mimořádná 2	2,73	12,87MN	26,44MN	VYHOVUJE
		dočasná 1	3,70	9,33MN	25,94MN	VYHOVUJE
		dočasná 2	2,90	11,91MN	25,94MN	VYHOVUJE
	Překročení tlakové pevnosti materiálu hráze	trvalá	21,48	1,26MPa	15,07MPa	VYHOVUJE
		mimořádná	20,53	1,32MPa	18,83MPa	VYHOVUJE
		dočasná	21,70	1,25MPa	15,07MPa	VYHOVUJE
	Překročení tahové pevnosti materiálu hráze	trvalá	1,85	1,42MPa	1,47MPa	VYHOVUJE
		mimořádná	1,51	1,74MPa	1,83MPa	VYHOVUJE
		dočasná	1,91	1,38MPa	1,47MPa	VYHOVUJE
	Překročení smykové pevnosti materiálu hráze	trvalá	2,56	0,78MPa	1,10MPa	VYHOVUJE
		mimořádná	2,37	0,84MPa	1,38MPa	VYHOVUJE
		dočasná	2,59	0,77MPa	1,10MPa	VYHOVUJE
BLOK O	Usmýknutí	trvalá	2,52	21,19MN	24,72MN	VYHOVUJE
		mimořádná	2,37	22,01MN	24,72MN	VYHOVUJE
		dočasná	2,41	22,03MN	24,72MN	VYHOVUJE
	Překlopení	trvalá	1,97	445,73MNm	683,33MNm	VYHOVUJE

		mimořádná	1,85	476,02MNm	683,33MNm	VYHOVUJE
		dočasná	1,90	463,59MNm	683,33MNm	VYHOVUJE
	Nadzvednutí	trvalá	3,59	9,70MN	26,18MN	VYHOVUJE
		mimořádná	3,39	10,32MN	26,32MN	VYHOVUJE
		dočasná	3,24	10,66MN	26,00MN	VYHOVUJE
	Překročení tlakové pevnosti materiálu hráze	trvalá	18,20	1,49MPa	15,07MPa	VYHOVUJE
		mimořádná	17,42	1,56MPa	18,83MPa	VYHOVUJE
		dočasná	18,31	1,48MPa	15,07MPa	VYHOVUJE
	Překročení tahové pevnosti materiálu hráze	trvalá	1,40	1,89MPa	1,47MPa	NEVYHOVUJE
		mimořádná	1,17	2,26MPa	1,83MPa	NEVYHOVUJE
		dočasná	1,41	1,87MPa	1,47MPa	NEVYHOVUJE
	Překročení smykové pevnosti materiálu hráze	trvalá	2,13	0,93MPa	1,10MPa	VYHOVUJE
		mimořádná	1,87	1,06MPa	1,38MPa	VYHOVUJE
		dočasná	2,14	0,93MPa	1,10MPa	VYHOVUJE

Z Tab. 41 je patrné, že blok D vyhovuje všem návrhovým situacím. Pro globální poruchu usmýknutím jsou všechny stupně bezpečnosti nad hodnotu 2,23 a nejmenší rezerva mezních stavů je v podmínce u mimořádně návrhové situace 2. Pro globální poruchu překlopením jsou všechny stupně bezpečnosti nad hodnotu 1,78 a nejmenší rezerva mezních stavů je v podmínce u mimořádně návrhové situace 2. Pro globální poruchu nadzvednutím jsou všechny stupně bezpečnosti nad hodnotu 2,73 a i zde je nejmenší rezerva mezních stavů v podmínce u mimořádně návrhové situace 2. Všechny stupně bezpečnosti jsou nepřímo úměrné podmínkám mezních stavů.

U lokální poruchy překročení některé z pevností materiálu hráze jsme vycházeli z výpočtu v GeoStudiu, který počítá tato přetvoření na základě metody konečných prvků. Nejtěsnější nepřekročení tahové pevnosti bylo u mimořádně návrhové situace. Stupeň bezpečnosti je zde nejmenší, tedy 1,51. Naopak u překročení tlakové pevnosti materiálu hráze jsou stupně bezpečnosti 20krát větší než u těch tahových. Pro všechny lokální poruchy byly nejtěsnější podmínky mezních stavů opět u mimořádně návrhové situace.

Situace v bloku 0 byla obdobná. Podle stupňů bezpečnosti vyhoví všechny návrhové situace, avšak tahové porušení na základové spáře nevyhoví podmínkám mezních stavů. Tento největší účinek tahové napjatosti nastane v obou blocích v místě paty návodního líce. V těchto místech zpravidla dochází ke koncentraci napětí. Tato napětí však v žádném případě nepřekročí pevnost betonu hráze, resp. horniny podloží. Tahová napětí σ_x při návodní patě hráze jsou způsobena zavedením spojitosti podloží a betonu do modelu. Zamezit těmto nepřesnostem by se dalo pomocí zavedení do modelu „kontaktních“ elementů přenášejících pouze tlaková napětí. V Geostudio takové elementy

existují v podobě funkcí „Structural Beams“ a „Structural Bars“. V celkovém výsledku lze konstatovat, že oba posuzované bloky jsou stabilní.

Filtrační proudění pod tělesy uvažovaných bloků D a 0 bylo aproximováno na statisticky naměřené hodnoty TBD. V případě bloku D, který je odlehčován působením drénujícího vrtu 23 z vedlejšího bloku E, lze říci, že životnost tohoto vrtu postupně klesá. Odlehčovací vrt 23 se postupně zanáší, přesněji dochází ke kolmataci. Ta se projevuje v podobě tvorby výrazného výnosu šlemu z vrtu. Do výpočtu se snížení tlakové úrovně v okolí zhlaví vrtu přeneslo v podstatně menší míře. Zanášení podloží hráze se později stalo předpokladem pro zavedení kolmatované vrstvy ve dně hráze. Tento přístup byl po konzultacích přijat jako vhodný prostředek pro získání požadovaných tlakových úrovní tlakoměrných vrtů. Převládá zde jistá spojitost mezi zanášením vrtu 23 a možného zanášení naplaveninami podloží v prostoru před hrází. Tento návrh byl přijat u obou bloků. Do výpočtu podzemního proudění vody v podloží bodem 0 byla navržena injekční clona. Správná funkce a účinek započítané clony z období výstavby hráze může být předmětem dalších úvah. V tomto případě se jednalo o aproximaci výpočtového modelu ke skutečným podmínkám v podloží a tělese hráze. Výsledky řešení filtračního proudění v podloží a velikosti tlaků na základovou spáru nasvědčují tomu, že zavedení těchto výše jmenovaných okrajových podmínek ovlivňuje celkovou stabilitu a bezpečnost hráze.

Aplikace vhodně vybraných dílčích součinitelů spolehlivosti je prvotním předpokladem pro kvalitní výsledky posouzení mezních stavů globální stability přehrady. Dané součinitele spolehlivosti se dají ještě později různě měnit podle vah a hodnot stabilizujících a destabilizujících zatížení. Je čistě na posuzujícím, jaké hodnoty bude brát v potaz. V tomto případě není radno zapomínat na jedno anglické přísloví: „Garbage in, garbage out“. České velice podobné přirovnání k tomu anglickému zní: „Dvakrát měř, jednou řež“. V kontextu této práce to znamená například správně zvolený výpočtový model podzemního proudění. Kalibrace těchto parametrů vedla k přesnějšímu určení vztlkových poměrů v podloží hráze. Dílčí součinitele byly zpřesněny pomocí údajů a poznatků, získaných z TBD.

Metodu mezních stavů je vhodné aplikovat spíše na nově navržená vodní díla. Proto jsem v případě VD Vranov uvedl i tradičnější postup hodnocení bezpečnosti, a to podle stupňů bezpečnosti. Závěrem musím uznat, že obě metody jsou správnou volbou při hodnocení bezpečnosti vodních děl a jsou-li správně aplikovány, podávají srovnatelné výsledky. Metoda dílčích součinitelů je výhodnější v tom, že umožňuje diferencovat nejistoty jednotlivých vstupů do podmínky mezní rovnováhy.

8. CITOVANÁ LITERATURA

1. Říha, J., Špano, M. a kol. *Hodnocení bezpečnosti určených vodních děl metodou mezních stavů*. Brno : VUT v Brně, 2016.
2. ČSN EN Eurokód: *Zásady navrhování konstrukcí*. 1990.
3. Štěpánský, M. *Spolehlivostní vyhodnocování bezpečnostního monitoringu vodních děl pro technickobezpečnostní dohled*. Praha : INSET s.r.o., 2010.
4. KRATOCHVÍL, S. *Vodní nádrže a přehrady*. Praha : Nakladatelství Československé akademie věd, 1961. str. 956.
5. BROŽA, V. - KRATOCHVIL, J. - PETER, P. - VOTRUBA, L. *Přehrady*. Praha : SNTL/ALFA, 1987. str. 546.
6. TANČEV, L. *Dams And Appurtenant Hydraulic Structures*. London : A.A.Balkema Publishers, 2005. str. 1116.
7. ČSN 75 0250 *Zásady navrhování a zatížení konstrukcí vodohospodářských staveb*. 2012.
8. S., Kratochvil. *Měření na betonové přehradě*. Praha : Technicko-vědecké vydavatelství, 1951.
9. US Army Corps Of Engineers. *EM 111 0-2-6053 Earthquake Design and Evaluation of*. 2007.
10. J., Říha a kol. *Úvod do rizikové analýzy přehrad*. Brno, 2008.
11. US Army Corps of Engineers. *EM 1110-2-2100 Stability analysis of concrete structures*. 2005.
12. ČSN EN Eurokód 7: *Návrhování geotechnických konstrukcí*. 1997.
13. VD Vranov. *Povodí Moravy*. [Online] leden 2012 . <http://www.pmo.cz/cz/o-podniku/vodni-dila/vranov/>.
14. Pekárek, K. *Účinnost injektáže jako těsnícího prvku podloží přehrad v dlouhodobém provozu*. Brno : Vodohospodářský rozvoj a výstavba i.p., 1987.
15. Horák, V. – Janků, H. *Vranov nad Dyjí – laboratorní rozbor hornin*. Brno : Ústav geotechniky VUT Brno, 2002. str. 4.
16. Cikrle, P. *Laboratorní zkoušky betonu*. Brno : Ústav zkušebnictví a materiálového inženýrství VUT, 2002. str. 9.
17. K., Lossmann. *Technická zpráva o úředním prováděcím projektu na stavbu přehrady na Dyji ve Vranově*. Vranov, 1934.
18. Kolektiv autorů. *Kolaudační protokol*. Brno, 1935. str. 51.
19. *Zápis z technicko bezpečnostní revize Vranovské přehrady*. ONV Znojmo-odbor vodního hospodářství a energetiky. Vranov : ONV Znojmo-odbor vodního hospodářství a energetiky, 1961.
20. Pekárek, Ing. Karel. *VD VRANOV 21. ETAPOVÁ ZRPÁVA o TBD*. Brno : VODNÍ DÍLA-TBD a.s., květen 2016. str. 19.
21. *Povodí Moravy, s.p. Zpravodaj o vodě*. [Online] 2014. <http://www.pmo.cz/download/zpravodaj-10-2014-nahled.pdf>.
22. Glenn M. Duffield. *Representative Values of Hydraulic Properties*. [Online] http://www.aqtesolv.com/aquifer-tests/aquifer_properties.htm.
23. ČSN 01 0102 *Názvosloví spolehlivosti v technice*. 1979.
24. ČSN 73 1208: *Navrhování betonových konstrukcí vodohospodářských objektů*. 2010.

9. SEZNAMY POUŽITÝCH ZKRATEK A SYMBOLŮ

9.1 Seznam použitých zkratek

ČR	Česká republika.
FAST	Fakulta stavební.
IG	Inženýrskogeologický.
ISO	Mezinárodní organizace pro normalizaci (International Organization for Standardization).
OP	Okrajová podmínka.
PP	Počáteční podmínka.
SF	Stupeň bezpečnosti (Safety Factor).
TBD	Technickobezpečnostní dohled.
ULS	Mezní stav únosnosti (ultimate limit state)
ÚVST	Ústav vodních staveb.
VD	Vodní dílo.
VH	Vodohospodářský.
VUT	Vysoké učení technické.

9.2 Seznam použitých symbolů

μ	Poissonovo číslo
σ_N	normálové napětí
A	plocha porušení
A	akce
A	plocha průřezu podle rozměrů konstrukce
a_d	návrhová hodnota geometrického údaje
B	bariéra
c	soudržnost
c_k	pevnost ve smyku
C_p	koeficient hydrodynamického tlaku
E	modul pružnosti dle oboru zatížení
E_{bu}	dynamický modul pružnosti v tlaku
E_c	statický modul pružnosti v tlaku
E_d	návrhová hodnota účinků zatížení
$E_{d, dst}$	návrhová hodnota účinku destabilizujících zatížení
$E_{d, stb}$	návrhová hodnota účinku stabilizujících zatížení
E_k	charakteristická hodnota účinku zatížení
f	součinitel tření
F_d^A	návrhová hodnota mimořádného zatížení
F_s^A	síla od zemětřeseného zrychlení
$F_{s,k}^A$	charakteristická hodnota horizontální síly od seizmického zatížení
F_g^G	vlastní tíha konstrukce
$F_{G,k}^G$	charakteristická hodnota vlastní tíhy
$F_{k,j}^G$	charakteristické hodnoty stálých zatížení
$F_{p,j}^G$	charakteristická hodnota předpětí
F_{ps}^G	síla od předpětí (u předpjatých konstrukcí)

F_{vy}^G	vlastní tíha vývaru
f_k	charakteristická hodnota součinitele tření
$\gamma_{M,f}$	dílčí součinitel spolehlivosti součinitele tření
F_k	charakteristická hodnota zatížení
$F_{k,dst}$	charakteristické hodnoty destabilizujících zatížení
$F_{k,stab}$	charakteristické hodnoty stabilizujících zatížení
F_d^Q	síla od hydrodynamického tlaku
F_e^Q	síla od ledu na vodní hladině
F_{h1}^Q	horizontální hydrostatická síla od vody v nádrži
F_{h2}^Q	horizontální hydrostatická síla od vody ve vývaru
$F_{k,1}^Q$	charakteristická hodnota hlavních proměnných zatížení
$F_{k,i}^Q$	charakteristické hodnoty vedlejších zatížení
$F_{v,s,k}^Q$	charakteristická hodnota síly od hydrostatického tlaku
F_{v1}^Q	vertikální hydrostatická síla od vody v nádrži
F_{v2}^Q	vertikální hydrostatická síla od vody ve vývaru
F_{vzx}^Q	horizontální vertikální síla vyvolaná tlakem vody v pórech za podmínek hydrostatických nebo hydrodynamických
F_{vzy}^Q	vertikální síla vyvolaná tlakem vody v pórech za podmínek hydrostatických nebo hydrodynamických
F_w^Q	síla od větru
F_z^Q	síla od podloží a nánosů
$F_{z,k}^Q$	síla od zemního tlaku působící na povrch konstrukce
$F_{h,k}$	horizontální síly působící na rovinu porušení
$F_{v,k}$	vertikální síly působící na rovinu porušení
g	gravitační zrychlení
G	stálé zatížení
H	charakteristická výška vodního sloupce od základové spáry po hladinu
h_d	hladina na úrovni vody ve vývaru
$h_h = H_{max}$	hladina na úrovni koruny přelivu
$h_h = MAX$	maximální hladiny vody v nádrži
h_k	charakteristická hloubka
H_k	piezometrická výška vztažená k příslušné srovnávací rovině
h_z	hloubka nánosů u konstrukce
k	hydraulická vodivost
M_S	mezní stav stavby
n	pórovitost
p'	pulsační složka hydrodynamického tlaku
p_d	střední hodnota hydrodynamického tlaku
$p_{k,d}$	charakteristická hodnota hydrodynamického tlaku
$p_{s,k}$	charakteristická hodnota hydrostatického tlaku
$p_{vz,k}$	charakteristická hodnota tlaku vody v pórech
$p_{z,k}$	charakteristická hodnota zemního tlaku
$p_{za,k}$	charakteristická hodnota aktivního zemního tlaku od jemných nánosů
Q_k	charakteristická hodnota proměnného zatížení
R_c	pevnost betonu v tlaku
R_d	návrhová odolnost

R_k	charakteristická hodnota odolnosti
R_t	pevnost betonu v prostém tahu
S	zatížení od přetížení (předpětí, zatěžovací zemní prvek atd.)
S	plocha povrchu konstrukce
S	spolehlivost stavebního objektu
S	stavová funkce neboli rezerva stejného významu jako základní nerovnost mezního stavu
S	stupeň nasycení
SF	„safetyfactor“ stupeň bezpečnosti
T	charakteristická perioda kmitu
U	vztlkové síly působící na základovou desku
V	objem konstrukce podle rozměrů konstrukce
v	rychlost proudění
W_c	tíha vody obsažené ve struktuře
W_G	hmotnost vody nad horním povrchem konstrukce
W_S	tíha konstrukce včetně stálého vybavení a zeminy nad povrchem
X_d	návrhová hodnota vlastnosti materiálu
X_k	charakteristická hodnota vlastnosti materiálu
y	hloubka pod hladinou
z	rameno příslušné síly vzhledem k bodu otáčení
z_k	poloha bodu nad srovnávací rovinou
α	koeficient seismicity
γ_1	součinitel významu
γ_f	dílčí součinitel zatížení zohledňující možné nepříznivé odchylky hodnot zatížení od reprezentativních hodnot
$\gamma_{G,j}$	dílčí součinitel spolehlivosti stálých zatížení
γ_m	dílčí součinitel vlastnosti materiálu
γ_P	dílčí součinitel spolehlivosti předpětí
$\gamma_{q,1}$	dílčí součinitel spolehlivosti hlavních proměnných zatížení
$\gamma_{q,i}$	dílčí součinitel spolehlivosti vedlejších proměnných zatížení
γ_{Rd}	dílčí součinitel pokrývající nejistoty modelu odolnosti včetně geometrických odchylek
γ_{Sd}	dílčí součinitel spolehlivosti modelů zatížení a účinků zatížení
γ_{Sd}	dílčí součinitel zatížení zohledňující nejistoty modelů účinků zatížení a někdy modelů zatížení
δ	koeficient pulzace
$\Delta p_{s,k}$	charakteristická hodnota přírůstku hydrostatického tlaku od seizmického zatížení
η	převodní součinitel (zohledňuje vlivy změny objemu, rozměrů a účinky teploty, vlhkosti, případně další vlivy)
Θ	stupeň spolehlivosti
ρ_k	charakteristická hodnota totální objemové hmotnosti sypaniny
ρ_k	charakteristická objemová hmotnost
ρ_k	charakteristická objemová hmotnost nánosů pod vodou
ρ_s	specifická objemová hmotnost zrn
ρ_v	charakteristická objemová hmotnost vody

σ_c	průměrná pevnost v jednoosém tlaku
$\sigma_{c,k}$	pevnost betonu v tlaku
$\sigma_{ctk0,05}$	5% kvantil charakteristické hodnoty pevnosti betonu v tahu
σ_{pt}	průměrná pevnost v příčném tahu
σ_x	normálové napětí ve směru X
σ_y	normálové napětí ve směru Y
τ_{ck}	pevnost betonu ve smyku
τ_{xy}	normálové napětí ve směru X Y
τ_a	tečné napětí
φ	charakteristická hodnota úhlu vnitřního tření materiálu nánosů
ψ	součinitel kombinace zatížení
$\psi_{0,i}$	kombinační součinitelé vedlejších proměnných zatížení.

10. SEZNAM TABULEK

Tab. 1 - Nejmenší doporučení hodnoty stupně bezpečnosti SF	17
Tab. 2 - Přibližné návrhové životnosti vodohospodářských konstrukcí	21
Tab. 3 - Třídy následků a třídy spolehlivosti podle ČSN EN 1990, ČSN 73 1208 a ČSN 75 0250.	22
Tab. 4 - Hodnoty uvažovaných součinitelů významu γ_1	22
Tab. 5 - Nominální hodnoty objemové hmotnosti běžně používaných materiálů.....	28
Tab. 6 - Reprezentativní hodnoty proměnných zatížení	35
Tab. 7 - Přehled typů globální poruchy betonové hráze a její části	38
Tab. 8 - Přehled f a c	41
Tab. 9 - Soudržnost c pro styk beton – beton.....	41
Tab. 10 - VD Vranov vybrané charakteristiky [13]	50
Tab. 11 - Naměřené hodnoty průsaků a hladin v nádrži od roku 2002.....	55
Tab. 12 - Přehled kulminačních průtoků před výstavbou nádrže 1898–1928 a po výstavbě	57
Tab. 13 - Tabulka potenciálních poruch VD Vranov stanovených TBD	58
Tab. 14 - Přehled typů možných porušení Vranovské přehrady	58
Tab. 15 - Výsledné rovnice lineární regrese	59
Tab. 16 – Uvažované filtrační součinitelé k	61
Tab. 17 – Návrhové situace a jejich okrajové podmínky	62
Tab. 18 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	66
Tab. 19 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti.....	67
Tab. 20 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	68
Tab. 21 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	70
Tab. 22 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti.....	71
Tab. 23 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	72
Tab. 24 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	74
Tab. 25 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti.....	75
Tab. 26 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	76
Tab. 27 - Napětí na ZS bloku D	86
Tab. 28 - stupně bezpečnosti ZS bloku D	86
Tab. 29 - stupně bezpečnosti ZS bloku D	87
Tab. 30 - stupně bezpečnosti ZS bloku D	88
Tab. 31 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	91
Tab. 32 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti.....	92
Tab. 33 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	94
Tab. 34 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti.....	94
Tab. 35 - Vyčíslení jednotlivých sil a momentů od zatížení.....	96
Tab. 36 - Hodnoty uvažovaných dílčích součinitelů spolehlivosti.....	96
Tab. 37 - Napětí na ZS bloku D	101
Tab. 38 - stupně bezpečnosti ZS bloku D	102
Tab. 39 - stupně bezpečnosti ZS bloku D	102
Tab. 40 - stupně bezpečnosti ZS bloku D	103
Tab. 41 - Srovnání vypočtených stupňů bezpečnosti a mezních stavů	105

11. SEZNAM OBRÁZKŮ

Obr. 1 – Vývoj metod dílčích součinitelů	14
Obr. 2 - Princip metody dílčích součinitelů	18
Obr. 3 - Normální rozdělení vztažené na rovnici stability a přehled dílčích součinitelů ...	19
Obr. 4 - Postup při stanovení spolehlivosti určených VD metodou podle mezních stavů	25
Obr. 5 - Rozdělení vztaku na základ zdi	30
Obr. 6 - Izotermy uvnitř přehradní zdi	32
Obr. 7 - Maximální vertikální napětí během zemětřesení na přehradě San Fernando	33
Obr. 8 - Přehrada Vír, geologické poměry v podloží a umístění rozpěrné desky pro přenos zatížení přehrady do pevných migmatitů	34
Obr. 9 - Usmýknutí hráze podél rovinné základové spáry a podél smykové plochy obecného tvaru	38
Obr. 10 - Schéma sil působících na betonovou gravitační hráz	39
Obr. 11 - Příznivé a nepříznivé účinky podloží pod ZS	40
Obr. 12 - Překlopení konstrukce VD okolo bodu (tížná hráz)	43
Obr. 13 - Schéma sil působících na betonovou gravitační hráz	44
Obr. 14 - Varianty bodu otáčení hráze	44
Obr. 15 – Nadzvednutí vývarové desky u betonové gravitační hráze	46
Obr. 16 - Schéma sil působících na betonovou gravitační hráz	46
Obr. 17 – Lokální překročení tahové pevnosti materiálu u návodní paty betonové hráze	48
Obr. 18 - Lokální překročení tlakové pevnosti podloží pod betonovou hrází	48
Obr. 19 - Překročení tlakové, smykové pevnosti v oslabených profilech	48
Obr. 20 - Pohled na hráz z Claryho kříže (léto 2017)	49
Obr. 21 - Fotka z průběhu výstavby Vranovské přehrady	52
Obr. 22 - Příčné řezy rozmístění jednotlivých typů betonu v tělese hráze	53
Obr. 23 - nárůst průměrné pevnosti betonu v tlaku	54
Obr. 24 - Trendové snížení průměrného průsaku a průměrné hladiny v nádrži	55
Obr. 25 - Průměrné trendové snížení průsaku	56
Obr. 26 - Zkoumané období pro regresní analýzu	60
Obr. 27 - Vztlak na ZS bloku D	63
Obr. 28 - Vztlak na ZS bloku 0	64
Obr. 29 - Schéma sil působících na konstrukci	65
Obr. 30 - Schéma sil působících na konstrukci	68
Obr. 31 - Schéma sil působících na konstrukci	70
Obr. 32 - Schéma sil působících na konstrukci	72
Obr. 33 - Schéma sil působících na konstrukci	74
Obr. 34 - Schéma sil působících na konstrukci	76
Obr. 35 - Průběhy napětí na základové spáře bloku D	90
Obr. 36 - Schéma sil působících na konstrukci	91
Obr. 37 - Schéma sil působících na konstrukci	93
Obr. 38 - Schéma sil působících na konstrukci	95
Obr. 39 - Průběhy napětí na základové spáře bloku 0	104

12. SEZNAM PŘÍLOH

12.1 *Umístění hráze vodního díla Vranov nad Dyjí*

12.2 *Situace bloků B a 0* *M 1 : 1000*

12.3 *Příčný řez blokem D* *M 1 : 300*

12.4 *Příčný řez blokem D* *M 1 : 300*

12.5 *Průběhy piezometrických výšek pod blokem D*

12.6 *Průběhy piezometrických výšek pod blokem 0*

12.7 *Průběhy napětí v bloku D a jeho podloží*

12.8 *Průběhy napětí v bloku 0 a jeho podloží*