

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Contribution a l'etude de la probabilité de défaillance au glissement d'un barrage poids en béton ..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 7-0003-15

APA Citation ( APA توثيق ):

Kerkar, Mohamed Essaddik (2015). Contribution a l'etude de la probabilité de défaillance au glissement d'un barrage poids en béton .[Thèse de magister, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتمكين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA  
RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE



**ENSH n° :.....**

**MEMOIRE DE MAGISTER  
DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE**

Présenté par

**KERKAR MOHAMED  
ESSADDIK**

Pour obtenir le grade de

**MAGISTER DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE**

Spécialité

**Génie de l'Eau**

Sujet du mémoire

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE AU  
GLISSEMENT D'UN BARRAGE POIDS EN BETON**

Mémoire présenté et soutenu à Blida le **Mardi 01/ 12 / 2015** devant le jury composé de :

MEDDI Mohamed.

Professeur

Président

REMINI Boualem.

Professeur

Examineur

AMAR BOUZID Djillali.

Maître de conférences, Cl. A

Examineur

MIHOUBI Mustapha Kamel

Professeur

Rapporteur

## REMERCIEMENTS

---

*Ce travail a été réalisé à l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique ARBAOUI ABD ELLAH (ENSH-Blida). Je remercie « Allah » de m'avoir donné la volonté, le courage et la santé pour réaliser ce travail de recherche. J'exprime ma reconnaissance à Monsieur Mustapha Kamel MIHOUBI, Professeur, Chef de Département Aménagement et Génie hydraulique à l'Ecole, qui a proposé et accepté de diriger ce travail. Je le remercie très chaleureusement pour sa confiance, sa disponibilité, son soutien moral, ses connaissances scientifiques et la qualité de son encadrement. Je lui garde toute mon respect et amitié.*

*Mes vifs remerciements vont également au Professeur MEDDI Mohamed, Directeur Adjoint Post Graduation et de la Recherche Scientifique, pour son aide et moyens logistiques et administratives qu'il a mis à ma disposition, et pour avoir accepté de me faire l'honneur de présider l'honorable jury.*

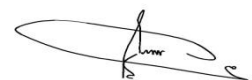
*Mes vifs remerciements vont aux membres de jury, Monsieur REMINI Boualem, Professeur à l'Université Saad Dahlab-Blida, je remercie également le Docteur AMAR BOUZID Djilali, Maître de conférences, Chef de département Génie Civil de l'Université Saad Dahlab-Blida, d'avoir accepté de faire partie de mon jury.*

*Je remercie très chaleureusement mes deux sources de lumière, mon père et ma mère, qui m'ont, et qui continuent à m'éclairer. Je tiens à les remercier profondément pour leur amour et leurs sacrifices.*

*Que le Tout Puissant me les garde autant que possible. Sans oublier mes frères et ma sœur pour le soutien qu'ils m'ont tous et toutes accordé.*

*Finalement, mes vifs remerciements à toutes les personnes ayant aidé de près ou de loin à l'élaboration et la réussite de ce travail.*

KERKAR MOHAMED ESSADDIK



## *Dédicace*

*A ma très chère mère et à mon très cher père.*

*A toute ma famille.*

*Aux tous les familles : Zidane, Drissi, Bellah, Khettab, Hammouda,  
Ghuri, Hammouche, Mokran, Harnafi, El Habass, Rarbo et Bouziane.*

*A Monsieur Ridha Ouakil et à son fils Abd Ellah.*

*A Monsieur Rahmani Mahfoud.*

*A Monsieur Mehiadinne Mohamed.*

*A mes copains : Hassan, Abdo, Ahmed, Marsek, Bilal, Fateh, Hakim,  
younece, youcef, samir, Hamza et Adel.*

*Je ne serai terminé sans citer mes collègues :*

*Oueld Moussa Mustapha, Haddad AEK, Rebhi Wahiba, Saker Mahdi, Ben  
safi rachid et wahid.*

سلامة السد يمكن أن تكون بنحو من تقنيات تحليل المخاطر، وهي تأخذ في الاعتبار تقديرات المخاطر المرتبطة مع النظام السد - الخزان. ولهذا الغرض، من المهم تحديد احتمال فشل ما من عدة أوضاع الفشل. البحث التالي يدرس احتمال تقديري الأكثر شيوعاً في السدود الجاذبية هو الفشل عن طريق الانزلاق. الفكرة الرئيسية في هذا البحث هي تحليل وتقدير احتمال فشل سد موجود فيما يخص الانزلاق في مختلف أوضاع العمل باستخدام أساليب من الموثوقية و تقنيات المحاكاة الرقمية.

الفكرة من هذا البحث هي منهجية تقدير احتمال فشل سد جاذبية بالانزلاق على طول الواجهة السد- القاعدة مع الحالات الاستعمال الثلاث: الحالة الطبيعية، الحالة استثنائية و حالة الزلزال مع مختلف ظروف الصرف. طريقة حساب موثوقية ذات مستوى 2 المبنية على حسابات تقريبية لتايتور، طريقة أخرى ذات مستوى 3 من محاكاة مونتي كارلو. النتائج المتحصل عليها يتم مقارنتها مع برنامج رقمي حاسب للاحتمال الفشل.

**الكلمات الرمزية :** سد الجاذبية - الانزلاق - الاحتمالية - الفشل - موثوقية - محاكاة مونتي كارلو - طريقة *FORM* و *SORM* - *CADAM*.

## Résumé

La sécurité d'un barrage peut être évaluée par des techniques d'analyse du risque, cette dernière est basée sur l'estimation de la probabilité de défaillance à partir des effets de sollicitation et de résistance qui agissent sur un barrage-réservoir. Le travail de ce mémoire s'intéresse à l'estimation de la probabilité de défaillance au glissement pour un barrage type poids suivant les différents événements de charges et de l'état du système de drainage par application de deux méthodes de calcul de fiabilité, l'une fondée sur l'approximation de Taylor (niveau II) et une autre technique basée sur les simulations numériques de la méthode de Monte-Carlo (niveau III).

Les résultats obtenus ont permis de déceler des enseignements intéressants sur l'évolution de la probabilité de défaillance dans le barrage en fonction du profil et de l'état sutural du barrage en sus des sollicitations et conditions évoquées précédemment.

**Mots-clés :** Barrage poids - glissement - probabiliste - défaillance - fiabilité - simulations de Monte Carlo - méthodes *FROM* et *SROM* - *CADAM*.

## Abstract

The safety of a dam can be estimated by techniques of analysis of the risk, it takes into account estimations of the risk associated with the system of dam-reservoir. For that purpose, it is important to quantify the probability of failure for several failure modes. This thesis makes the probability estimation of a more current failure mode in dams; it is the failure in the sliding for a gravity concrete dam. The main idea of this thesis is to analyze the estimation of the probability of failure of existing dams in the sliding for various events of load by using methods of reliability and techniques of simulation.

The thesis concerns a methodology to estimate the probability of failure of gravity concrete dam in sliding along the interface dam-foundation with three cases of exploitations; normal case, exceptional case and extreme case for two various conditions of drainage. A method of calculation of reliability (level 2), it bases) on Taylor's approximation and another method (level 3) by Monte Carlo simulations. Conclusions are pulled at the end by comparing the results obtained from a code of calculation of probability of failure.

**Keywords:** Gravity dam - sliding - probabilistic - failure - Reliability - Monte Carlo simulations - *FORM* and *SORM* methods - *CADAM*.

# TABLE DES MATIERES

## CHAPITRE I : ETAT DE CONNAISSANCES SUR LES DEVELOPPEMENTS DE THEORIES DE CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS

Introduction.....	1
I.1. GENERALITE SUR LES BARRAGES POIDS.....	1
I.1.1. Historique et développement de barrages poids.....	1
I.1.2. Définition.....	2
I.1.3. Mécanismes de rupture des barrages poids.....	2
- Barrage de Saint-Francis (Etats-Unis. 1928).....	2
- Barrage de Cheurfas I (1885).....	3
I.1.4. Causes de rupture de barrage-poids.....	3
I.1.4.1. Problèmes techniques.....	3
I.1.4.2. Causes naturelles.....	3
I.1.4.3. Causes humaines (anthropiques).....	3
I.2. TYPOLOGIE DES BARRAGES POIDS.....	3
I.2.1. Barrages-poids en maçonnerie.....	4
I.2.2. Barrage-poids en béton.....	4
- Barrage-poids en béton conventionnel.....	4
- Barrage-poids compacté au rouleau (BCR).....	4
- Valeurs guides du poids volumique.....	4
I.3. FONDATION.....	5
I.4. CALCUL DE STABILITE PAR METHODES DETERMINISTES.....	5
I.4.1. Calcul des actions.....	5
I.4.1.1. Actions permanentes.....	5
- Poids propre.....	5
- Poussées hydrostatiques amont.....	6
- Poussée des sédiments.....	6
- Poussées hydrostatiques aval.....	6
- Action des sous-pressions.....	6
- Action des glaces.....	8
I.4.1.2. Actions accidentelles.....	8
- Poussées hydrostatiques exceptionnelles.....	8
I.4.1.3. Action sismique.....	8
a) Charges dues à l'accélération horizontale de séisme.....	8
I.4.2. Méthode de calcul sismique.....	9
I.4.2.1. Calcul des actions sismique par la méthode pseudo-statique.....	9
I.4.2.2. Calcul des actions sismiques par la méthode pseudo-dynamique.....	11
I.4.3. Combinaison de charges.....	15
I.4.4. Justification au non cisaillement.....	15
I.4.5. Justification de non extension du parement amont.....	16
I.4.5.1. Maçonnerie.....	16
I.4.5.2. Béton.....	17
I.4.5.3. Règle du tiers central.....	17
I.4.6. Justification au non renversement.....	17
I.4.7. Justification au non glissement du barrage sur sa fondation.....	18
I.4.8. Principe surface de glissement est leur résistance.....	18

I.5. METHODES DE RESISTANCE AU GLISSEMENT.....	19
I.5.1. Méthode de friction de cisaillement.....	19
I.5.2. Méthode d'équilibre limite.....	20
I.5.2.1. Hypothèses.....	20
I.6. CRITERE DE COMPRESSION.....	20
I.7. CALCUL DES CONTRAINTES.....	20
I.8. CALCUL DE STABILITE PAR APPROCHE SEMI-PROBABILISTE.....	21
I.8.1. Définition des Eurocodes.....	21
I.8.2. Principe de la méthode semi-probabiliste.....	22
I.8.3. Méthode semi-probabiliste.....	22
I.8.4. Valeurs représentatives.....	23
I.8.5. Les états-limites.....	24
I.8.6. Principales situations.....	24
I.8.6. Principe de calcul.....	25
I.9. METHODES D'ANALYSE DE STABILITE DES BARRAGES-POIDS.....	26
I.9.1. Méthode de gravité.....	27
I.9.1.1. Hypothèses de la méthode de gravité.....	27
I.9.2. Méthodes des éléments finis.....	27
CONCLUSION.....	28

## **CHAPITRE II : PROBABIITE DE DEFAILLANCE D'UN BARRAGE POIDS**

Introduction.....	29
II.1. HISTORIQUE SUR LA DEFAILLANCE DES BARRAGES.....	29
II.1.1. Barrage d'Austin aux Etats Unis, Pennsylvanie.....	29
II.1.2. Barrage Upper Stillwater aux Etats Unis, Duchesne.....	30
II.1.3. Barrage d'Austin TX aux Etats Unis, Texas.....	30
II.1.4. Barrage de Malpasset en France.....	30
II.2. ANALYSE DES RISQUES.....	31
II.2.1. Définition de risque.....	31
II.2.2. Traitement des risques.....	31
II.2.3. Processus de management du risque.....	32
II.2.4. Défaillance d'un système.....	32
II.2.5. Objectif d'analyse des risques.....	33
II.2.6. Echelle de probabilité de défaillance et classification en gravité.....	33
II.3. ANALYSE PROBABILISTE.....	34
II.3.1. Événements et règles de base de probabilité.....	34
II.3.2. Conditions fondamentales pour la probabilité des événements.....	35
II.3.3. Variable aléatoire continue.....	35
II.3.4. Lois de probabilité.....	35
II.3.5. Distributions de probabilité.....	36
II.3.5.1. Distribution uniforme.....	36
II.3.5.2. Distribution normale.....	36
II.3.5.3. Distribution log normale.....	36
II.3.6. Probabilité de défaillance.....	37
II.3.7. Espace d'analyse probabiliste.....	38
II.4. FIABILITE SRSTRUCTURELLE.....	38
II.4.1. Définition.....	38
II.4.2. Conception pour la fiabilité (Design for Reliability) .....	39
II.4.3. Arbres de défaillances.....	39
II.4.4. Sécurité, défaillance et fonction d'état limite.....	40
II.4.4.1. Notion de fonction de défaillance.....	40
II.4.5. Indice de fiabilité.....	42
II.4.5.1. Indice de Cornell.....	43

II.4.5.2. Indice de Hasofer-Lind.....	44
II.4.5.3. Indice de Fiabilité Généralisé.....	45
II.4.6. Niveaux mesurant la fiabilité des ouvrages.....	45
II.5. CRITERES DE FIABILITE ET EXEGENCES D'ACCEPTATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE.....	46
II.5.1. Critères sur la fiabilité de système.....	46
II.5.2. Indices de fiabilité pour le système structurel.....	47
II.5.3. Facteurs d'influence.....	47
CONCLUSION.....	48

**CHAPITRE III : MODELES PROBABILISTES DE CALCUL DE STABILITE  
D'UN BARRAGE POIDS**

Introduction.....	49
III.1. MÉTHODES DE CALCUL DE FIABILITE.....	49
III.1.1. Méthode d'estimation de la valeur moyenne.....	50
III.2. METHODES DE FIABILITE DU PREMIER ET DEUXIEME ORDRE SELON SERIES DE TAYLOR ( <i>FORM &amp; SORM METHOD</i> ) .....	50
III.2.1. Principe et méthodologie.....	51
III.2.2. Méthode de <i>FORM (First Order Reliability Method)</i> .....	51
III.2.2.1. Transformation vers l'espace normale (Gaussien) standard et linéarisation de la fonction d'état limite.....	52
III.2.2.2. Séries de Taylor par approximation.....	53
III.2.3. Méthode de <i>SORM (Second Order Reliability Method)</i> .....	54
III.3. SIMULATION PAR LA TECHNIQUE DE MONTE CARLO.....	55
III.3.1. Composantes d'une simulation de Monte Carlo (algorithme générique) .....	56
III.3.2. Tirage d'importance.....	57
III.3.3. Génération de variables aléatoires.....	57
III.4. UTILITE DE L'ANALYSE DE FIABILITE.....	59
CONCLUSION.....	60

**CHAPITRE IV : APPROCHE D'ANALYSE PROBABILISTE DE SECURITE D'UN  
BARRAGE**

Introduction.....	61
IV.1. DEFINITION.....	61
VI.2. APERÇU SUR L'ORGANISATION GENERALE DU CADAM.....	62
IV.3. OPTIONS DANS CADAM.....	63
IV.3.1. Analyses statiques.....	63
IV.3.2. Analyses sismiques.....	63
IV.3.3. Analyses post-sismiques.....	63
IV.3.4. Analyse de charge progressive.....	63
IV.3.4. Analyse probabiliste de sécurité (simulation de Monte-Carlo) .....	63
IV.4. CAPACITES DE MODELISATION.....	63
IV.4.1. Géométrie de la section.....	63
IV.4.2. Masses.....	64
IV.4.3. Matériaux.....	64
IV.4.4. Joints de levées.....	65
IV.4.5. Réservoirs, charge de glace, débris flottants et sédiments.....	65
IV.4.6. Système de drainage et sous-pressions.....	66
IV.4.7. Câble de post-tension.....	66



IV.4.8. Forces appliquées.....	66
IV.4.9. Analyse pseudo-statique.....	67
IV.4.10. Analyse pseudo-dynamique.....	67
IV.4.11. Options de fissuration.....	67
IV.4.12. Combinaisons de charge.....	67
IV.4.13. Analyses probabilistes.....	68
IV.4.14. Analyse Progressive.....	68
IV.5. ANALYSE PROBABILISTE PAR CADAM.....	68
IV.5.1. Simulation de Monte-Carlo dans CADAM.....	70
IV.5.1.1. Objectif.....	70
IV.5.1.2. Procédure de calcul.....	70
IV.5.1.3. Nombre de simulations exigées.....	70
Conclusion.....	71

## **CHAPITRE V : CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS PAR METHODES PROBABILISTES**

Introduction.....	72
V.1. DESCRIPTION DES CARACTERISTIQUES DES BARRAGES D'ETUDE.....	72
V.1.1. Barrage Boussiaba.....	72
V.1.1.a. Situation du barrage.....	72
V.1.1.b. Sismicité.....	73
V.1.1.c. Géologie du site du barrage.....	73
V.1.1.d. Corps du barrage, drainage.....	73
V.1.1.e. Drainage.....	73
V. 1.2. Barrage Koudiat Acerdoune.....	73
V. 1.2.a. Situation du barrage.....	73
V.1.2.b. Sismicité.....	73
V.1.2.c. Géologie du site du barrage.....	74
V.1.2.d. Corps du barrage.....	74
V.1.2.e. Système de drainage.....	74
V.1.3. Barrage Oued Fodda.....	74
V.1.3.a. Situation du barrage.....	74
V.1.3.b. Géologie du site.....	75
V.1.3.c. Sismicité.....	75
V.1.3.d. Corps du barrage.....	76
V.1.4. Barrage Beni Haroun.....	76
V.1.4.a. Situation du barrage.....	76
V.1.4.b. Géologie du site du barrage.....	76
V.1.4.c. Corps du barrage.....	77
V.1.4.d. Système de drainage.....	77
V.1.5. Barrage Hamiz.....	77
V.1.5.a. Situation du barrage.....	77
V.1.5.b. Sismicité.....	78
V.1.5.c. Géologie du barrage.....	78
V.1.5.d. Corps du barrage.....	78
V.1.5.e. Drainage.....	78
V.1.6. Barrage Cheurfas II.....	78
V.1.6.b. Géologie de la fondation.....	78

V.1.6.c. Corps du barrage.....	79
V.1.7. Barrage Rupsiabagar-Khasiabara.....	79
V.1.7.a. Situation du barrage.....	79
V.1.7.b. Sismicité.....	80
V.1.7.c. Géologie du barrage.....	80
V.1.7.d. Corps du barrage.....	80
V.2. VARIABLES ALEATOIRES.....	80
V.3. CALCUL DES SOLlicitATIONS DE CHARGES.....	81
V.4. ANALYSE DE LA STABILITE AU GLISSEMENT PAR MODELES PROBABILISTE.....	82
V. 4.1. Méthode de FORM par l'approximation des séries de Taylor.....	82
V.4.2. Méthode de simulation selon la méthode de Monte Carlo.....	93
V.4.3. Approche de calcul probabiliste par le code CADAM.....	103
V .5. CALCUL DES CONTRAINTES.....	106
V.6. RESULTATS ET DISCUSSION.....	108
Conclusion.....	111

# LISTE DES FIGURES

## CHAPITRE I : ETAT DE CONNAISSANCES SUR LES DEVELOPPEMENTS DE THEORIES DE CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS

Figure I.1 : Photo des ruines de l'antique du barrage Marib(Anton et Henri, 2011).....	2
Figure I.2 : Répartitions des sous-pressions (CFGB, 2002).....	7
Figure I.3 : Pressions hydrodynamiques sur le parement amont d'un barrage dû à l'effet horizontal de tremblement de terre (Denver et Colorado, 1976).....	9
Figure I.4 : Epures de la poussée hydro sismique selon méthode pseudo- statique de Westergaard (CFGB, 2012).....	10
Figure I.5 : Forces agissantes sur un barrage (analyse séismique Pseudo dynamique) (Kitapcigil, 2010).....	11
Figure I.6 : Valeurs standard périodique pour le rapport de rallongement $R_r$ et atténuation supplémentaire $\xi_r$ due aux effets hydrodynamiques (Kitapcigil, 2010).....	12
Figure I.7 : Valeurs périodiques standard pour rapport de rallongement $R_r$ et l'atténuation supplémentaire $\xi_f$ due à l'interaction Barrage-roche (Kitapcigil, 2010).....	12
Figure I.8 : Valeurs standard de la pression hydrodynamique $p(y)$ pour un réservoir vide, $H/H_s = 1$ ; $\alpha = 0,75$ et $0,50$ (Kitapcigil, 2010).....	13
Figure I.9 : Evolution de la période fondamentale standard et de mode de vibration $f(y)$ pour barrages-poids en béton (Kitapcigil, 2010).....	14
Figure I.10 : Valeurs standard pour fonction de pression hydrodynamique ((Kitapcigil, 2010).....	14
Figure I.11 : Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer $C_{fond}$ et $j_{fond}$ . (CFGB, 2006).....	15
Figure I.12 : Surfaces de glissement potentielles avec ces caractéristiques (Anton et Henri, 2011).....	18
Figure I.13 : Contraintes verticales et horizontales au parement amont et aval de barrage (Ljubomir, 2005).	21
Figure I.14 : Valeur caractéristique $R_k$ définie comme le fractile à 95% de la distribution c'est-à-dire $R_k$ à 95% de chance d'être dépassée (Ballière et al, 2012).....	23
Figure I.15 : Organigramme des vérifications (Moine et al, 2000).....	26
Figure I.16 : Variation des fissurations de base avec module de déformation(Lombardi, 2002).....	27

## CHAPITRE II : PROBABIITE DE DEFAILLANCE D'UN BARRAGE POIDS

Figure II.1 : Photo sur l'état de barrage et de la ville d'Austin après la défaillance par glissement (Anderson et al, 1998).....	29
Figure II.2 : État de barrage d'Austin TX après la défaillance par glissement (Anderson et al, 1998).....	30
Figure II.3 : État de barrage Malpasset après la défaillance (Anderson et al, 1998).....	31
Figure II.4 : Processus de management du risque issu de la norme ISO 31000(CFBR et AFEID, 2011).....	32
Figure II.5 : Santé et sécurité exécutives et probabilité de défaillance selon HSEB (Eddleston et al, 2014).....	34
Figure II.6 : Représentation des fonctions de distribution : (a) Fonction de distribution, (b) Fonction de densité (Sørensen, 2004).....	35
Figure II.7 : Distribution d'une loi uniforme (Beser, 2005).....	36
Figure II.8 : Distribution d'une loi normale. (Beser, 2005).....	36
Figure II.9 : Distribution d'une loi log normale.....	37
Figure II.10 : Espace d'analyse structurale de fiabilité des barrages (Altarejos et al, 2012).....	38
Figure II.11 : Décroissance de fiabilité $R(t)$ en fonction de temps (Zwingmann, 2005).....	39
Figure II.12 : Structure d'un arbre de défaillance (Zwingmann, 2005).....	39

Figure II.13 : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité (Ballière et al, 2012).....	40
Figure II.14 : Fiabilité différentielle d'une structure fondée sur les distributions de charges et de résistances (Allen et al, 1997).....	42
Figure II.15 : Représentation géométrique de l'indice de fiabilité $\beta$ , du point de fonctionnement $z_0$ et des cosinus directeurs $\alpha$ (Ballière et al, 2012).....	42
Figure II.16 : Courbe de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction de l'indice de fiabilité $\beta$ (Ballière et al, 2012).....	43
Figure II.17: Illustration géométrique de l'indice de Cornell (Broniatowski et Hermannkom, 2014).....	44

### **CHAPITRE III : MODELES PROBABILISTES DE CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS**

Figure III.1: Fonction de défaillance dans l'espace $x$ et $\mu$ (Sørensen, 2004).....	50
Figure III.2 : Cosinus de direction $\alpha_i$ du point de fonction d'état limite. (Marie, 2010).....	51
Figure III.3 : Schéma de transformation de variable de base vers l'espace normal standard et linéarisation de la fonction d'état limite (Marie, 2010).....	53
Figure III.4 : Coefficient de variation de la probabilité de défaillance en fonction de nombre de simulations pour la méthode de Monte Carlo. (Beser, 2005).....	56
Figure III.5 : Tirage importance (Soheil, 2007).....	57
Figure III.6 : Représentation de la fonction de densité de probabilité et celle de distribution cumulative de la variation aléatoire (Beser, 2005) .....	58
Figure III.7 : Méthode de transformation. (Beser, 2005).....	58

### **CHAPITRE IV : APPROCHE D'ANALYSE PROBABILISTE DE SECURITE D'UN BARRAGE**

Figure IV.1 : Organigramme générale du code CADAM (Leclerc et al, 2002).....	62
Figure IV.2 : Géométrie du barrage de Beni Haroun.....	64
Figure IV.3 : Liste des masses concentrées.....	64
Figure IV.4 : Propriétés des matériaux du barrage Beni Haroun.....	64
Figure IV.5 : Introduction des caractéristiques des joints de levées barrage Beni Haroun.....	65
Figure IV.6 : Introduction des charges du bief amont et aval du réservoir du barrage Beni Haroun.....	65
Figure IV.7 : Données relative au système de drainage et sous-pressions Barrage Beni Haroun.....	66
Figure IV.8 : Schéma représentatif de la section type du barrage Beni Haroun.....	66
Figure IV.9 : Procédure d'analyse probabiliste de la sécurité dans CADAM (Leclerc et al, 2001).....	69

### **CHAPITRE V : CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS PAR METHODE SPROBABILISTES**

Figure V.1 : Situation du site du barrage de Boussiaba, Echelle 1/500 000.....	72
Figure V.2 : Situation du barrage d'Oued Fodda, Echelle 1 /50 000 .....	75
Figure V.3 : Profil géologie du site (Rouzaudet al, 2005).....	75
Figure V.4 : Situation du barrage de Beni Haroun, Echelle 1/500 000.....	76
Figure V.5 : Levé Géologique du barrage Beni Haroun. Echelle 1/50 000.....	77
Figure V.6 : Situation du barrage Hamiz, Echelle 1/50 000.....	77
Figure V.7 : Situation du barrage Rupsiabagar-Khasiabara (NTPC, 2007).....	79

Figure V.8 : Résultat comparatif de la probabilité de défaillance du code R en fonction du code CADAM..	85
Figure V.9 : Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Boussiaba.....	86
Figure V.10: Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Koudit Acerdoune.....	87
Figure V.11: Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Oued Fodda.....	88
Figure V.12: Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Beni Haroun. ....	89
Figure V.13 : Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Hamiz.....	90
Figure V.15 : Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Cheurfas II.....	91
Figure V.14: Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Rupsiabagar-Khasiabara.....	92
Figure V.16: Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Boussiaba.....	96
Figure V.17: Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Koudiat Acerdoun.....	97
Figure V.18: Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Oued Fodda.....	98
Figure V.19 : Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Beni Haroun.....	99
Figure V.20 : Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Hamiz.....	100
Figure V.21 : Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Cheurfas II.....	101
Figure V.22: Evolution de la probabilité de défaillance $P_f$ en fonction du rapport (y/H) pour le barrage Rupsiabagar Khasiabara.....	102
Figure V.23 : Probabilité de défaillance au glissement en fonction du taux de fonctionnement du dispositif de drainage pour une exploitation usuelle; (a) barrage Boussiaba, (b) barrage Ouedfodda, (c) barrage BeniHaroun.....	105
Figure V.24 : Evolution de la probabilité de défaillance au glissement en fonction des contraintes en situation exceptionnelle et drainage effectif.....	106
Figure V.25 : Evolution de la probabilité de défaillance au glissement en fonction des contraintes en situation extrême et drainage effectif.....	107

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE I : ETAT DE CONNAISSANCES SUR LES DEVELOPPEMENTS DE THEORIES DE CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS

Tableau I.1 : Valeurs guides du poids volumique des barrages poids en béton (CFGB, 2002).....	4
Tableau I.2 : Coefficient de rabattement recommandé (CFGB 2002).....	7
Tableau I.3 : Valeurs de SFF en fonction des combinaisons de charges (CFGB, 2002).....	16
Tableau I.4 : Valeurs du coefficient de frottement en fonction de surface de glissement.....	18
Tableau I.5: Situations principales de calcul aux états limites (CFGB, 2006).....	24

## CHAPITRE II : PROBABIITE DE DEFAILLANCE D'UN BARRAGE POIDS

Tableau II.1 : Relation entre Probabilité note et probabilité de défaillance (Eddleston et al, 2014).....	33
Tableau II.2 : Indices de fiabilité cible pour les états limites ultimes et une période de référence annuel, comme recommandé par JCSS (2006) (Straub et Kiureghian, 2011).....	47

## CHAPITRE III : MODELES PROBABILISTES DE CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS

<b>Tableau III.1</b> : Relation entre l'indice de fiabilité $\beta$ et la probabilité de défaillance $P_f$ d'après Eurocode, 2004 (Iqbal, 2012).....	58
--	----

## CHAPITRE V : CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS PAR METHODE SPROBABILISTES

Tableau V.1 : Caractéristiques géométriques du barrage Boussiaba (Didier, 2005b).....	73
Tableau V.2 : Caractéristiques géométriques du barrage Koudiat Acerdoune (Rouzaud et Martinet, 2010).....	74
Tableau V.3 : Caractéristiques géométriques du barrage Oued Fodda.....	76
Tableau V.4 : Caractéristiques géométriques du barrage Beni Haroun.....	77
Tableau V.5 : Géométrie du barrage Hamiz.....	78
Tableau V.6 : Géométrie du barrage Cheurfa II (Rouzaudet al ,2003a).....	79
Tableau V.7 : Géométrie du barrage Rupsiabagar-Khasiabara.....	80
Tableau V.8 : Valeurs moyennes et l'écart-type de la cohésion et l'angle de frottement pour les six barrages.....	81
Tableau V.9 : Bilan des forces horizontales et verticales de barrage Boussiaba pour différents taux de remplissages y compris le NNR et NPHE.....	81
Tableau V.10 : Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement du barrage Boussaiaba pour différents taux de remplissage, cas extrême.....	83

Tableau V.11 : Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement de barrage Boussaiaba pour différents taux de remplissage, cas usuel et exceptionnel.....	<b>84</b>
Tableau V.12 : Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement de barrage de Boussiaba pour différents taux de remplissage, cas usuel.....	<b>94</b>
Tableau V.13 : Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement de barrage de Boussiaba pour différents taux de remplissage, cas exceptionnel.....	<b>94</b>
Tableau V.14 : Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement de barrage de Boussiaba pour différents taux de remplissage, cas extrême.....	<b>95</b>
Tableau V.15 : Récapitulatif de calcul de probabilité de défaillance et de sécurité au glissement des sept barrages étudiés .....	<b>103</b>
Tableau V.16: Récapitulatif de probabilité de défaillance ( $P_f \times 10^{-2}$ ) au glissement des sept barrages étudiés.....	<b>104</b>

## Notation et symbole

---

A	(L <sup>2</sup> )	Surface de l'étude pour la cohésion et le glissement
A	(L <sup>2</sup> )	Surface du plan de rupture potentiel de développement de la cohésion c
A <sub>p</sub>	(-)	Coefficient de force hydrodynamique
B	(L)	Largeur de la section
C	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Cohésion
C	(-)	Coefficient de pression
C <sub>fond</sub>	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Cohésion de la fondation
C <sub>b</sub>	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Cohésion du corps du barrage
C <sub>i</sub>	(-)	Conséquences attendues associées à un risque
C <sub>inter</sub>	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Cohésion à l'interface.
C <sub>m</sub>	(LT <sup>-1</sup> )	Valeur maximale de coefficient de pression
E <sub>i</sub>	(-)	Événement de défaillance de l'élément « i »
F <sub>s</sub>	(-)	Facteur de sécurité contre le glissement
F <sub>x</sub>	(-)	Fonction de distribution d'un variable aléatoire.
F <sub>st</sub>	(ML T <sup>-2</sup> )	Total des forces hydrostatiques sur le barrage
F <sub>0</sub>	(ML T <sup>-2</sup> )	force d'inertie appliquée au centre de gravité du corps du barrage
G <sub>0</sub>	(ML T <sup>-2</sup> )	Poids propre de barrage
G <sub>1</sub>	(ML T <sup>-2</sup> )	Poussée des sédiments
H	(ML)	Hauteur totale du réservoir
H	(ML)	Hauteur du barrage poids
H <sub>e</sub>	(L)	Hauteur du barrage
K	(-)	coefficient pseudo-statique
K <sub>indice</sub>	(-)	coefficient de poussée des sédiments
K	(-)	facteur d'augmentation de la résistance au cisaillement
L	(L)	Largeur de la section
$\tilde{L}_1$	(-)	Coefficient généralisée de force de tremblement de terre
M	(-)	Fonction de performance.
M	(-)	Marge de sécurité.
M <sub>s</sub>	(ML <sup>2</sup> T <sup>-2</sup> )	Moment stabilisateur
M <sub>r</sub>	(ML <sup>2</sup> T <sup>-2</sup> )	Moment de renversement
N	(ML T <sup>-2</sup> )	Composantes normale des forces extérieures
N	(-)	Nombre total de cycles de simulation
N <sub>u</sub>	(-)	Nombre de cycles de simulation de chaque défaillance
P	(ML T <sup>-2</sup> )	charge totale de pression de l'eau perpendiculairement à la direction de glissement
P <sub>E</sub>	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Pression normale appliquée au corps de barrage lors de séisme
P <sub>f</sub>	(-)	Probabilité de défaillance.
P <sub>i</sub>	(-)	Probabilité d'événements qui se produisent
P <sub>s</sub>	(-)	Probabilité de sécurité.
P <sub>sc</sub> (y)	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Pression hydrodynamique associée à des modes de vibration plus élevés
p(y)	(-)	Répartition de la pression exercée sur un mur soumis à un mouvement périodique
Q <sub>1</sub>	(ML T <sup>-2</sup> )	Poussée hydrostatique amont



$Q_2$	(ML T <sup>-2</sup> )	Action des sous-pressions
$Q_3$	(ML T <sup>-2</sup> )	Poussée hydrostatique aval
$Q_4$	(ML T <sup>-2</sup> )	Action de la glace
$R$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Résistance du matériau constitutif de la structure
$R$	(-)	Risque associé à une structure.
$R_f$	(-)	Rapport de la période de prolongation en raison de fondation rocheuse effets de flexibilité
$R_r$	(-)	Rapport de rallongement de la période dû aux effets hydrodynamiques.
$R_w$	(-)	Rapport de la période
$S$	(L <sup>2</sup> )	Surface du profil étudié
$S$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Sollicitation
$S_1$	(-)	Résistance au cisaillement sans charge normal
$T$	(-)	Taux de fonctionnement de drainage
$T$	(ML T <sup>-2</sup> )	Composantes tangentielle des forces extérieures
$T_r$	(T)	Période naturelle de vibration du barrage en sec sur une base enroche rigide avec l'eau confisquée
$T_1$	(T)	Période fondamentale de vibration des barrages poids en béton, en sec sur la roche de fondation rigide avec réservoir vide
$\text{Var}(P_f)$	(-)	Variance de la probabilité de défaillance
$\text{Var}(M)$	(-)	Variance de la fonction de performance M
$W$	(ML T <sup>-2</sup> )	Poids mort de la structure
$W$	(ML T <sup>-2</sup> )	Poids spécifique de l'eau
$W_s(y)$	(M T <sup>-2</sup> )	Poids du barrage par unité de largeur
$Z$	(-)	Accélération horizontale de séisme / accélération de la gravité
$Z$	(L)	Profondeur de réservoir à la section étant étudiée
$a_g$	(LT <sup>-2</sup> )	Accélération maximale du sol,
$ds$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Valeur de charge supplémentaire
$f_c$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Résistance à compression
$f_R(r)$	(-)	Fonction de densité de probabilité de résistance.
$f_S(s)$	(-)	Fonction de densité de probabilité de sollicitation.
$f_{sc}(y)$	(ML T <sup>-2</sup> )	Force latérale équivalente due au séisme à des modes plus élevés de vibration
$f_t$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Résistance à la traction
$f_X$	(-)	Fonction de densité d'un variable aléatoire x.
$g$	(-)	Fonction d'état limite
$g(x)$	(-)	Fonction d'état limite
$g$	(LT <sup>-2</sup> )	Accélération de gravité
$g_L(y)$	(-)	L'équation tangente de l'hyperplan de la surface de défaillance transformée
$g_p(y, \tilde{T}_r)$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Terme de la pression hydrodynamique
$g(y, T_r)$	ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Pression hydrodynamique
$h_1$	(L)	élévation d'eau au côté amont
$h_3$	(L)	élévation d'eau au côté aval
$p_0(y)$	(-)	Fonction de pression hydrodynamique
$p$	(-)	Coefficient de réduction tenant compte du système de drainage

$K$	(-)	Fiabilité de structure.
$K_i$	(-)	Courbure de la fonction de performance au point de conception
$\tan\phi$	(-)	Coefficient de frottement
$x_i$	(-)	Variable aléatoire
$y$	(L)	Profondeur de l'eau retenue
$y_i$	(-)	Transformation de $x_i$ vers une variable normale standard
$y_i$	(-)	Coordonné de n'importe quel point appartient à la fonction d'état limite dans l'espace normal
$y^*$	(-)	Point de conception
$\Sigma F_H$	(ML T <sup>-2</sup> )	Somme des forces horizontales
$\Sigma H$	(ML T <sup>-2</sup> )	Somme des forces horizontales par rapport au plan de glissement
$\Sigma M_s$	(ML <sup>2</sup> T <sup>-2</sup> )	Somme des moments de stabilisation autour de l'aval ou de l'amont
$\Sigma V$	(ML T <sup>-2</sup> )	Somme de toutes les charges verticales, y compris les sous-pressions
$\Sigma V$	(ML T <sup>-2</sup> )	Somme des forces verticales par rapport au plan de glissement
$\gamma_b$	(ML <sup>-2</sup> T <sup>-2</sup> )	Poids volumique des matériaux du corps du barrage
$\gamma_{b \max}$	(ML <sup>-2</sup> T <sup>-2</sup> )	Poids volumique maximal
$\gamma_{b \min}$	(ML <sup>-2</sup> T <sup>-2</sup> )	Poids volumique minimal
$\gamma_{\text{sédiment}}$	(ML <sup>-2</sup> T <sup>-2</sup> )	Poids volumique déjaugé des sédiments
$\gamma_{\text{recharge}}$	(ML <sup>-2</sup> T <sup>-2</sup> )	Poids volumique De la recharge aval
$\gamma_w$	(ML <sup>-2</sup> T <sup>-2</sup> )	Poids volumique de l'eau
$\xi_1$	(-)	Constante d'amortissement pour le barrage de fondation rocheuse flexible avec de l'eau mis en fourrière
$\xi_r$	(-)	Amortissement supplémentaire dû à l'interaction barrage-eau
$\xi_f$	(-)	Rayonnement des matériaux ajoutés et d'amortissement du matériau dû à l'interaction barrage-roche
$\rho_B$	(-)	Densité du béton
$\rho_w$	(-)	Densité de l'eau
$\sigma$	(-)	L'écart-type
$\sigma_A$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contrainte normale du parement amont de barrage suivant l'axe OX
$\sigma'_A$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contrainte normale du parement amont de barrage suivant l'axe OY
$\sigma_{\text{adm}}$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contrainte admissible
$\sigma_n$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contraintes normales
$\sigma'_n$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contraintes normales pour BCR et BCV
$\sigma_R$	(-)	Ecart type de la résistance
$\sigma_S$	(-)	Ecart type de la sollicitation
$\sigma_c$	(-)	Ecart type de la cohésion
$\sigma_f$	(-)	Ecart type de l'angle de frottement
$\sigma_y$	(-)	L'écart-type de variable aléatoire Y
$\sigma_{28}$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contrainte à la rupture en compression du béton à 28 jours
$f$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contrainte de rupture du matériau
$\Phi$	(-)	Distribution normale standard
$\Phi$	(-)	Angle de frottement

$\varphi$	(-)	Angle de frottement
$\varphi$	(-)	Angle de frottement interne
$\varphi_{sédiment}$	(-)	Angle de frottement des sédiments
$\varphi_{interfa}$	(-)	Angle de frottement à l'interface barrage-fondation
$\varphi_b$	(-)	Angle de frottement au niveau du corps de barrage
$\varphi_{fond}$	(-)	Angle de frottement au niveau de fondation
$\phi (y)$	(-)	Forme fondamentale de mode de vibration
$v$	(-)	Coefficient global de sécurité
$\lambda$	(-)	Coefficient de rabattement
$\alpha$	(-)	Variable aléatoire
$\alpha$	(-)	Coefficient sismique adimensionnel bien souvent pris égal à 2/3 pour la composante horizontale et 0,20 pour la composante verticale
$\alpha_i$	(-)	Facteur de sensibilité
$\alpha_1$	(-)	Angle de parement amont de barrage
$\beta$	(-)	Indice de fiabilité.
$\beta_c$	(-)	Indice de fiabilité de Cornell.
$\beta_{HL}$	(-)	Indice de fiabilité de Hasofer-Lind.
$\beta_T$	(-)	Indices de fiabilité cible
$\mu$	(-)	Moyenne arithmétique.
$\mu$	(-)	Coefficient de frottement
$\mu_{admi}$	(-)	Coefficient de frottement admissible
$\mu_c$	(-)	Moyenne de cohésion
$\mu_f$	(-)	Moyenne de l'angle de frottement
$\mu_y$	(-)	Moyenne de variable aléatoire Y
$u$	(ML T <sup>-2</sup> )	Charge de soulèvement sous la digue
$\tau_f$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contrainte de cisaillement disponible à l'échec
$\tau$	(ML <sup>-1</sup> T <sup>-2</sup> )	Contrainte de cisaillement nécessaire pour l'équilibre

## LISTE DES ACRONYMES

---

ANBT	: Agence National des Barrages et Transfert
BCV	: Béton conventionnel vibré
BCR	: Béton compacté au rouleau
ELU	: État Limite Ultime
ELS	: État Limite de Service
CIGB	: Comité International des Grands Barrages
NNR	: Cote de retenue normale
NPHE	: Cote de plus hautes eaux
RPA	: Règles parasismiques Algériennes
SBE	: Séisme de base d'exploitation
SCET	: Société centrale pour l'équipement du territoire
SES	: Un séisme d'évaluation de sécurité
SNBPE	: Syndicat du béton prêt à l'emploi
SSF	: Facteur de sécurité au glissement ( <i>Sliding Safety factor</i> )
SFF	: Facteur de cisaillement ( <i>Shear Friction Factor</i> )
AFEID	: Association française pour l'eau, l'irrigation et le drainage.
CFGB	: Comité Français des grands barrages
CFBR	: Comité Français des barrages et réservoirs
DFR	: Conception pour la fiabilité ( <i>Design for Reliability</i> )
JCSS	: Comité mixte sur la sécurité structurelle ( <i>Joint Committee on Structural Safety</i> )
FORM	: Méthode de fiabilité de premier ordre ( <i>First Order Reliability Method</i> )
SORM	: Méthode de fiabilité de seconde ordre ( <i>Second Order Reliability Method</i> )
CADAM	: ( <i>Computer Analysis of Dams</i> )
NTPC	: Société nationale d'énergie thermique ( <i>National Thermal Power Corporation</i> )
HSEB	: <i>Health and Safety Executive</i> Britannique

## INTRODUCTION GENERALE

Le risque est considéré souvent comme un sujet incitateur du refus de certaines technologies, depuis l'antiquité les êtres humains ont toujours cherché à lutter contre les risques de la nature. À travers, l'histoire nous pouvons bien remarquer que l'homme s'est servi de la science comme moyen de défiance.

Donc, les risques naturels ou technologiques sont devenus le lot de notre vie quotidienne. Il ne se passe plus guère de jours sans l'annonce d'un accident menaçant des vies humaines ou notre environnement. Ainsi, avec le développement technique, économique et social du XIX<sup>e</sup> et du XX<sup>e</sup> siècle, le risque a envahi notre quotidien avec son lot de catastrophes et occupe aujourd'hui une place sans précédent dans la décision publique.

Le concept de risque possède un grand nombre de définitions et d'approches et la confusion est souvent localisée sur le pourcentage de probabilité, que ce soit dans le langage courant ou dans les références techniques. Pour cela l'industrie a développé et utilise depuis de nombreuses années des techniques pour identifier, analyser et manager les risques. Ces techniques sont regroupées dans la sûreté de fonctionnement, qui est définie comme la science des défaillances, incluant, leur connaissance, leur évaluation, leur prévision et leur maîtrise. Elles ont connu leurs premières applications dans des contextes à risque technologique fort (nucléaire, aéronautique...) à partir de 1960. Elles ont ensuite été développées dans les années 1980 dans l'industrie de production et même dans la réalisation des ouvrages d'art.

En ce qui concerne les ouvrages d'art, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages spécifiques pour lesquels, les travaux de recherche réalisés ces dernières décennies ont développé des approches physiques, fonctionnelles et statistiques, ont été mise au point afin de justifier les coûts et de réduire considérablement les risques inhérents aux pertes de vies humaines.

Selon le caractère aléatoire de la plupart des facteurs qui influent sur la stabilité de barrages type poids, la théorie des probabilités est devenue un moyen permettant d'analyser le risque de sa défaillance. Cependant, il existe une transition de logique confuse à partir de l'état de stabilité en état d'échec, donc le processus de rupture de stabilité est étudié comme un événement probable.

L'évaluation quantitative de la sécurité structurale d'un barrage est fondamentale dans une démarche d'analyse de risques ou d'évaluation de sûreté de fonctionnement, dans laquelle on cherche à prendre en charge la sécurité d'un ouvrage non plus par un coefficient global ou des coefficients partiels, mais par une probabilité d'occurrence.

Ce présent travail a pour objectif d'évaluer la maîtrise du risque par l'exploitation de données et une analyse croisée de la gravité des conséquences, des effets et de la probabilité d'occurrence annuelle des accidents majeurs identifiés sur un ouvrage hydrotechnique.

Cette gravité peut être déterminée de manière quantitative ou qualitative, en fonction de la disponibilité de représentations cartographiques des effets hydrauliques.

Les probabilités d'occurrence des phénomènes dangereux et des accidents potentiels identifiés dans les études de dangers des installations classées et doivent être examinées. En première approche, la probabilité d'un accident majeur peut être assimilée à celle du phénomène dangereux associé.

L'application des méthodes probabilistes en analyse des risques fournit également une meilleure compréhension de la façon dont les différents types de mesures structurelles ou non structurelles peuvent réduire les risques de défaillance, et donc améliorer la confiance par l'efficacité d'un choix plus large de mesures de réduction des risques.

Désormais, on peut démontrer en utilisant l'analyse des probabilités, des conséquences et des incertitudes, qu'elles jouent un rôle dans la réduction des risques, même s'il est distinct de celui des mesures structurelles (CIGB, 2005).

On appelle approche probabiliste la méthode qui s'appuie sur la théorie de la fiabilité pour évaluer la probabilité de défaillance ou l'indice de fiabilité de la structure, le mode de fonctionnement de la structure est, comme pour l'approche semi-probabiliste, décrit par un état limite, mais les incertitudes liées aux paramètres d'entrée sont introduites sous forme de loi de probabilité affectée à chaque variable.

Ces lois de probabilité sont établies à partir d'études statistiques sur les paramètres concernés. L'approche probabiliste consiste alors à calculer la probabilité au dépassement du critère d'état limite, appelée la probabilité de défaillance, dont les actions et les résistances sont considérées comme des variables aléatoires, auxquelles sont associées des probabilités de dépassement.

La sécurité d'un barrage est basée sur l'analyse des risques par une méthodologie qui demande la quantification de ce dernier du système barrage-réservoir. Cela signifie que pour un état initial donné du système et pour les différents modes de défaillance considérée il est nécessaire d'estimer la probabilité d'événements de charge et de la probabilité conditionnelle de réponse du système pour un événement de charge donnée.

Selon l'enquête en 2005 de la commission internationale des grandes barrages (CIDB) la sécurité peut être définie comme « la mesure de la probabilité et de la gravité d'un effet néfaste à la vie de la santé ou de l'environnement ». Plus de 30 % des ruptures de barrage-poids sont imputables à des fondations de très mauvaise qualité, 15 % à une maçonnerie de faible résistance, 20 % à des niveaux exceptionnels de la retenue, les autres à diverses causes, incluant un profil trop mince.

Le barrage-poids transmet les effets de l'eau à la fondation par effort de cisaillement de celle-ci principalement par frottement, le poids de l'ouvrage doit être suffisant pour assurer le non-glissement du barrage sur sa fondation.

Donc la quantification des risques est nécessaire pour avoir une analyse des risques bien détaillée d'une structure. Afin de quantifier ce risque, il nécessite la probabilité et les

conséquences en cas d'échec. Il existe nombreux facteurs différents qui influencent sur la sécurité d'un barrage au glissement.

Le plus commun parmi tous est la pression de l'eau horizontale combinée avec les forces de soulèvement due aux sous pression. Ces deux facteurs sont considérés comme critiques en cas de panne d'un barrage de glissement. Il se produit généralement le long du plan de faible résistance au cisaillement qui implique en outre deux paramètres mécaniques ; la cohésion et l'angle frottement

Sachant que l'échec peut se produire soit dans la fondation elle-même ou dans le corps de barrage, mais dans notre contexte l'objectif est de montrer les différentes méthodes d'analyse pour estimer la probabilité conditionnelle d'échec en faisant glisser seulement le long du contact barrage-fondation d'un barrage-poids en béton, en tenant compte les relations entre les différents événements de la charge (charge usuelle, charge exceptionnelle et charge extrême) et l'estimation des facteurs de sécurité associés au chaque événement (coefficient de cohésion, angle de frottement).

Le présent mémoire est structuré en cinq chapitres, passant par une introduction générale. Le premier chapitre porte l'état des connaissances relatif aux développements des théories de calculs stabilité d'un barrage-poids, passant par : la méthode déterministe et la méthode semi-probabiliste, présentant ainsi que les différentes démarches de calculs classiques en fiabilisent.

Le deuxième chapitre est dévolu à l'estimation de la probabilité de défaillance et la sécurité des barrages-poids à base de théorème de fiabilité, expliquant l'indice de fiabilité.

Le troisième chapitre, traite les modèles probabilistes employés au calcul de stabilité d'un barrage-poids qui se résume aux calculs de fiabilité par les méthodes de Taylor par approximation *FORM*, *SORM* et la méthode de simulation numérique de Monte-Carlo.

Le quatrième chapitre s'intéresse à l'application d'une approche d'analyse probabiliste d'un barrage par la méthode de Monte-Carlo via un code de calcul dénommé CADAM. À cet effet, une présentation sur le fonctionnement du programme et de son application est réservée

Le cinquième et dernier chapitre est consacré aux applications de la méthode probabiliste et analyses de barrages en béton et en BCR de différentes périodes d'exploitation. Il s'agit d'examiner la stabilité pour différentes situations de remplissage et drainage des barrages.

Enfin du travail, des enseignements et une conclusion générale sont formulés et destinés aux études et le confortement des travaux de barrages en béton. Protagonistes ; des ingénieurs d'études et exploitants pour une meilleure application de cette approche. Également, des propositions relatives ainsi que relève de la gouvernance des ouvrages d'arts et des contours pour des futures pistes de recherches sont à envisager dans cadre de cette thématique.

## **CHAPITRE I**

# **ETAT DE CONNAISSANCES SUR LES DEVELOPPEMENTS DES THEORIES DE CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS**

### **Introduction**

Le maintien de la sécurité des ouvrages de génie civil évoque l'importance de développement de méthodes et d'outils d'aide à la décision qui permettant d'évaluer leurs performances et leur sécurité. La mobilisation des eaux de surface par les barrages réservoir constitue un élément décisif et essentiel dans l'économie d'un pays, les barrages réservoir doivent donc répondre aux critères spécifiques sur le plan technique et administratif permettant de garantir une sécurité et fiabilité économique.

### **I.1. GENERALITE SUR LES BARRAGES POIDS**

#### **I.1.1. Historique et développement de barrages poids**

Historiquement les premiers barrages-poids furent réalisés en maçonnerie, remontent aux temps anciens. Aux environs de 700 av. J.-C., Sennacherib, roi d'Assyrie, fournit de l'eau à Nineveh en construisant une série de petits barrages dont les vestiges sont toujours visibles. La maçonnerie était constituée de pierres de grès et de calcaire, le parement amont était vertical et le parement aval en marches d'escalier. Le barrage de Marib (figure I.1), construit aux environs de 500 av. J.-C. dans la région appelée Yémen aujourd'hui, atteint la hauteur sans précédent de 14 m après plusieurs surélévations et fut exploité pendant près de 1 000 ans. (CIGB, 2000).

Les barrages poids ont une origine des plus anciennes. Les premiers barrages poids étaient des murs et leur profil ressemblait à un rectangle (Philippe. R, Vincent. H, 2011).

- Entre XVI<sup>ème</sup> et XVII<sup>ème</sup> le profil des barrages Espagnols en maçonnerie se développement rapprochait du rectangle, un parement amont vertical, gradins sur le parement aval.

- Entre 1830 et 1850 des barrages d'une vingtaine de mètres de hauteur furent construits en France avec des profils divers, un parement amont était incliné et parement aval soutenu par des contreforts.

- Après 1860 des profils concaves à l'aval, vertical à l'amont et une légère concavité au pied amont. Une série retentissante d'accidents (Bouzey 1884 et 1895 ; Perregaux 1927) attira l'attention des ingénieurs sur le phénomène insoupçonné des sous-pressions.

La prise en compte de cette force extérieure, conduisit à renforcer le profil jusqu'à 100 m de hauteur, le parement amont est vertical ou quasi vertical (fruit jusqu'à 5 %), pour une densité de maçonnerie ou de béton normale avoisine la valeur 2,35. Au-delà de 100 m de hauteur, et si l'on ne bénéficie d'aucun effet de voûte, des calculs poussés sont effectués.





**Figure I.1** : Photo des ruines de l'antiquité du barrage Marib (Anton et Henri, 2011).

### **I.1.2. Définition**

Selon le dictionnaire le Petit Larousse, le barrage comme étant un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et serve à assurer la régularisation, soit à pouvoir à l'alimentation en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie. On opte deux types de barrages : les barrages rigides et les barrages remblai.

Un barrage rigide ou barrage-poids est une structure en béton ou en maçonnerie (selon les principes de la résistance des matériaux et la mécanique des corps déformable) de forme triangulaire, qui résiste à la pression de l'eau du fait de son poids (Marche. C, 2004).

### **I.1.3. Mécanismes de rupture des barrages poids**

Une rupture de barrage est le fait qu'il n'assure plus sa fonction et déverse l'eau ou la boue qu'il devrait contenir, un barrage peut rompre pour différentes raisons, mais dans la plupart des cas, la mauvaise qualité de la fondation associée aux fortes crues engendrant l'augmentation des sous pressions peuvent être la cause principale de la rupture, parmi les accidents survenus dans le monde dont on peut citer :

#### **- Barrage de Saint-Francis (Etats-Unis, 1928)**

Le barrage de Saint-Francis est un ouvrage-poids en béton, de hauteur 62,50 m ; il est légèrement arqué. Le parement amont est subvertical. Le fruit moyen des parements est de 0,75 H/1V. Le barrage est fondé en rive gauche, vallée et moitié de la rive droite sur des schistes, souvent fortement cisailés parallèlement à la pente gauche. En haut de rive droite, il est fondé sur des conglomérats rougeâtres.

La rupture s'est produite au premier remplissage. La hauteur d'eau maximale (seuil du déversoir) a été atteinte une semaine avant la rupture. De faibles fuites sont constatées dans le corps du barrage, mais les écoulements en fondation sont plus importants.

Une douzaine de commissions ont étudié la rupture du barrage. Les conclusions diffèrent dans le détail, mais mettent toutes en avant l'effet prépondérant de la géologie du site avec deux coupables possibles :

- la rive gauche, qui est un paléo-glissement, qui a été réactivé lors de la rupture et semble-t-il, avant la rupture proprement dite.
- les conglomérats gypsifères de la rive droite, possiblement sensibles à des phénomènes de contraction sous submersion (Luc et Boris, 2011).

### **- Barrage de Cheurfas I (1885)**

Le barrage de Cheurfas I est un barrage en maçonnerie de hauteur 35 m environ. En 1885, une crue emporte l'appui rive droite. Le barrage est reconstruit en allant chercher, en rive droite amont, une fondation calcaire de meilleure qualité (Luc et Boris, 2011).

## **I.1.4. Causes de rupture de barrage-poids**

### **I.1.4.1. Problèmes techniques**

Ils peuvent résulter d'un défaut de conception lié au choix du type de variante de barrage, d'un mauvais fonctionnement du réseau de drainage ou d'injection, lié à une mauvaise qualité des fondations ou des rives. Par ailleurs, l'âge de l'ouvrage ou un défaut de fonctionnement des vannes d'évacuateurs des crues ou de vidange de fond peuvent porter un sérieux préjudice à la stabilité de l'ouvrage.

### **I.1.4.2. Causes naturelles**

Peuvent également être à l'origine de rupture de barrage. Il en est ainsi des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, les glissements de terrain, soit de l'ouvrage lui-même dans le cas de barrages en remblai, soit des terrains entourant la retenue sont également une cause de rupture et les séismes peuvent causer des dommages mineurs à ne pas négliger (déformations, tassements, fissures, etc).

### **I.1.4.3. Causes humaines (anthropiques)**

Ils sont à l'origine d'accidents, les études préalables pas assez approfondies, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, actes de sabotage, guerre, attentat, ... etc (Bouhlali, 2006).

## **I.2. TYPOLOGIE DES BARRAGES POIDS**

Fondamentalement, les barrages-poids sont des structures en béton solides a pour but de maintenir leurs stabilités conventionnelle contre les charges par leurs propres poids, en général ils sont construits sur un axe droit, mais peut être légèrement incurvée ou inclinée pour s'adapter à la condition spécifique du site (*US Army Corps of Engineers*, 1995).

De façon très schématique, un barrage-poids est un bloc (en maçonnerie ou en béton), assez lourd pour résister à la poussée qui cherche à le faire glisser sur sa base ou à la faire basculer. Le profil se présente sous la forme d'un massif triangulaire avec un parement amont vertical ou presque (parement aval étant incliné). Il faut construire ce type de barrages sur un sol rocheux, de bonne qualité (Philippe. R, Vincent. H, 2011).

Selon la technique de construction et les matériaux constitutants et, on distingue alors :

### **I.2.1. Barrages-poids en maçonnerie**

Les barrages en maçonnerie représentent plus de 50 % des barrages-poids construits avant 1930. Les premiers barrages-poids étaient des murs en maçonnerie. En Espagne et au Portugal, la construction de barrages-poids en maçonnerie débuta au 16<sup>e</sup> siècle. Un grand nombre de barrages poids en maçonnerie furent construits en France, au cours du XIX<sup>eme</sup> siècle, pour la fourniture d'eau potable et l'alimentation en eau des canaux de navigation (CIGB, 2000).

### **I.2.2. Barrage-poids en béton**

Deux méthodes de construction pour les Barrages-poids en béton sont :

#### **- Barrage-poids en béton conventionnel**

Des barrages par convention placée de béton non armé sont caractérisés par une construction utilisant des matériaux et des techniques utilisés dans le proportionnement, le mélange, le placement, le traitement, et le contrôle de température du béton non armé.

La construction incorpore les méthodes qui ont été développées et perfectionnées sur beaucoup d'années de concevoir et de construire des barrages de béton non armé.

Les mesures de contrôle impliquent la pré-réfrigération (*pre-cooling*) et techniques post-réfrigération (*post-cooling*) afin de limiter les températures maximales et commandez la réduction de la température. Le remplacement de ciment avec des pouzzolanes réduit le potentiel de température hausse (*US Army Corps of Engineers*, 1995).

#### **- Barrage-poids compacté au rouleau(BCR)**

L'utilisation du BCR dans la construction des barrages peut être établie à partir de l'adoption du béton compacté au rouleau dans la construction de routes et comme matériau de remplissage, en passant par la première utilisation du BCR dans les barrages jusqu'au développement ultérieur de la technologie (Mihoubi , 1994) et ( CIGB, 2003).

Initié il y a quelques décennies, la technique du béton compacté au rouleau s'est beaucoup développée dans les pays du nord au cours des années quatre-vingt. Ce procédé qui permet la construction des barrages-poids avec un mode de réalisation proche de celui utilisé pour les remblais en terre, offre en effet de nombreux avantages, le principal étant la rapidité d'exécution (Degoutte et *al*, 1998).

#### **- Valeurs guides du poids volumique**

**Tableau I.1** : Valeurs guides du poids volumique des barrages poids en béton (CFGB, 2002).

Matériau	Type de béton	Poids volumique (Kg/m <sup>3</sup> )
BCV	béton conventionnel vibré	24
BCR riche	dosé à environ 200Kg de liant/m <sup>3</sup>	23
BCR maigre	dosé à environ 100Kg de liant/m <sup>3</sup>	22

### **I.3. FONDATION**

Les barrages-poids en béton requièrent une fondation rocheuse de bonne qualité, dont la compétence varie par rapport à la hauteur du barrage et aux contraintes qui en résultent (CIGB, 2005). Mais cette affirmation de principe demande à être précisée. L'appréciation de la qualité des rochers de fondation a été très souvent, dans le passé, le résultat d'un examen visuel et il peut encore en être ainsi lorsqu'on se trouve en présence d'appuis incontestables. Mais avec l'augmentation du nombre des ouvrages à construire, l'ingénieur se trouve devant des terrains plus complexes. Dans tous les cas, il doit faire appel à un géologue. Donc une analyse géologique est exigée pour déterminer l'aptitude générale du site et pour identifier les types et les structures de matériaux à produire. Après ces derniers, des identifications ont été rendues suivant trois paramètres qui devraient être déterminés :

- ✓ La perméabilité de chaque matériel ;
- ✓ Le module de déformation de la base ;

Pour chaque matériel les résistances au cisaillement de parties intactes, les forces coulissantes de frottement de discontinuités, et la résistance au cisaillement à chacun interface avec un matériel différent (comprenant la force à l'interface du béton et le matériel exposé sur la totalité de surface excavée) (Denver et Colorado, 1976).

### **I.4. CALCUL DE STABILITE PAR METHODES DETERMINISTES**

Les méthodes actuelles de justification des barrages-poids reposent sur le principe déterministe, sous l'effet d'une combinaison d'actions choisie de façon plus ou moins sécuritaire, les contraintes développées dans la structure  $\sigma (\sum F_i)$  restent inférieures à la contrainte maximale admissible, c'est-à-dire la contrainte de rupture du matériau ( $f$ ) divisée par un coefficient global de sécurité  $\nu$  (CFGB, 2002). La condition d'état limite s'écrit alors :

$$\sigma (\sum F_i) < f / \nu \quad (I.1)$$

#### **I.4.1. Calcul des actions**

Les actions sont classées en trois catégories :

- a) les actions permanentes
- b) les actions variables ;
- c) les actions accidentelles.

##### **I.4.1.1. Actions permanentes**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite. Les actions permanentes sont les suivantes (CFGB, 2002) :

##### **- Poids propre**

$$G_0 = \gamma_b \cdot S \quad (I.2)$$

$G_0$  : poids propre du barrage ;

$\gamma_b$  : poids volumique des matériaux du barrage ;

$S$  : surface du profil étudié.

**- Poussées hydrostatiques amont**

$$Q_1 = \frac{1}{2} \gamma_w h_1^2 \quad (I.3)$$

$Q_1$  : poussée hydrostatique amont ;  
 $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau dans la retenue ;  
 $h_1$  : élévation d'eau au côté amont.

**- Poussée des sédiments**

$$G_1 = K_{\text{indice}} \cdot \gamma_{\text{sédiment}} \quad (I.4)$$

$G_1$  : poussée des sédiments ;  
 $\gamma_{\text{sédiment}}$  : poids volumique déjaugé des sédiments (il peut être obtenu à partir de prélèvements de sédiments et d'essais en laboratoire) ;  
 $K_{\text{indice}}$  : coefficient de poussée des sédiments ( $K_s = (1 - \sin\phi_{\text{sédiment}})/(1 + \sin\phi_{\text{sédiment}})$ ).  
 $\phi_{\text{sédiment}}$  : angle de frottement interne des sédiments.

**- Poussées hydrostatiques aval**

$$Q_3 = \frac{1}{2} \gamma_w h_3^2 \quad (I.5)$$

$Q_3$  : poussée hydrostatique aval ;  
 $\gamma_w$  : poids volumique de l'eau dans la retenue ;  
 $h$  : élévation d'eau au côté aval.

**- Action des sous-pressions**

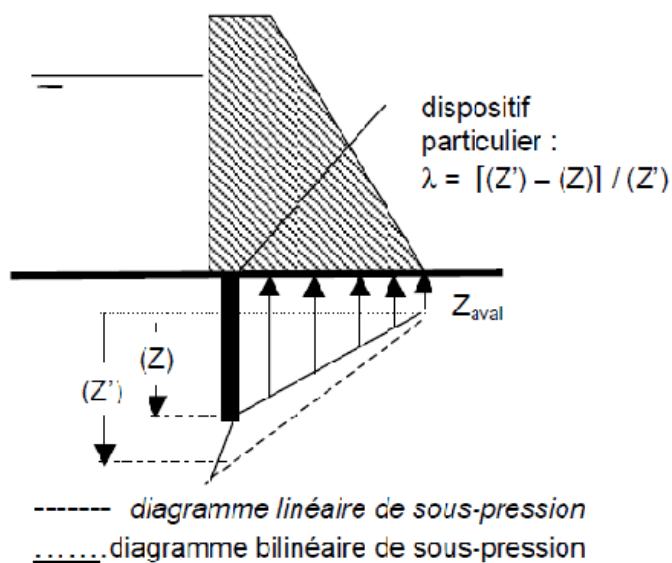
Les sous-pressions  $Q_2$  sont systématiquement liées à  $Q_1$  et  $Q_3$  et en situation sismique, on pourra admettre que le diagramme des sous pression n'est pas affecté par les accélérations liées aux séismes compte tenu de leur caractère transitoire rapide, tandis que les poussées hydrostatiques sont majorées des pressions hydrodynamiques.

En l'absence de dispositif de drainage dans les fondations et dans le corps du barrage, on adopte, en première approche, une répartition linéaire des sous-pressions, donnant un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression en amont et une sous-pression égale au niveau d'eau en aval.

avec

$Q_2$  : résultante de l'action des sous-pressions.

$\lambda$  : coefficient de rabattement. Nous définissons le coefficient de rabattement de la façon suivante (voir figure I.2).



**Figure I.2 :** Répartitions des sous-pressions (CFGB, 2002).

En adoptant les notations définies sur la figure ci-dessous, on définit le coefficient de rabattement  $\lambda$  par le taux suivant :

$$\lambda = (Z' - Z) / Z' \quad (I.6)$$

Le coefficient de rabattement peut prendre certaines valeurs particulières :

- ✓  $\lambda = 0$  si le dispositif est totalement inefficace ;
- ✓  $\lambda = 1$  si le dispositif réduit la sous-pression à la pression hydrostatique aval.

En synthèse et dans le cas général, on recommande d'adopter les coefficients de rabattement résumés dans le tableau suivant :

**Tableau I.2 :** Coefficient de rabattement recommandé (CFGB, 2002)

Dispositif	Coefficient de rabattement
Fondation	
Fondation sans voile de drainage (avec ou sans voile d'injection)	$\lambda = 0$
voile de drainage en fondation	$\lambda = 1/2$ à $2/3$
voile de drainage en fondation avec pendage ou géologie défavorable	$\lambda = 1/2$ ou moins
Corps de barrage	
corps de barrage sans drainage	$\lambda = 0$
dispositif de drainage dans le corps d'un barrage en matériaux homogènes	$\lambda = 1/2$ à $2/3$
membrane amont avec dispositif de drainage en sous face, masque Maurice LEVY	$\lambda = 1$
Masque amont en BCV avec drainage	$\lambda = 2/3$
Masque amont en BCV avec drainage	$\lambda = 0$

### **- Action des glaces**

L'action de la glace est représentée par une pression horizontale équivalente d'intensité 150 kN/m<sup>2</sup> en zone continentale métropolitaine (eaux intérieures par opposition aux zones côtières). Cette pression est exercée sur toute l'épaisseur supposée de la glace (CFGB, 2012).

#### **I.4.1.2. Actions accidentelles**

Les actions accidentelles sont causées par des phénomènes se produisant très rarement mais avec des intensités très élevées. Dans ce cadre, les pratiques actuelles considèrent :

### **- Poussées hydrostatiques exceptionnelles**

Les poussées hydrostatiques exceptionnelles, correspondant à des niveaux de retenue supérieurs ou égaux aux NPHE, pouvant être atteinte lors d'une crue de période de retour importante (CFGB, 2002).

#### **I.4.1.3. Action sismique**

Sous les fortes secousses sismiques les barrages-poids en béton peuvent avoir fissurations le long des joints de levage horizontal, qui ont moins de forces à cause de béton non armé. De plus, peuvent se produire des glissements au contact barrage-fondation. Les barrages répondront selon le niveau et la fréquence de la secousse, et le niveau de réservoir à l'heure de cette secousse. Par conséquent, des analyses suffisantes doivent être exécutées pour évaluer des probabilités conditionnelles de défaillance pour divers niveaux de secousses et de la hauteur de réservoir (*U.S. Department of interior*, 2012).

Pendant un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en mouvement de l'ouvrage, la structure malgré que son caractère massif soit susceptible de se mettre en vibration. Les sollicitations mécaniques auxquelles soumis le barrage est alors sont de deux types :

- Les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure ;
- Les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques (CFGB, 2002).

#### **a) Charges dues à l'accélération horizontale de séisme**

Pour les barrages qui ont une verticale ou l'inclinaison des visages ascendants, la variation de la pression hydrodynamique avec la profondeur est donnée par équations ci-dessous :

$$P_E = C \cdot \alpha \cdot W \cdot Z \quad (I.7)$$

$$C = \frac{1}{2} C_m \left[ \frac{h}{2} \left( 2 - \frac{h}{2} \right) + \sqrt{\frac{h}{z} \left( 2 - \frac{h}{2} \right)} \right] \quad (I.8)$$

avec :

$P_E$  : pression normale appliquée au corps de barrage lors de séisme,

$C$  : coefficient de pression sans dimensions,

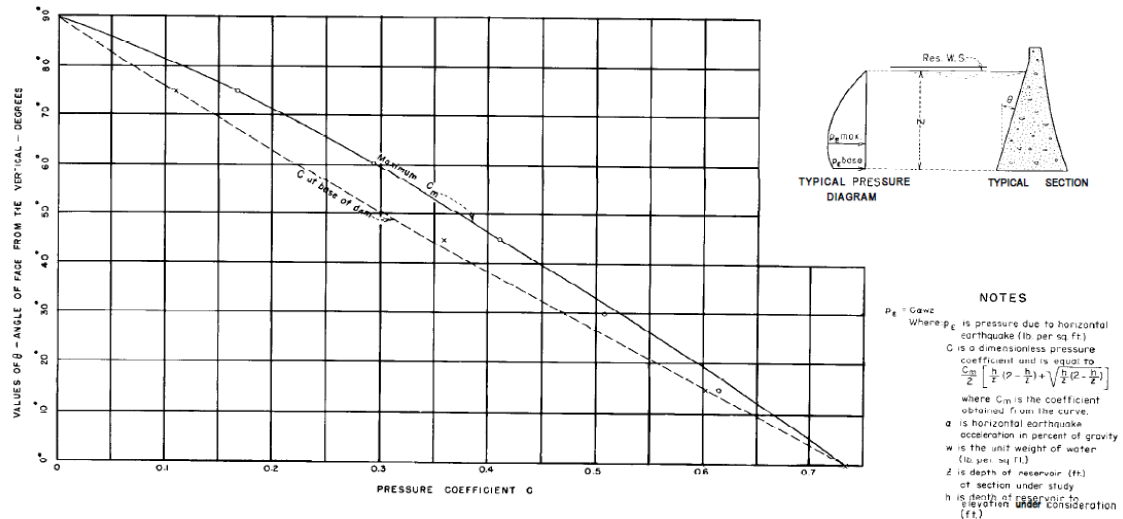
$\alpha$  : accélération horizontale de séisme / accélération de la gravité,

W : poids spécifique de l'eau,

Z : profondeur de réservoir à la section étant étudiée,

h : distance verticale de la surface de réservoir à l'altitude en question,

$C_m$  : la valeur maximale de C pour une pente donnée, comme obtenue à partir de la figure (I.3).



**Figure I.3 :** Pressions hydrodynamiques sur le parement amont d'un barrage dû à l'effet horizontal de tremblement de terre (Denver et Colorado, 1976).

### *b) Charges dues à l'accélération verticales de séisme*

Les effets des accélérations verticales peuvent être déterminés en utilisant les forces appropriées, des moments, et le facteur d'accélération verticale.

Les moments dus à la normale de pression d'eau des visages du barrage et de ceux dus aux des charges mortes devraient être multipliées par les facteurs d'accélération appropriés pour déterminer l'augmentation(ou diminution) causé par les accélérations verticales (Denver et Colorado, 1976).

## **I.4.2. Méthode de calcul sismique**

### **I.4.2.1. Calcul des actions sismique par la méthode pseudo-statique**

La conception, le dimensionnement et la vérification des ouvrages au séisme ont largement évolué au cours des dernières décennies. Pour une approche simplifiée, linéaire, basée sur la méthode des forces de remplacement, il existe des méthodes récentes qui prennent en compte de manière explicite le comportement élasto-plastique des structures (Mellal, 2006).

Pour un calcul simplifié, l'approche pseudo-statique est utilisée, le chargement dynamique est représenté par l'application de forces statiques jugées équivalentes aux efforts dynamiques maximaux supportés par l'ouvrage. Les forces d'inertie sont celles d'un solide rigide soumis à une accélération maximale au sol (CFGB, 2012).



La force d'inertie appliquée au centre de gravité du corps du barrage et proportionnelle au poids, le coefficient de proportionnalité varie de 0,1 à 0,2 selon la magnitude du séisme (dans notre cas on prend 0,2 pour majorer la sécurité), cette force est exprimée sous la forme :

$$F_0 = 0,2 \cdot G_0 \quad (I.9)$$

avec :

$G_0$  : poids propre du barrage (KN/m<sup>2</sup>).

Les forces hydrodynamiques s'appliquant sur la face amont d'un barrage et s'ajoutant aux forces hydrostatiques sont traditionnellement calculées par la méthode de Westergaard (1933) qui a évalué la répartition de la pression  $p(y)$  exercée sur un mur soumis à un mouvement périodique et établi une formule simplifiée dans le cas où la compressibilité de l'eau peut être négligée.

$$p(y) = \frac{7}{8} k \gamma_w \sqrt{hy} \quad (I.10)$$

avec :

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau ;

$h$  : profondeur de la retenue ;

$y$  : profondeur considérée.

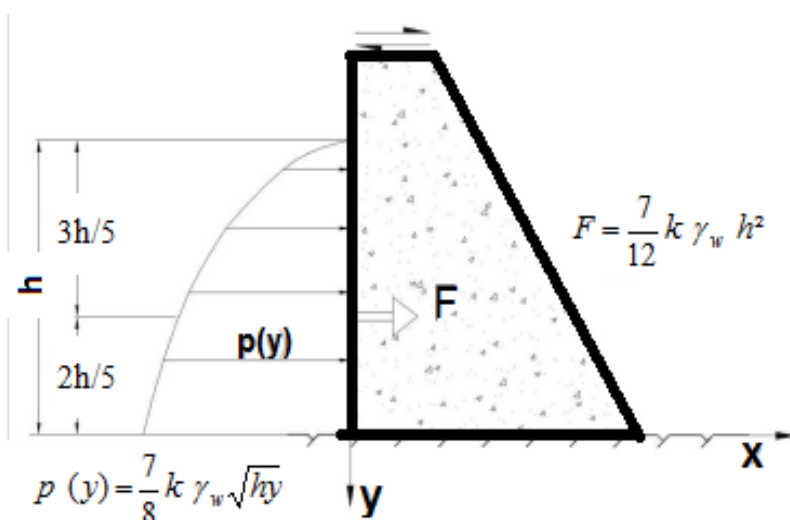
$k$  : coefficient pseudo-statique adimensionnel où  $k = \alpha \cdot a_g/g$ .

$\alpha$  : coefficient sismique adimensionnel bien souvent pris égal à 2/3 pour la composante horizontale et 0,20 pour la composante verticale.

La force totale appliquée sur une tranche de largeur unité est alors égale à :

$$F = \frac{7}{12} k \gamma_w h^2 \quad (I.11)$$

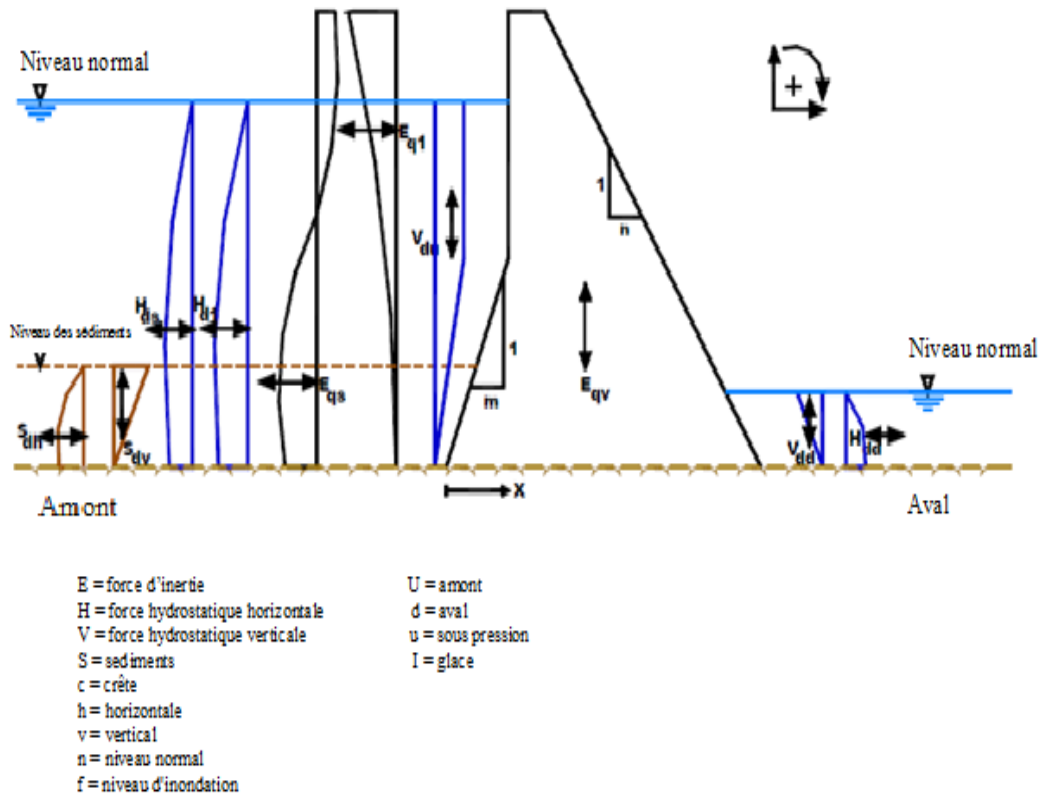
Le point d'application de la force est situé à 2/5 de la fondation



**Figure I.4 :** Epures de la poussée hydro sismique selon méthode pseudo- statique de Westergaard (CFGB, 2012)

### I.4.2.2. Calcul des actions sismiques par la méthode pseudo-dynamique

L'analyse sismique pseudo-dynamique est basée sur la méthode de spectres de réponse (Kitapcigil, 2010). Elle est conceptuellement semblable à une analyse pseudo-statique sauf qu'elle identifie la dynamique d'amplification des forces d'inertie le long de la taille du barrage (figure I.5).



**Figure I.5 :** Forces agissantes sur un barrage (analyse sismique Pseudo-dynamique) (Kitapcigil, 2010).

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1 Sa}{\tilde{M}_1 g} (\tilde{T}_1, \tilde{\zeta}_1) [W_s(y) \phi(y) + gp_1(y, \tilde{T}_r)] \quad (I.12)$$

La période naturelle de vibration du barrage en secondes sur une base enroche rigide avec l'eau confisquée est calculée par :

$$T_r = R_r T_1 \quad (I.13)$$

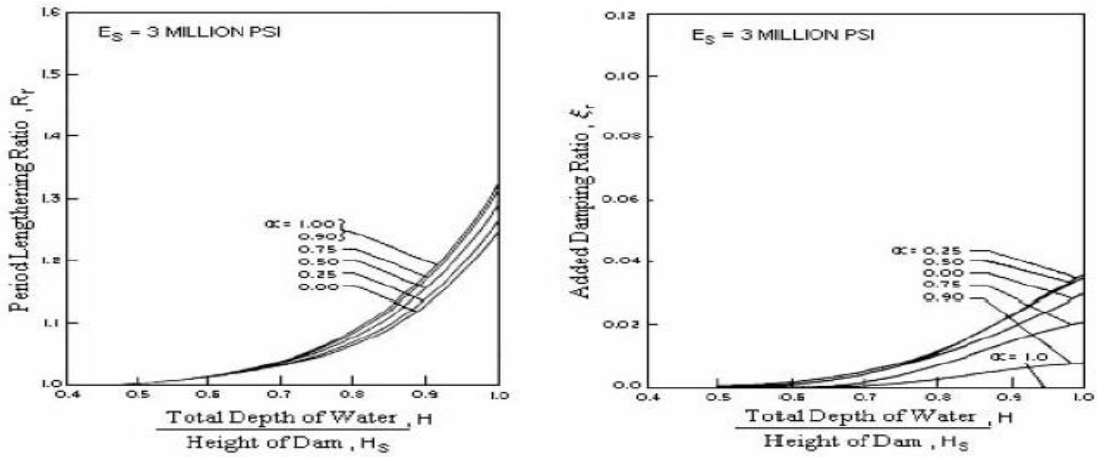
$R_r$  : c'est le rapport de rallongement de période dû aux effets hydrodynamiques (figure I.7).

- Si  $H/H_s < 0,5$  alors  $R_r$  peut être accepté en tant qu'égal à 1.

La période naturelle de vibration du barrage en secondes sur une base en roche flexible avec l'eau confisquée est calculée par :

$$T_1 = R_r R_f T_r \quad (I.14)$$

$R_f$  : rapport de rallongement de période dû aux effets flexibilité (figure 1.6).



**Figure I.6 :** Valeurs standard périodique pour le rapport de rallongement  $R_r$  et atténuation supplémentaire  $\xi_r$  due aux effets hydrodynamiques (Kitapcigil, 2010).

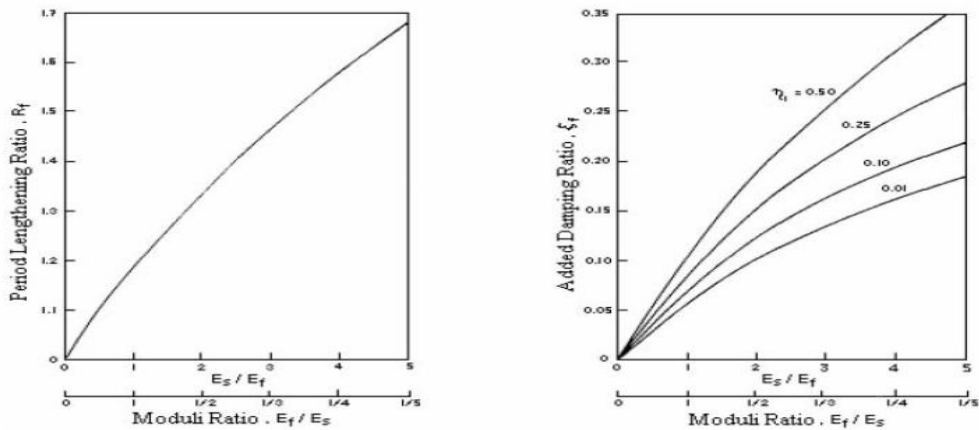
Le facteur d'atténuation efficace pour un barrage posé sur une base de roche flexible avec de l'eau dans le réservoir est égal :

$$\xi = \frac{1}{R_r (R_r)^3} \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 \quad (I.15)$$

$\xi_1$  : constante d'amortissement du barrage sur la roche rigide avec réservoir vide.

$\xi_r$  : atténuation supplémentaire due à l'interaction de barrage-eau (figure I.6).

$\xi_f$  : supplémentaire de matériau de radiation et s'atténuation due à l'interaction barrage-roche (figure I.7).



**Figure I.7 :** Valeurs périodiques standard pour rapport de rallongement  $R_r$  et l'atténuation supplémentaire  $\xi_f$  due à l'interaction Barrage-roche (Kitapcigil, 2010)

Le rapport de période nécessaire pour calculer le terme hydrodynamique de pression  $g(y, T_r)$  :

$$R_w = \frac{T_1^r}{T_r} \quad (I.16)$$

La période de vibration fondamentale de l'eau confisquée :

$$T'_1 = 4H / C \quad (I.17)$$

avec :

H : profondeur de l'eau confisquée.

C : vitesse des vagues de pression dans l'eau.

Le terme hydrodynamique de pression peut être déterminé par la figure (1.8) avec  $\alpha$  est le coefficient de réflexion de vague. La masse généralisée est donnée par :

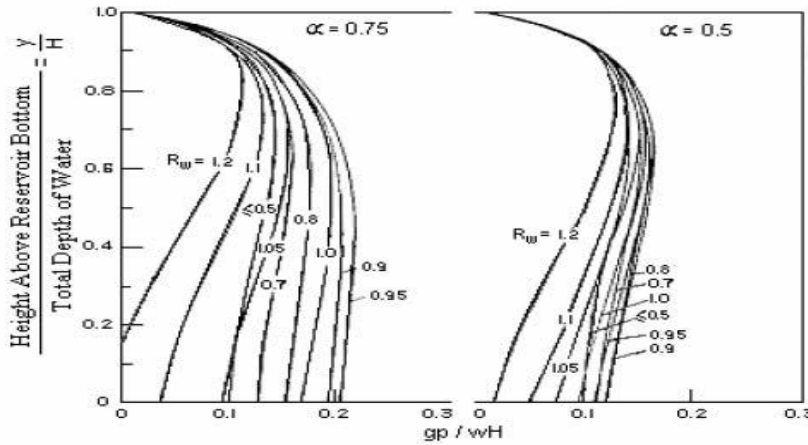
$$\tilde{M}_1 = (R_r)^2 M_1 \quad (I.18)$$

$M_1$  est déterminé :

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} W_s(y) \phi^2(y) dy \quad (I.19)$$

$W_s(y)$  : poids du barrage par unité de largeur,

$\phi(y)$  : forme fondamentale de mode de vibration, figure (I.9).



**Figure I.8 :** Valeurs standard de la pression hydrodynamique  $p(y)$  pour un réservoir vide,  $H/H_s = 1$  ;  $\alpha = 0,75$  et  $0,50$  (Kitapcigil, 2010).

Le coefficient généralisé de la force de tremblement de terre est calculé comme suite :

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \frac{1}{8} F_{st} \left( \frac{H}{H_s} \right)^2 A_p \quad (I.20)$$

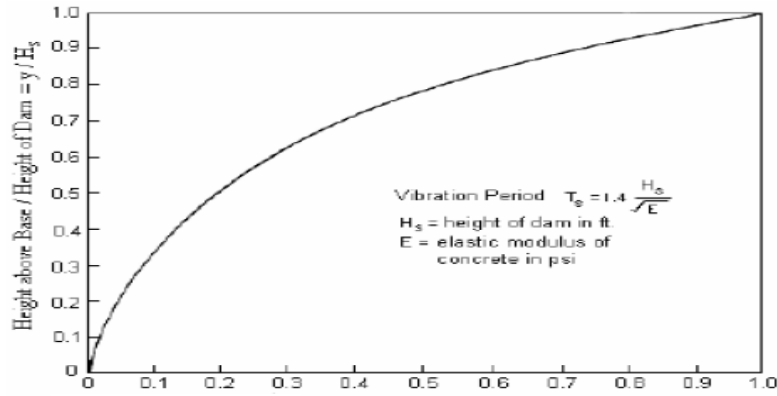
avec :

$F_{st}$  : total des forces hydrostatiques sur le barrage ( $W.H^2/2$ ).

$A_p$  : coefficient de force hydrodynamique.

La valeur de  $L_1$  est calculée comme suite :

$$L_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} W_s(y) \phi(y) dy \quad (I.21)$$



**Figure I.9 :** Evolution de la période fondamentale standard et de mode de vibration  $\phi(y)$  pour barrages-poids en béton (Kitapcigil, 2010).

La force latérale équivalente due au séisme à des modes plus élevés de vibration peut être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$f_{sc}(y) = \frac{1}{g} \left\{ W_s(y) \left[ 1 - \frac{L_1}{M_1} \phi(y) \right] + \left[ gp_0(y) - \frac{B_1}{M_1} W_s(y) \phi(y) \right] \right\} a_g \quad (I.22)$$

avec :

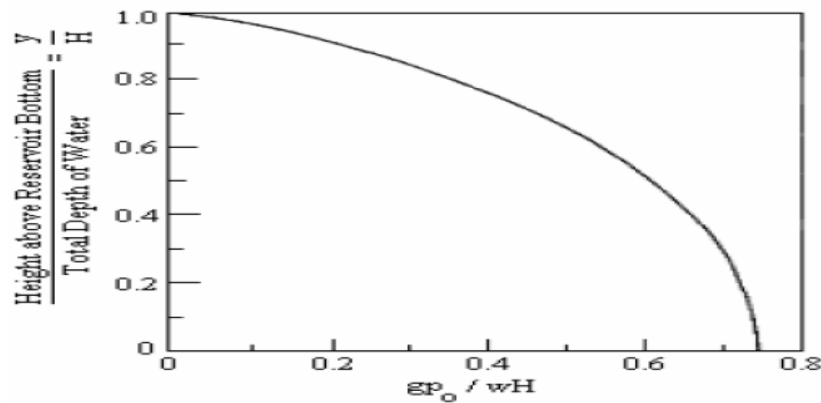
$a_g$  : accélération maximum au sol,

$p_0(y)$  : fonction de pression hydrodynamique, elle est associée aux modes plus élevés pour la condition de charge avec réservoir en profondeur H et à une distance y au dessus de la base (figure I.10).

$B_1$  : paramètre calculé selon l'expression :

$$B_1 = 0,052 \frac{F_{st}}{g} \left( \frac{H}{H_s} \right)^2 \quad (I.23)$$

$F_{st}$  : force hydrostatique totale.



**Figure I.10 :** Valeurs standard pour fonction de pression hydrodynamique  $p_0(y)$  (Kitapcigil, 2010)

Au coté amont la pression hydrodynamique est donnée par :

$$P_{sc}(y) = \left[ gp_0(y) - \frac{B_1}{M_1} W_s(y) \phi(y) \right] \frac{a_s}{g} \quad (I.24)$$

### I.4.3. Combinaison de charges

On distingue trois combinaisons de charges :

**Combinaison avec charges usuelles :** correspondant à un niveau nominal (cote RN) avec le niveau des sous-pressions et la poussée hydrostatique associées. On prend en compte également la poussée des sédiments et des glaces éventuellement.

**Combinaison avec charges exceptionnelles:** correspondant au niveau de remplissage maximum envisagé (cote PHE).

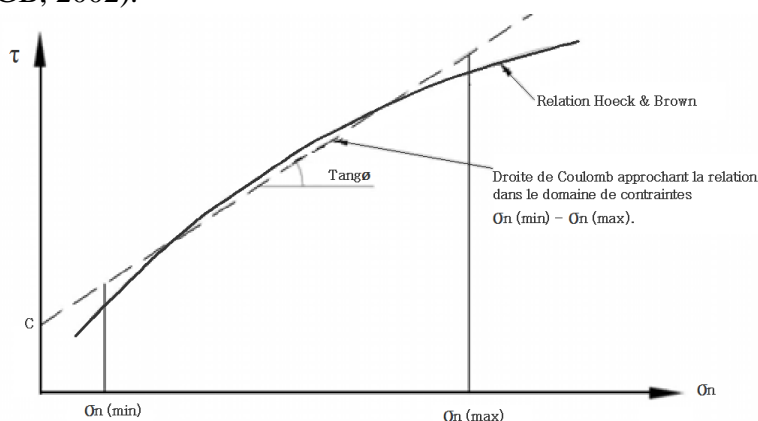
**Combinaison avec charges extrêmes :** correspond aux charges usuelles plus les effets d'un séisme. Selon comité française des grands barrages (CFGB, 2006) les principales justifications de stabilité des barrages poids rencontrées dans la littérature sont les suivantes :

- ✓ la justification de non cisaillement qui concerne les fondations, l'interface et corps du barrage ;
- ✓ la justification de non traction du parement amont ;
- ✓ la justification de non renversement du barrage sur son pied aval ;
- ✓ la justification de non glissement du barrage sur sa fondation ;
- ✓ la justification de la résistance à la compression des matériaux, réservée uniquement aux grands barrages.

### I.4.4. Justification au non cisaillement

L'évaluation des paramètres de résistance est nécessaire pour toute suspicion de faiblesse dans le massif de fondation, à la surface de contact barrage- rock et dans le corps du barrage. Les paramètres de résistance des matériaux intervenant dans la justification des barrages-poids pour les trois cas précédents sont : la cohésion, l'angle de frottement interne, la résistance à la traction et à la compression (CFGB, 2006).

- **Pour le massif de fondations :** pour déterminer la cohésion ( $C_{\text{fond}}$ ) et de l'angle de frottement interne de la fondation ( $\phi_{\text{fond}}$ ), la méthode la plus satisfaisante consiste à examiner les courbes intrinsèques des matériaux constituant la roche. Sur le principe de calcul, que ce soit pour un joint de fondation ou dans la masse rocheuse, la courbe intrinsèque de la fondation peut être approchée par une droite dont la pente ( $\tan \phi_{\text{fond}}$ ) et l'ordonnée à l'origine ( $C_{\text{fond}}$ ) varient en sens inverse en fonction de la gamme de contraintes considérée (loi parabolique) (CFGB, 2002).



**Figure I.11 :** Droite de Coulomb approchant la relation de Hoek et Brown pour déterminer  $C_{\text{fond}}$  et  $\phi_{\text{fond}}$ . (CFGB, 2006).

**-Pour l'interface barrage-fondation :** Dans une première approche conservatrice, la cohésion d'interface est prise en tant que zéro, en tenant compte les perturbations du sol au moment des excavations, si des spécifications de travaux particuliers ont été prévues pour la réalisation de l'interface (réalisation soignée et fondations non altérées), on peut retenir une valeur pour le paramètre :  $C_{\text{interfa}} = \min(C_b; C_{\text{fond}})$ , L'angle de frottement peut être pris comme  $45^\circ$  (pour une interface saine de roche-barrage).

**-Pour le corps du barrage :** Pour le béton compacté au rouleau (BCR), se sont les joints qui imposent la cohésion à introduire éventuellement dans les calculs. Les corrélations entre la résistance à la compression ( $f_c$ ) et à la traction ( $f_t$ ) et la cohésion de béton ( $C_b$ ) valable dans la masse du matériau ne sont plus applicables et les essais des matériaux en laboratoire ne sont pas forcément représentatifs des paramètres à l'interface des couches de BCR.

Pour la maçonnerie, les paramètres  $f_t$  et  $C_b$  sont généralement considérés comme nuls. Pour les bétons traditionnels, la cohésion du béton peut être obtenue à partir d'essais en laboratoire (à partir des courbes intrinsèques du matériau). On peut alors utiliser les corrélations entre  $f_c$ ,  $f_t$  et  $C_b$  valables dans la masse du matériau et applicables au barrage.

La résistance sur l'ensemble de la section permet d'exprimer le critère de dimensionnement à partir du coefficient *SFF* (*Shear Friction Factor*) :

$$SFF = \frac{CB + (N - U) \tan \phi}{T} \quad (I.25)$$

avec,

B : la longueur de la section horizontale étudiée ;

N et T les composantes normale et tangentielle des forces extérieures agissant sur la partie supérieure de la section étudiée.

Selon CFGB les valeurs de *SFF* pour chaque combinaison de charge sont données dans le tableau ci-après :

**Tableau I.3 :** Valeurs de *SFF* en fonction des combinaisons de charges (CFGB, 2002).

Section de contact	Usuelles	Exceptionnelles	Extrêmes
Corps du barrage	> 3,0	> 2,0	> 1,0
Interface (fondation-barrage)	> 3,0	> 2	> 1,0
Fondation	> 4,0	> 2,7	> 1,3

#### **I.4.5. Justification de non extension du parement amont**

Deux catégories de matériaux sont distinguées :

##### **I.4.5.1. Maçonnerie**

Aucune traction n'est admise et la règle de Maurice Levy (qui est la même que la règle du tiers central) est préconisée :

$$\sigma_n \geq 0 \quad (I.26)$$

### **I.4.5.2. Béton**

Le matériau est supposé avoir une certaine résistance à la traction (Royet et *al*, 2002b). Ce dernier est pris en compte par le critère (75% de la condition de Maurice Levy) :

$$\sigma_n' > 0,75 \gamma_w H \quad (I.27)$$

Si le critère de Maurice Lévy est satisfait à au moins 75%, en considérant qu'il n'y a pas ouverture de fissure (Royet et *al*, 2002a). Afin d'éliminer les dangers dues aux sous pressions, il ne suffit pas que la condition élastique en A (ou sur un point du parement amont) soit positive ; il faudrait que cette contrainte  $\sigma >$  à la pression hydrostatique régnante en A de façon à refermer toute fissure horizontale qui produirait au pied du parement amont. Cette condition s'écrit alors :

$$\sigma_A > \gamma_w y \quad (I.28)$$

Les mesure *in situ* le rapport de la condition de Maurice Levy (rapport de la contrainte élastique en un point du parement amont, à retenue pleine, à la pression hydrostatique au même point) varie de 0,43 à 0,40 le long du parement amont, sans tenir compte des sous pressions.

### **I.4.5.3. Règle du tiers central**

L'excentricité  $e$  du point d'application de la résultante des actions doit être inférieure à  $B/6$ ,  $B$  étant la largeur de la base du barrage. Ce critère doit être strictement vérifié pour les combinaisons d'actions fréquentes ou quasi-permanentes (retenue normale).

Les critères exprimés à partir de la contrainte effective normale  $\sigma_n'$  sont les suivants :

- a) les charges usuelles :  $\sigma_n' > \max \{ (p-1) \gamma_w \cdot h - f_t / 3 ; - \gamma_w \cdot H_e \}$
- b) les charges exceptionnelles :  $\sigma_n' > (p-1) \gamma_w \cdot h - f_t / 2$
- c) les charges extrêmes : l'apparition de fissure est admise ; on évalue la longueur de la fissure et on vérifie la résistance au cisaillement sur la section non fissurée à partir du critère *SFF*. (CFGB, 2002).

avec ;

$f_t$  : résistance à la traction du matériau du barrage ;

$H_e$  : hauteur d'eau dans la retenue ;

$p$  : coefficient de réduction tenant compte du système de drainage ; en absence de dispositif de drainage,  $p=1$  ; si non,  $p=0,4$  en première approche.

$h$  : hauteur d'eau au point où est calculé la contrainte.

### **I.4.6. Justification au non renversement**

Cette vérification consiste à étudier la possibilité de basculement du barrage par rapport à son pied aval, un facteur de sécurité contre le renversement est défini comme le rapport du moment stabilisateur pour les moments de renversement autour du pied.

$$F_s = \frac{\sum \text{Moment stabilisateur}}{\sum \text{Moment de renversement}} = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \quad (I.29)$$



Selon le comité français du grand barrage le facteur de sécurité contre le renversement est donné pour chaque combinaison de charge :

- pour les charges usuelles :  $M_s / M_r > 1,5$
- pour les charges exceptionnelles :  $M_s / M_r > 1,25$
- pour les charges extrêmes :  $M_s / M_r > 1,1$

#### **I.4.7. Justification au non glissement du barrage sur sa fondation**

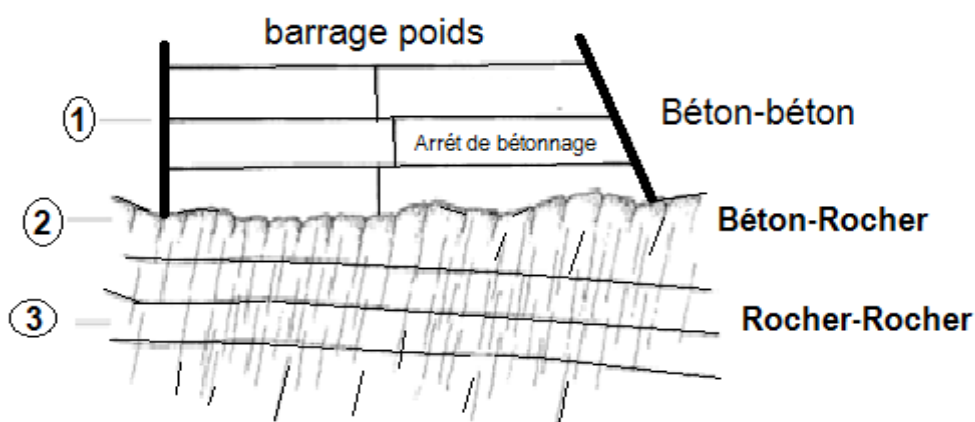
Le critère de base pour l'évaluation de la sécurité contre le glissement est le rapport entre les forces motrices et les forces de résistance le long de la surface de glissement considérée. L'évaluation de la sécurité est basée sur le simple rapport  $[T/N]$  forces parallèles (T) et la perpendiculaire (N) à la surface de glissement (Ruggeri, 2004).

Dans les lignes directrices suédoises le maximum autorisé valeur T/N dépend de la combinaison de chargement.

- ✓ charges usuels : 0,75 ;
- ✓ charges exceptionnels : 0,90 ;
- ✓ charges extrêmes : 0,95.

#### **I.4.8. Principe surface de glissement est leur résistance**

Pour déterminer l'angle de frottement interne effectif de la surface de glissement, il est important de déterminer les surfaces de glissement potentielles et les paramètres liées aux ces surfaces.



**Figure I.12 :** Surfaces de glissement potentielles avec ces caractéristiques  
(Anton et Henri, 2011)

**Tableau I.4 :** Valeurs du coefficient de frottement en fonction de surface de glissement

Nature du glissement	Localisation du plan de glissement	Coefficient de frottement $tg\phi$
Béton - Béton	Fissure en pleine masse de béton	2,0 -- 3,0
	Reprise de bétonnage soignée	1,5 -- 2,1
Béton - Rocher	Rocher de bonne qualité	1,5 – 1,9
	Rocher de mauvaise à moyenne qualité	0,5 -1,9
Rocher – Rocher	Bonne qualité et faiblement diaclase	1,0-1,9
	Moyenne qualité et fortement diaclase	0,5-1,0

## **I.5. METHODES DE RESISTANCE AU GLISSEMENT**

Le premier critère pour évaluer la sécurité contre le glissement est la résistance au glissement, ce procédé calcule un coefficient de frottement  $\mu$ . Ce coefficient a été calculé en divisant la somme des forces parallèles au plan de glissement,  $\Sigma H$ , par la somme des forces verticales au plan de glissement,  $\Sigma V$ . Ce coefficient de frottement devrait être plus petit que celui admissible  $\mu_{admi}$ .

$$\mu = \frac{\sum H}{\sum V} \leq \mu_{admi} \quad (I.30)$$

Cette méthode est une commande à l'encontre glissement sur la base de l'expérience, à la fois pour le matériau de base, et l'interface entre fondation et béton (Johansson, 2009).

### **I.5.1. Méthode de friction de cisaillement**

Cette méthode fait le calcul d'un coefficient de sécurité contre le glissement pour les barrages en béton sur la base de l'équation de Coulomb, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_s = \frac{s_l + k (W - U)}{P} \quad (I.31)$$

avec :

$s_l$  : résistance au cisaillement sans charge normal ;

$K$  : facteur d'augmentation de la résistance au cisaillement ;

$W$  : poids mort de la structure ;

$U$  : charge de soulèvement sous la digue (sous pressions) ;

$P$  : charge totale de pression de l'eau perpendiculairement à la direction de glissement.

Aujourd'hui, le cisaillement par la méthode de friction a généralement la forme suivante :

$$F_s = \frac{C A + \sum V \tan \varphi}{\sum H} \quad (I.32)$$

avec :

$C$  : cohésion du plan de glissement ;

$A$  : section de glissement ;

$\varphi$  : angle de frottement.

La forme la plus simple de la défaillance d'un barrage par glissement sur sa fondation et au niveau d'un joint horizontal dans la masse rocheuse par cette méthode, 1 mètre de large bande de fondation est généralement supposé. Ce mode de défaillance est décrit par es travaux de Underwood et Dixon en 1976 (Johansson, 2009).

$$F_s = \frac{C B + \sum V \tan \varphi}{\sum H} \quad (I.33)$$

$B$  : longueur du plan de glissement considéré.

Les hypothèses de base nécessaires à cette méthode sont :

- ✓ la définition du coefficient de sécurité est correcte,
- ✓ analyse bidimensionnelle est applicable,
- ✓ le mode de défaillance est analysé cinématiquement possible.

Il y a lieu de mentionner que l'équation ci-dessus (I.33) est utilisée, Underwood et Dixon (1976) soulignent que, si le calcul se fait après les déformations qui sont produites dans le joint, la résistance au cisaillement résiduelle peut être considérée et la cohésion peut être absente.

### **I.5.2. Méthode d'équilibre limite**

Dans cette méthode, le facteur de sécurité contre le glissement est défini selon l'équation :

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau} \quad (I.34)$$

$\tau_f$  : contrainte de cisaillement disponible à l'échec ;  
 $\tau$  : contrainte de cisaillement nécessaire pour l'équilibre.

#### **I.5.2.1. Hypothèses**

- Imminente panne selon les exigences imposées par la théorie de la non- parfaitement plastique.
- La résistance au cisaillement maximum qui peut être mobilisée est suffisamment définie par les critères de rupture de Mohr- Coulomb.
- Le coefficient de sécurité calculé à partir des équations de stabilité est le moyen facteur de sécurité pour la surface de rupture potentielle totale.
- Les forces verticales entre cales sont considérées comme négligeables.
- La cale structurelle doit être définie par une cale.

## **I.6. CRITERE DE COMPRESSION**

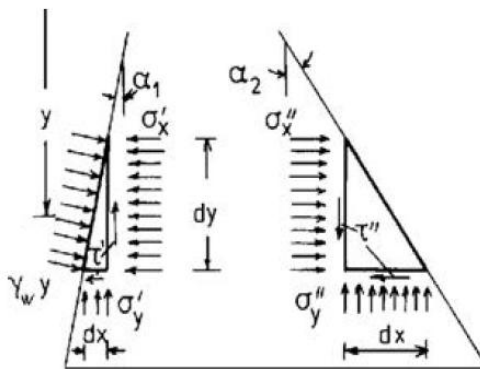
La justification de la résistance à la compression du matériau est proposée dans pour les grands ouvrages poids en béton. Elle consiste à vérifier que les contraintes normales développées dans le béton constituant le corps du barrage ne dépassent pas une fraction de la contrainte à la rupture en compression du béton à 28 jours  $\sigma_{28}$  (Royet et al, 2002a).

Le critère de dimensionnement s'écrit sous la forme :

$$\sigma_n < 0,3 \sigma_{28} \quad (I.35)$$

## **I.7. CALCUL DES CONTRAINTES**

Le développement des contraintes normales et de cisaillements peut être déterminé par la condition d'équilibre des éléments de triangles (Ljubomir, 2005).



**Figure I.13** : Contraintes verticales et horizontales au parement amont et aval de barrage (Ljubomir, 2005).

Les contraintes normales, horizontales et de cisaillements au parement amont d'un barrage sont exprimées par les formules suivantes :

$$\sigma_A = y \left[ \gamma_b \frac{m}{m+n} + \gamma_w \frac{n^2 + 2mn - 1}{(m+n)^2} \right] \quad (I.36)$$

$$\sigma'_A = \gamma_w y - (\gamma_w y - \sigma'_y) \tan^2 \alpha_1 \quad (I.37)$$

$\sigma_A$  : contrainte normale (suivant le plan OY) ;

$\sigma'_A$  : contrainte horizontale (suivant le plan OX) ;

y : hauteur de barrage ;

$\alpha_1$  : angle de parement amont de barrage ;

m fruit du parement amont et n fruit de parement aval.

## I.8. CALCUL DE STABILITE PAR APPROCHE SEMI-PROBABILISTE

À l'heure actuelle, l'approche déterministe est remplacée par l'approche semi-probabiliste pour laquelle des coefficients de sécurité partiels sont appliqués aux actions (des facteurs de majoration) et à la résistance (des facteurs de réduction).

On appelle approche semi-probabiliste la méthode reposant sur les notions d'état limite et de coefficients partiels de sécurité. C'est cette méthode que l'on retrouve dans de nombreux règlements, notamment les Eurocodes (Ballière, 2012).

### I.8.1. Définition des Eurocodes

Au début des années quatre-vingt-dix, le Comité Européen de Normalisation (CEN) a entrepris la rédaction des Eurocodes, normes européennes de conception, de dimensionnement et de justification des structures de bâtiment et de génie civil. Les Eurocodes ont donc une importance essentielle, à la fois pour le secteur de la conception des ouvrages et pour le secteur de l'industrie du bâtiment et des travaux publics.

Les Eurocodes, définissent des exigences fondamentales pour atteindre des niveaux de performance appropriés en matière de fiabilité des constructions dont les quatre composantes sont :

- la sécurité structurale pour les personnes, les animaux domestiques...
- l'aptitude au service, fonctionnement, confort...
- la robustesse en cas de situations accidentelles ;
- la durabilité, compte tenu des conditions environnementales auxquelles sont soumis les ouvrages pendant leur durée de service.

Les Eurocodes sont moins directifs que les règlements antérieurs, ils laissent au concepteur et au calculateur plus de liberté dans le choix des méthodes et un plus haut niveau de responsabilité. Le concepteur doit choisir ses méthodes de calcul en fonction de la complexité du problème à traiter.

### **I.8.2. Principe de la méthode semi-probabiliste**

Cette méthode consiste à identifier les phénomènes préjudiciables à l'ouvrage (états-limites) et à se prémunir contre leur apparition par des coefficients de sécurité (coefficients partiels) dont la valeur doit être préalablement calibrée (Kovarik, 1999). Dans sa plus grande généralité, on exprime les règles de justification des ouvrages sous la forme de la vérification, selon l'équation canonique appelée « condition d'état-limite » : Élément moteur (ou sollicitation)  $\leq$  Élément résistant (ou capacité de résistance).

### **I.8.3. Méthode semi-probabiliste**

La méthode semi-probabiliste aux états limites concerne la vérification du dimensionnement d'un ouvrage de génie civil. Son application suppose donc que cet ouvrage est déjà pré dimensionné. Une situation de projet peut être définie comme une période de la vie de l'ouvrage déterminée par l'ensemble des conditions du projet (géométrie du site et de l'ouvrage actions appliquées à l'ouvrage, propriétés des sols et des matériaux constitutifs, conditions hydrauliques, etc.) régnant pendant un certain intervalle de temps durant lequel les paramètres intéressant la sécurité de l'ouvrage peuvent être considérés comme constants. (Moine et *al*, 2000).

On évalue la dispersion de certains paramètres à partir d'études statistiques que l'on intègre sous forme de valeur caractéristique. On retient généralement comme valeur caractéristique un fractile de la distribution de l'échantillon mesuré, c'est-à-dire une valeur telle qu'une part donnée de l'échantillon soit supérieure à cette valeur (Figure I.14).

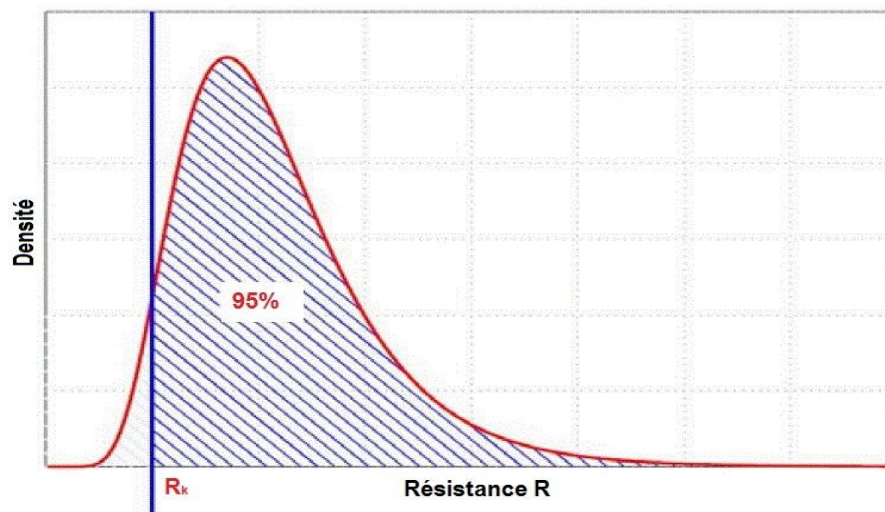


Figure I.14 : Valeur caractéristique  $R_k$  définie comme le fractile à 95 (Ballière et *al*, 2012).

Lorsque la dispersion peut être négligée, les valeurs caractéristiques peuvent être évaluées de manière déterministe.

#### I.8.4. Valeurs représentatives

Selon les Eurocodes, se sont les diverses valeurs possibles des grandeurs incertaines, elles se distinguent généralement par leurs probabilités respectives d'occurrence ou de dépassement, ou par leurs périodes de retour dans le cas des actions variables. On peut citer notamment :

**1. Valeurs caractéristiques ( $F_k$ ,  $R_k$ ,  $X_k$ ) :** elles correspondent à une valeur de faible probabilité de dépassement, mais sans excès. Elles sont définies le plus souvent à partir de la loi de distribution des paramètres supposée par des fractiles ou des périodes de retour.

**2. Valeur caractéristique de la résistance d'un matériau :** est une valeur ayant une probabilité donnée de ne pas être atteinte lors d'une hypothétique série d'essais. Elle correspond généralement au fractile à 5% de sa distribution statistique supposée.

**3. Valeur caractéristique d'une action :** est une valeur choisie pour correspondre à une probabilité donnée de non-dépassement du côté défavorable au cours d'une durée de référence. En revanche, la valeur caractéristique d'une action variable est définie par une période de retour donnée, pouvant varier de 50 ans à 1 000 ans.

**4. Valeurs de calcul ( $F_d$ ,  $R_d$ ,  $X_d$ ) :** elles correspondent à une très faible probabilité de dépassement. Elles sont souvent définies par l'application à la valeur caractéristique d'un coefficient partiel de valeur (par exemple,  $X_d = X_k / \gamma_M$  pour un matériau,  $R_d = R_k / \gamma_M$  pour une résistance  $F_d = \gamma_f \cdot F_k$  pour une action).

La valeur caractéristique d'un paramètre (action, matériau, résistance) intervient dans les combinaisons types d'actions qui servent à vérifier la non occurrence des états limites du service (ELS) et dans la combinaison type accidentelle ; la valeur de calcul est utilisée dans la combinaison type fondamentale qui sert à vérifier la non occurrence des états limites ultime (ELU) dans les situations durables et transitoires.

On obtient ainsi, dans ces situations de projet, des probabilités globales de dépassement d'un état-limite (sur un an) de l'ordre de  $10^{-3}$  pour les ELS et de  $10^{-6}$  pour les ELU (Moine et al, 2000).

### **I.8.5. Les états-limites**

Un état-limite est un phénomène préjudiciable contre l'apparition duquel on souhaite prémunir l'ouvrage (par exemple : glissement-plan, phénomène de renard, défaut de résistance du béton armé...ect). On classe les états-limites, selon leurs enjeux socio-économiques, en deux catégories :

- ✓ les états-limites de service (ELS), dont l'enjeu est modéré ; en général, ils correspondent à une perte d'aptitude au service de l'ouvrage ;
- ✓ les états-limites ultimes (ELU), dont l'enjeu est élevé ; en général, ils correspondent à une forme de rupture de l'ouvrage (structure inapte au service mais réparable).

A chaque situation (classée en : durable, transitoire, accidentelle) correspond une liste des actions appliquées à la structure. Pour une situation de projet donnée, le concepteur doit vérifier le bon comportement de l'ouvrage vis-à-vis des états-limites pertinents.

### **I.8.6. Principales situations**

Selon Comité Français des Grands Barrages les trois situations dans l'approche semi-probabiliste, sont définies comme ci-présentes dans le tableau suivant :

**Tableau I.5** : Situations principales de calcul aux états limites (CFGB, 2006).

Situation de projet		Niveaux d'eau représentatifs ou configuration	Etats-limites à vérifier
Situation Durable		du niveau min autorisé d'exploitation à un niveau inférieur aux PEH,	ELS et ELU
Transitoires	vidange	retenue vide : vidange totale du barrage	ELS et ELU
	autre situation transitoire	Défaillance ou configuration transitoires particulières,	
Accidentelles	accidentelle sismique	séisme à retenue au niveau RN	ELU
	accidentelle hydrostatique	cote ultime côte	
	autres situations accidentelles	défaillance accidentelles particulières	

### I.8.6. Principe de calcul

La condition devant être remplie pour que l'état-limite ne soit pas atteint peut être traduite sous la forme d'une inégalité, appelée condition d'état-limite, dont une forme « canonique » simplifiée, très fréquente, représentative d'un ELU est comme suite :

$$R(X) - S(F) \geq 0 \quad (I.39)$$

R : résistance de la structure,

X : paramètres incombent : matériaux, géométrie et interactions qui la déterminent,

S : effet des actions appliquées F.

Traditionnellement (méthode des contraintes admissibles), la justification d'une structure est effectuée en comparant les éléments résistants R de l'ouvrage aux éléments moteurs S, à un coefficient de sécurité global près :

$$\frac{\text{Elément résistant}}{\text{Elément moteur}} \geq \text{Coefficient} = \gamma_g \quad (I.40)$$

La condition d'état-limite (formule 1.40) devient alors la condition de calcul, que le projecteur doit vérifier pour chaque état-limite :

$$R\left(\frac{X_k}{\gamma_M}\right) - S(\gamma_f \cdot F_k) \geq 0 \quad (I.40)$$

$X_k$  et  $F_k$  sont les valeurs caractéristiques et  $\gamma_M$  et  $\gamma_f$  sont les coefficients de valeur.

Les expressions  $X_d = X_k / \gamma_M$  et  $F_d = \gamma_f \cdot F_k$  représentent les valeurs de calcul (elles prolongent les valeurs caractéristiques vers des probabilités extrêmement faibles, mais néanmoins envisageables) (Moine et al, 2000).

La condition de justification se complète et devient alors :

$$\frac{1}{\gamma_{Rd}} R(X_d) - \gamma_{sd} \cdot S(F_d) \geq 0 \quad (I.41)$$

Avec  $\gamma_{Rd}$ ,  $\gamma_{sd}$  et  $\gamma_M$  sont des coefficients de modèle  $\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{sd} = \gamma_d$

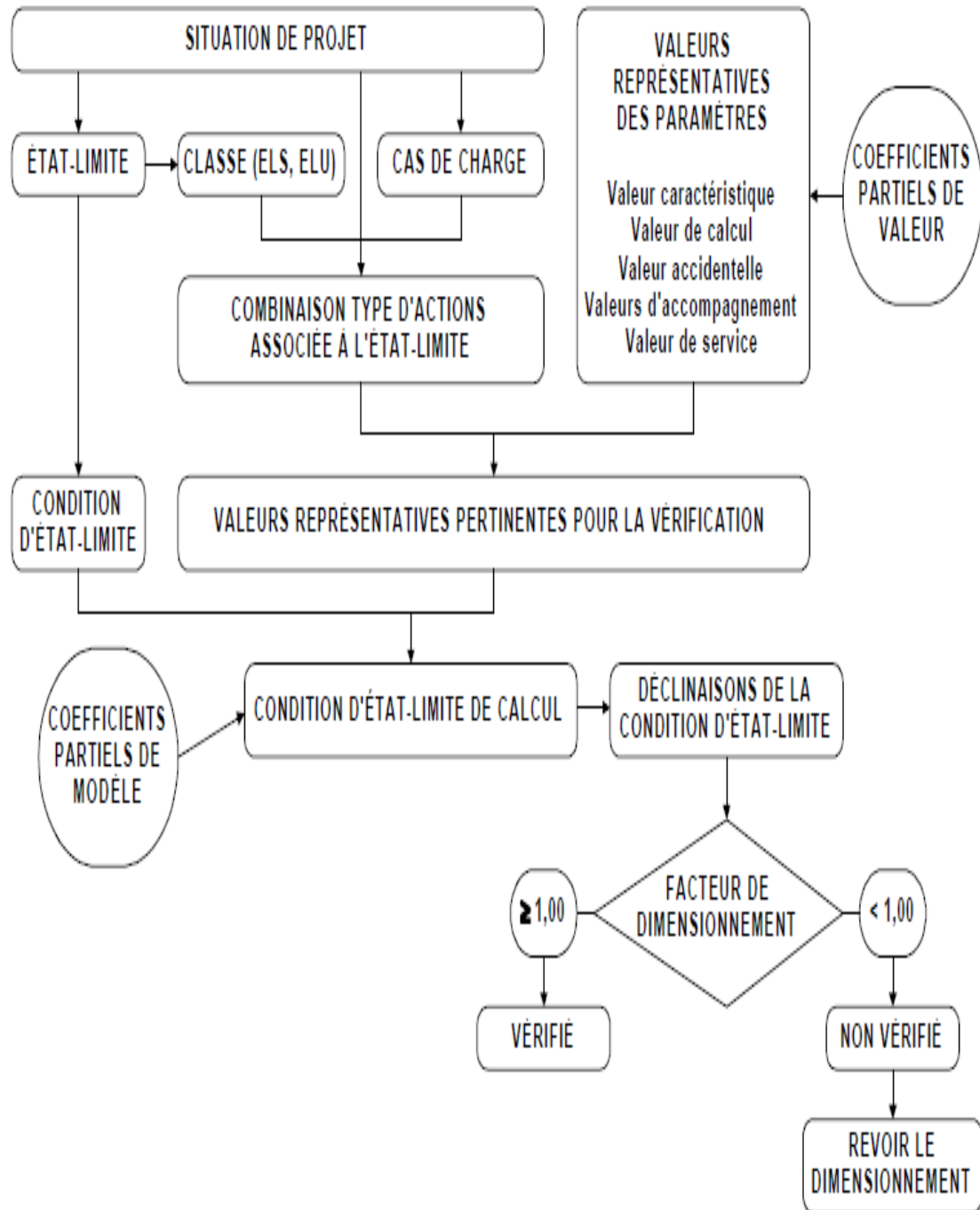
Si l'on note  $R_d = R(X_d)$  et  $S_d = S(F_d)$  les valeurs de calcul de la résistance et des sollicitations, la formule (1.42) devient :

$$\tau = \frac{R_d / \gamma_{Rd}}{\gamma_{sd} S_d} \geq 1 \quad (I.42)$$

Un facteur de dimensionnement  $\tau$  permet finalement de qualifier la « position » d'un ouvrage vis-à-vis d'un état-limite donné, L'ouvrage est justifié si et seulement si  $\tau \geq 1,00$  pour chaque état-limite.

La démarche des justifications est résumée par l'organigramme (figure I.15).





**Figure I.15 :** Organigramme des vérifications (Moine et al, 2000).

### **I.9. METHODES D'ANALYSE DE STABILITE DES BARRAGES-POIDS**

La méthode d'analyse devrait être régie par le type et configuration de la structure étant considérée. La méthode de gravité sera généralement suffisamment pour l'analyse de la plupart des structures, cependant, des méthodes plus sophistiquées peuvent être exigées pour les structures qui sont courbées dans le plan, ou les structures avec des configurations peu commune (Lombardi, 2002).

### I.9.1. Méthode de gravité

La méthode de gravité suppose que le barrage est un bloc rigide à bidimensionnel, avec une distribution de pression de base linéaire. Dans la plupart des cas, si analyse de gravité indique que le barrage est stable, l'analyse approfondie ne doit pas être faite. La distribution de l'effort de cisaillement de la base n'est pas spécifiquement adressée, on le suppose implicitement que l'effort de cisaillement est distribué uniformément à travers la base. Cette hypothèse est arbitraire et pas très précise (Lombardi, 2002).

La méthode de gravité fournit un approximatif moyen pour la détermination des efforts sur un barrage-poids. Elle s'applique au cas général d'un profil avec un visage vertical ascendant et avec une constante en aval incliné et aux situations où il y a une variable pente sur l'un ou l'autre ou les deux visages (Denver et Colorado 1976).

#### I.9.1.1. Hypothèses de la méthode de gravité

- le béton dans le barrage est homogène, isotrope et uniformément élastique.
- aucun mouvement différentiel qui se produit au site en raison des charges d'eau sur les murs de réservoir.
- les contraintes de cisaillement horizontales ont une variation parabolique à travers des plans horizontaux à partir de la face amont à la face aval du barrage.

### I.9.2. Méthodes des éléments finis

Dans la plupart des cas, la méthode d'analyse de gravité sera suffisante pour la détermination de la stabilité. La méthode d'élément fini permet à l'ingénieur de modéliser étroitement la géométrie réelle de la structure et expliquez son interaction avec la base (Lombardi, 2002).

L'analyse par éléments finis permet non seulement la modélisation du barrage, mais également la roche au-dessous de base du barrage.

Un des paramètres les plus importants dans le l'interaction barrage-fondation est le rapport du module de la déformation de la roche au module d'élasticité du béton de barrage. Comme le rapport modulaire varie, la quantité des fissurations de base varie également (figure I.16).

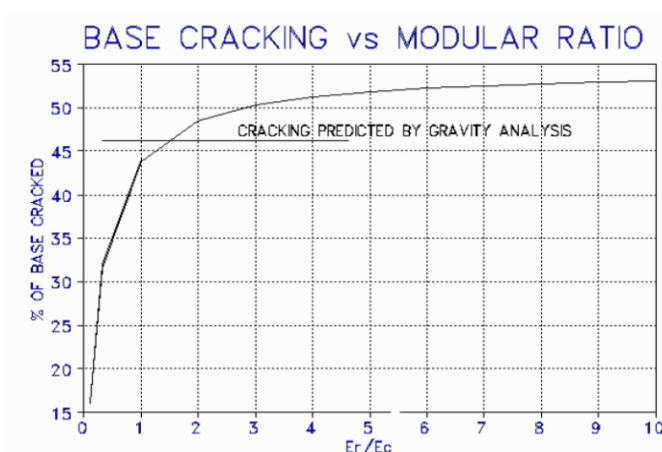


Figure I.16 : Variation des fissurations de base avec module de déformation (Lombardi, 2002).

## **CONCLUSION**

Le calcul de stabilité des barrages-poids est assuré par des méthodes de calcul déterministe qui consistent à s'assurer que la contrainte maximale calculée en une section donnée sous une combinaison d'actions défavorables reste inférieure à une contrainte dite admissible, elle présente l'avantage d'être facile à mettre en œuvre, mais elle reste toujours insuffisante, car elle ne permet pas de prendre en compte la dispersion de chacun des paramètres intervenant dans le calcul.

La méthode semi-probabiliste reposant sur les notions d'état limite et de coefficients partiels de sécurité, elle consiste à s'assurer que les valeurs de calcul respectent la marge de sécurité définie par l'état limite pour couvrir une large gamme d'incertitudes est applicable dans nombreux règlements, notamment les normes Eurocodes.

D'autre part une autre méthode d'évaluation qui fera l'objectif du prochain chapitre qui s'intéresse au calcul par méthode probabiliste.

## CHAPITRE II

### PROBABILITE DE DEFAILLANCE D'UN BARRAGE POIDS

#### Introduction

Une défaillance d'un barrage peut causer des pertes de vie et endommager les biens qui se trouvent en aval, elle est dans sa grande majorité due à des erreurs humaines; quel que soit le type de structure et le phénomène déclencheur de la défaillance. Ceci signifie que pour un état initial donné du système et pour les multiples modes de défaillance considérés, il est nécessaire d'estimer la probabilité des événements de charge et la probabilité conditionnelle de réponse du système pour un événement donné.

#### II.1. HISTORIQUE SUR LA DEFAILLANCE DES BARRAGES

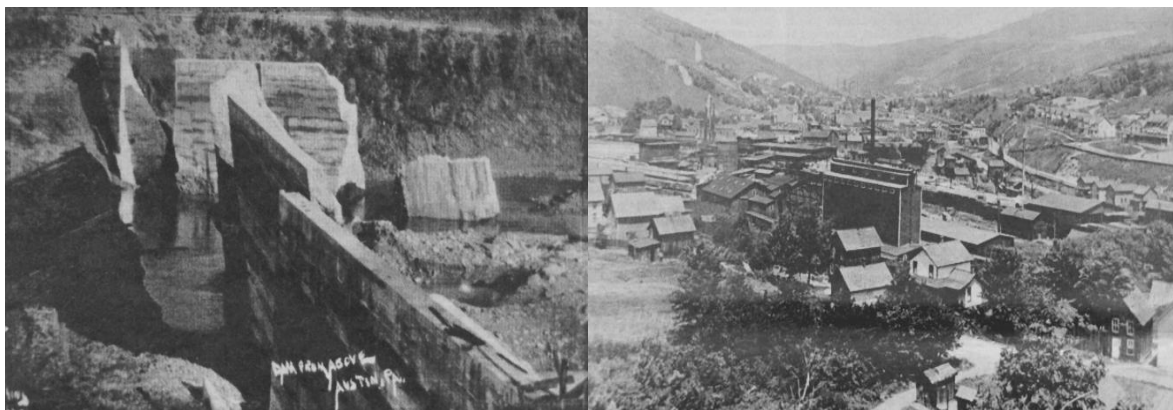
L'histoire de défaillance des barrages est destinée à aider les équipes d'analyse des risques dans l'estimation de probabilité, elle fournit des informations sur ce qui est arrivé à d'autres barrages.

##### II.1.1. Barrage d'Austin aux Etats Unis, Pennsylvanie

Le barrage Austin a été construit en béton sur une fondation en grés désagrégé et en schiste, il a eu 13,1 m d'hauteur et 162,8 m de longueur, il a été mis en service en décembre 1909.

La pluie et la fonte rapide des neiges au cours d'une brève période, en suite un très froid et neigeux Décembre a rempli le réservoir et provoqué un flux de l'évacuateur de crues, une épaisseur indéterminée de glace recouvrait encore le réservoir.

Le 22 janvier, un glissement de terrain a chuté d'environ 2,4 m sur la rive orientale de l'aval de barrage, des eaux en grande quantités ont commencé à venir à travers le sol. Le 23 Janvier 1910, la partie centrale du barrage glissé horizontalement sur la base, l'eau du barrage voyagé à la ville en environ 11 minutes, elle a balayé tout emporté sauf quelques bâtiments de brique. Il y avait un total d'environ 78 accidents mortels (Anderson et *al*, 1998).



**Figure II.1** : Photo sur l'état de barrage et de la ville d'Austin après la défaillance par un glissement (Anderson et *al*, 1998).

### II.I.2. Barrage Upper Stillwater aux Etats Unis, Duchesne

Au Nord de l'Utah, Etats-Unis, et à l'automne du 1987, le barrage Upper Stillwater a été construit en béton compacté au rouleau (BCR) avec une hauteur maximale de 88,4 m, il a été fondé sur le grès et l'argilite du Précambrien Uinta.

Un déplacement horizontal de la fondation sur la couche d'argilite a été enregistré après au premier remplissage en Juin 1988.

### II.I.3. Barrage d'Austin TX aux Etats Unis, Texas

Le barrage Austin TX a été construit en maçonnerie en 1894 sur la rivière Colorado au Texas, il était de 19,8 m de hauteur, sa fondation était de calcaire et de granit, le 7 avril 1900, un violent orage a donné 3,4 m d'eau sur la crête de barrage, environ 134,1 m du côté gauche du barrage ont glissé vers l'aval. Il a ensuite brisé en deux morceaux, qui sont restés intacts pendant une heure avant de tomber. Cette dégât a obligé la population de quitter la ville d'Austin, au Texas, sans eau ni électricité, là est fait aucune mention de la perte de vie dans la documentation disponible.



**Figure II.2 :** État de barrage d'Austin TX à l'état de Texas après la défaillance par glissement (Anderson et *al*, 1998).

### II.I.4. Barrage de Malpasset en France

Le barrage de Malpasset dans le Sud Français avait une hauteur maximale d'environ 60 m et une longueur de crête d'environ 223 m, le réservoir a été rempli très lentement sur une période de cinq ans et au moment de crue, le niveau d'eau était de 0,3 m au-dessous de l'altitude de déversoir.

Le 2 décembre 1959, il a été décidé d'ouvrir la porte sortie de fond, cela permettrait une libération incontrôlée de l'eau et prévenir les dommages en aval du barrage, la ville Fréjus a subi des lourdes pertes à cause de la libération de l'eau et ses débris, le résultat était catastrophique, plus de 300 personnes sont mortes (Paul et *al*, 2013).



Figure II.3 : État de barrage Malpasset après la défaillance (Anderson et al, 1998).

## II.2. ANALYSE DES RISQUES

Tenant compte les approches classiques, dimensionnement et vérification régie par des règles fixant les hypothèses de chargement (crue, séismes, ...etc.) et les critères de performance (coefficient de sécurité, valeurs limites, etc.). L'analyse de risques a pour objectif l'identification des modes de défaillance de manière plus systématique et l'attribution d'un niveau de risque global au barrage (CFBR 2011, AFEID, 2011).

### II.2.1. Définition de risque

Selon le Commission international des Grands Barrages (CIGB), le terme de risque implique une certaine forme d'action en face des incertitudes, il a une signification universelle, mais pouvant être interprété de différentes manières.

L'évaluation des risques permet de faire un examen structuré et systématique de la probabilité d'évènements préjudiciables et de leurs conséquences, est l'élément essentiel servant de base à tout le processus de gestion de la sécurité (CIGB, 2005).

Le risque dénommé  $R$  est défini comme les conséquences  $C$  attendues associées à une activité donnée (considérant qu'une activité avec un seul événement avec des conséquences potentielles) multipliées par la probabilité  $P$  que cet événement sera se produisent (Bomel, 2001) et (Jhojan, 2008).

$$R = P \cdot C \quad (\text{II.1})$$

Pour une activité avec  $n$  événements le risque est défini par :

$$R = \sum_{i=1}^n P_i \cdot C_i \quad (\text{II.2})$$

avec,

$P_i$  et  $C_i$  sont la probabilité et les conséquences de l'événement.

### II.2.2. Traitement des risques

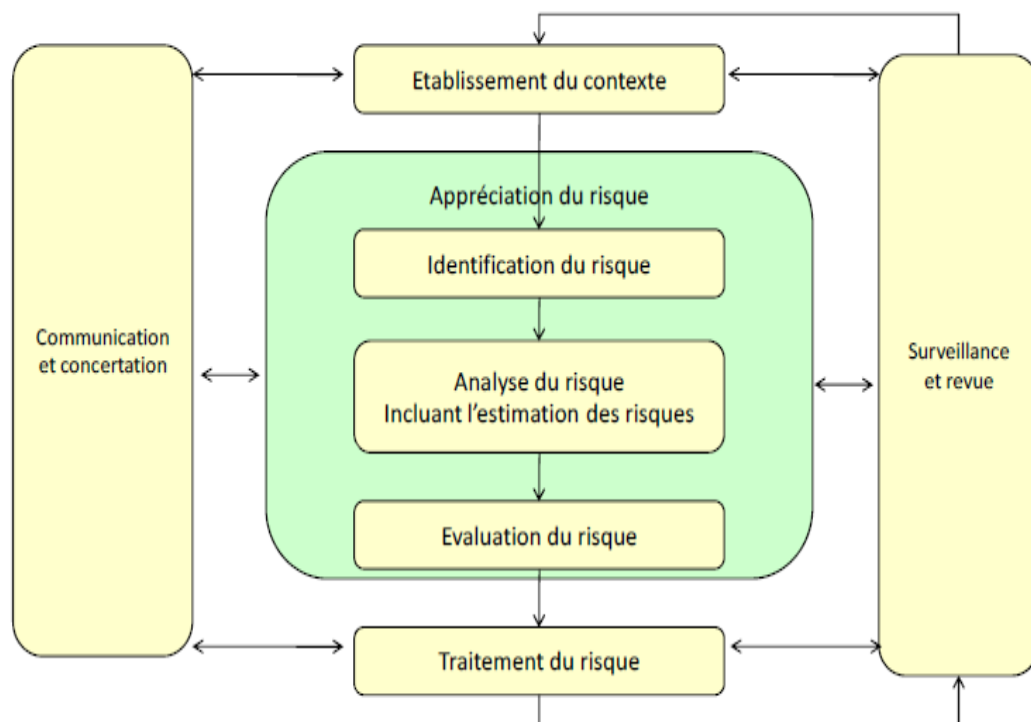
C'est la comparaison entre les risques qui sont calculés et les risques acceptés initialement énoncés dans les critères d'acceptation des risques. Principalement on distingue quatre façons pour traiter les risques :

- *Atténuation des risques:* La réduction des risques est mise en œuvre par la modification du système de telle sorte que la source de risque est éliminée.
- *Réduction des risques :* réduction des risques peut être mis en œuvre par la réduction des conséquences et / ou la probabilité d'occurrence. Dans la pratique, la réduction des risques est normalement effectuée par une modification physique de système considéré.
- *Transfert des risques:* il peut être effectué par exemple assurance ou autres arrangements financiers.
- *Acceptation du risque:* si les risques ne sont pas conformes aux critères d'acceptation et d'autres approches de traitement du risque ne sont pas efficaces alors l'acceptation du risque peut être une option (Jhojan, 2008).

### II.2.3. Processus de management du risque

Le phasage classique d'analyse d'un risque est décrit dans la norme ISO 31000 :

- Management du risque : c'est une phase d'identification du risque ;
- Processus de recherche : c'est une phase d'analyse de risques ;
- Processus de comparaison des niveaux de risques aux critères : c'est la phase d'évaluation. Ces trois étapes sont décrites dans la figure ci-dessous :



**Figure II.4 :** Processus de management du risque issu de la norme ISO 31000 (CFBR et AFEID, 2011).

### II.2.4. Défaillance d'un système

Dans le contexte de l'analyse des risques, la défaillance du système signifie l'arrêt du fonctionnement ou des performances correctes, ou une dégradation des performances qui ne correspondent plus à ce qui est attendu du système dans son ensemble.

### II.2.5. Objectif d'analyse des risques

Le but ultime d'une analyse de risques est la quantification de la probabilité et des conséquences d'une défaillance du système, appelées risque du système. (CIGB, 2005).

### II.2.6. Echelle de probabilité de défaillance et classification en gravité

La Probabilité de défaillance est considérée comme une note sur une échelle, elle est basée sur s'évaluation détaillée et normalisée à une échelle de 1 à 5. Les notes sont converties à une probabilité théorique de défaillance, comme indiqué dans le tableau II.1.

**Tableau II.1** : Relation entre classes de Probabilité note et probabilité de défaillance (AGS 2007 a-f, in *British Dam Society*, 2014).

Classes de probabilité	Description	Valeur indicative de la probabilité de défaillance annuelle $P_f$
Probable (5)	Menace peut s'attendre à se produire ou un très mauvais état des connaissances s'été établi sur la menace.	$10^{-2}$
Très commune (4)	Menace sera assez fréquente à se produire ou un mauvais état des connaissances a été établi sur la menace.	$10^{-3}$
Improbable (3)	Menace peut se produire occasionnellement ou un état modéré de la connaissance a été établi sur la menace.	$10^{-4}$
Inhabituel (2)	Menace peut se produire rarement ou un bon état des connaissances a été établi sur la menace.	$10^{-5}$
Rare (1)	Menace peut se produire que dans des circonstances exceptionnelles ou d'un très bon état de la connaissance a été é tabli sur la menace.	$10^{-6}$

Selon *Health and Safety Executive* Britannique (HSEB), ces valeurs de probabilité de défaillance peuvent être utilisées pour donner une indication de la nécessité éventuelle des travaux de réparation à entreprendre par référence aux lignes directrices dans la réduction du risque (figure II.5).

En effet une probabilité théorique de défaillance supérieure à  $10^{-4}$  ou disant 1 sur 10 000 pour un danger identifié pourrait conduire à la perte de la vie ou de risque de grave sur la société. Une valeur limite inférieure de 1 à 1000 parfois signale des situations à faible risque où aucune perte de vie potentielle n'est identifiée et les conséquences sont mineures (*British Dam Society*, 2014).



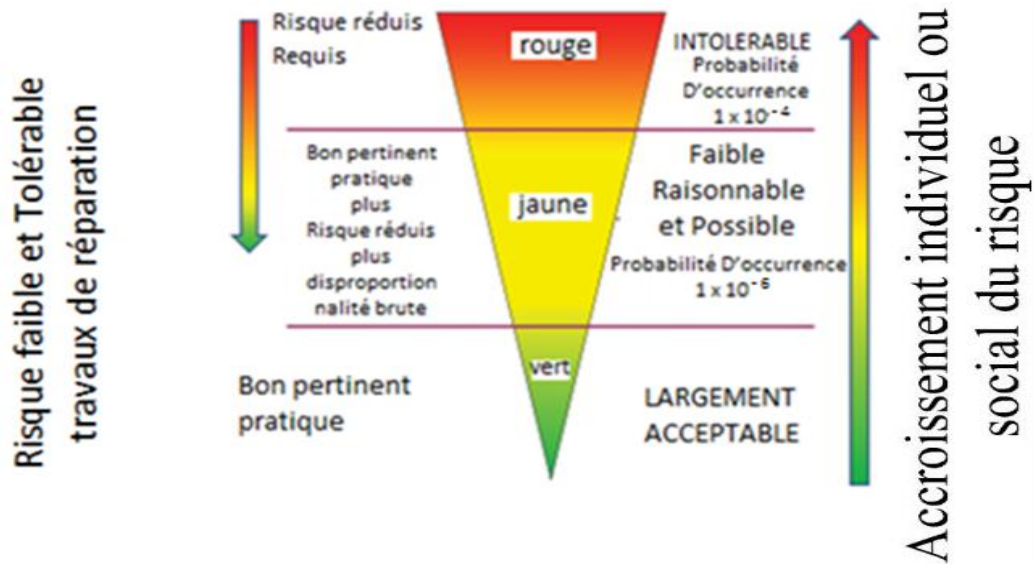


Figure II.5 : Comportement et actions en fonction de la probabilité de défaillance selon HSEB (British Dam Society, 2014).

### II.3. ANALYSE PROBABILISTE

#### II.3.1. Événements et règles de base de probabilité

Un événement  $E$  est défini comme un sous-ensemble de l'espace de l'échantillon (tous les résultats possibles d'une quantité aléatoire)  $\Omega$  (Sørensen, 2004).

L'événement d'échec de  $E$  par exemple un élément de structure peut être modélisé par :

$$E = R \leq S \quad (II.3)$$

R : est la résistance et S est la charge.

La probabilité de défaillance  $P_f$  est illustrée comme suit :

$$P_f = P(E) = (R = S) \quad (II.4)$$

Si un système est modélisé par un certain nombre d'événements de défaillance, une défaillance du système peut être définie par une caisse ou une intersection des événements de défaillance unique.

Si la défaillance d'un élément donne une défaillance du système, puis une union (système de série) est utilisée pour modéliser la défaillance du système on aura :

$$E = E_1 \cup E_2 \cup E_3 \dots \dots \dots \cup E_n = \bigcup_{i=1}^n E_i \quad (II.5)$$

$E_i$  : est un événement de défaillance de l'élément «  $i$  » et «  $n$  » est le nombre des événements.

Si les défaillances de tous les éléments sont nécessaires pour obtenir une défaillance du système, puis une intersection (parallèle système) est utilisée pour modéliser la défaillance du système on aura :

$$E = E_1 \cap E_2 \cap E_3 \cap \dots \dots \cap E_n = \bigcap_{i=1}^n E_i \quad (II.6)$$

### II.3.2. Conditions fondamentales pour la probabilité des événements

- pour tout événement  $E$ :  $0 \leq P(E) \leq 1$
- pour l'échantillon espace  $\Omega$  :  $P(\Omega) = 1$
- pour des événements mutuellement exclusifs  $E_1, E_2, \dots, E_n$  :

$$P\left(\bigcup_{i=1}^n E_i\right) = \sum_{i=1}^n P(E_i) \quad (\text{II.7})$$

### II.3.3. Variable aléatoire continue

Considérons une variable aléatoire continue  $X$ . La fonction de distribution de  $X$  est notée  $F_X(x)$  qui nous donne la probabilité,  $F_X(x) = P_X(X \leq x)$ . La fonction de distribution et la fonction de densité  $f_X(x)$  sont illustrées dans la figure II.6, avec :

$$f_X(x) = \frac{d}{dx} F_X(x) \quad (\text{II.8})$$

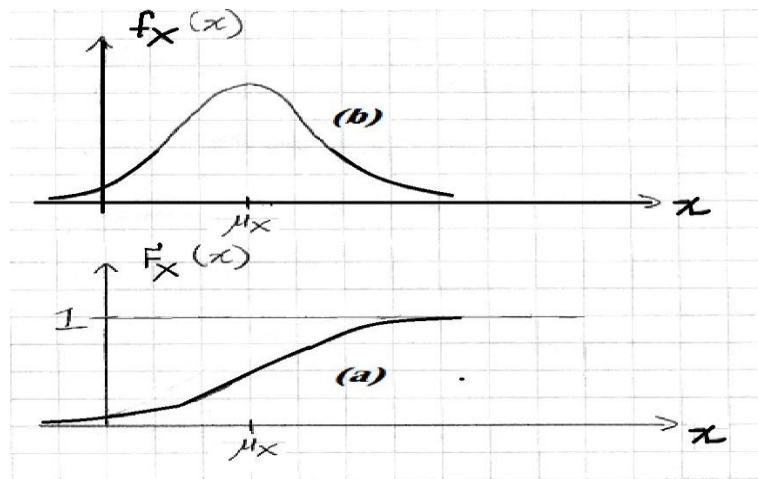


Figure II.6: Représentation des fonctions de distribution : (a) Fonction de distribution, (b) Fonction de densité (Sørensen, 2004).

### II.3.4. Loïs de probabilité

Pour évaluer les structures par la théorie de la fiabilité, on utilise couramment :

**Loi normale** : elle apparaît naturellement dans les phénomènes aléatoires dont la base physique est de nature microscopique, mais observée à l'échelle macroscopique. En d'autres termes, la distribution Gaussienne est la loi de toute variable dont les valeurs résultent de la contribution d'une multitude de facteurs indépendants. Elle traduit généralement bien les erreurs de précision d'implantation et les grandeurs géométriques. La loi normale est enfin souvent adoptée comme approximation d'autres lois.

**Loi log normale** : elle apparaît dans les phénomènes issus du produit d'une multitude de facteurs. Elle est très utilisée dans la modélisation de données hydrologiques, mais également dans la construction de modèle liant l'amplitude des séismes avec leurs intervalles d'occurrence. Elle est parfois utilisée par défaut, pour représenter les caractéristiques physiques des matériaux et certaines sollicitations permanentes ne changeant pas de signe.

**Lois de valeurs extrêmes** : la modélisation des variables dans une analyse de la fiabilité nécessite souvent de considérer des valeurs extrêmes (par exemple, la plus grande charge qu'une structure aura à subir pendant une période donnée ou la résistance la plus petite dans un matériau). Il est possible d'établir que seules six lois d'extrêmes existent, trois pour les maxima et trois pour les minima, appelés lois de Gumbel, lois de Fréchet et lois de Weibull (Ballière et al, 2012).

### II.3.5. Distributions de probabilité

Les distributions de probabilité les plus utilisés dans les applications de génie civil sont : uniforme, normale, log-normale (Beser, 2005 et Kitapcigil, 2010).

#### II.3.5.1. Distribution uniforme

La variable aléatoire  $x$  est définie sur l'intervalle  $[a, b]$  (figure II.7) avec la fonction de densité de probabilité.

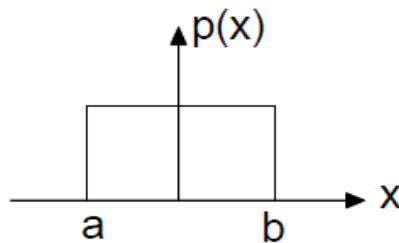


Figure II.7 : Distribution d'une loi uniforme (Beser, 2005).

#### II.3.5.2. Distribution normale

La distribution normale ou Gaussienne est caractérisée par deux paramètres;  $\mu$  (moyenne) et  $\sigma$  (écart-type), la variance a aussi une importance qu'est égale  $\sigma/\mu$ . La probabilité qu'une variable aléatoire prendra une valeur entre  $a$  et  $b$  peut être calculée à partir de la zone relevant de sa fonction de densité de probabilité (figure II.8) :

$$P(x) = \frac{1}{\delta\sqrt{2\pi}} \exp\left(\frac{-(x-\mu)^2}{2\delta^2}\right); -\infty \leq x \leq \infty \quad (\text{II.9})$$

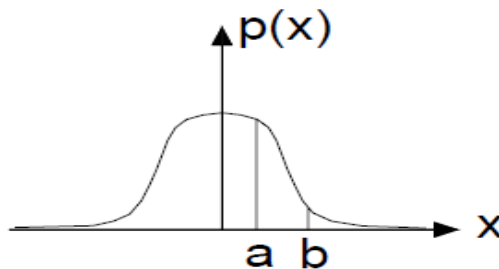


Figure II.8 : Distribution d'une loi normale (Beser, 2005).

#### II.3.5.3. Distribution log normale

La distribution log-normale est avantageuse par rapport à la distribution normale dans une telle manière que les valeurs numériques de points des données suivant une distribution log-normale sont toujours positives.

La distribution normale peut être transformée en log-normale par la transformation des variables.

Si la variable aléatoire  $x$  est normalement distribuée, la variable aléatoire  $y$  est définie par la transformation:

$$y = \ln(x) \quad (II.10)$$

Les deux paramètres sont;  $\lambda$  (moyenne) et  $\xi$  (écart-type).

La distribution log-normale de  $x$  est donnée par:

$$P(X) = \frac{1}{x \delta_y \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(y - \mu_y)^2}{\delta_y^2}\right); \quad x \geq 0 \quad (II.11)$$

$$\mu_y = \lambda = \ln \mu_x - 0,5 \xi^2 \quad (II.12)$$

$$\delta_y^2 = VAR(\ln x) = \ln\left(1 + \frac{\delta_x^2}{\mu_x^2}\right) = \xi^2 \quad (II.13)$$

avec :

$\mu_y$  et  $\sigma_y$  sont respectivement la moyenne et écart-type de  $Y$ .

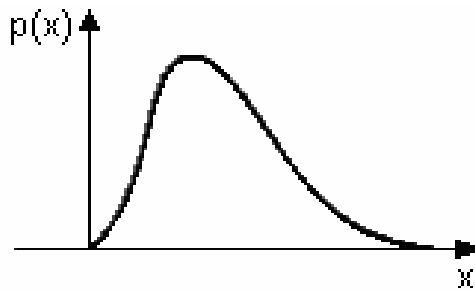


Figure II.9 : Distribution d'une loi log normale (Beser, 2005).

### II.3.6. Probabilité de défaillance

L'application de l'analyse des risques aux barrages exige la quantification de la probabilité conditionnelle de la réponse du système pour les différents événements de charge donnés. Cette estimation peut être faite de façon rigoureuse par techniques statistiques pour obtenir la probabilité de défaillance  $P_f$ , calculée par l'équation suivante (Altarejos et al, 2012).

$$P_f \left[ g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n) \leq 0 \right] = \int_{g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)} f_{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n} (dx_1, dx_2, dx_3, \dots, dx_n) \quad (II.14)$$

avec :

$x_1, x_2, \dots, x_n$  : sont des variables aléatoires dans le problème (géométrie, matériaux, charges.. etc ).

$g(x_1, x_2, x_3, \dots, x_n)$  : est la fonction de la performance, avec la condition de défaillance défini comme étant  $g \leq 0$ .

$f_{x_1, x_2, x_3, \dots, x_n}$  : est la fonction de densité de probabilité commune pour les variables aléatoires 'n'.

### II.3.7. Espace d'analyse probabiliste

La méthodologie pour l'estimation des probabilités de défaillance proposées, exige une clarification préliminaire de durée qui s'appelle "espace d'analyse "c'est à dire, l'état actuel des connaissances dans les deux suivants domaines: d'une part, les méthodes (déterministes) d'analyse structurale des barrages et d'autre part, les mathématiques des modèles d'analyse structurale de fiabilité.

Un espace d'analyse peut être défini pour les barrages en béton sur la base de deux vecteurs à savoir :

- Modèles de fiabilité structurelle (axe X).
- Modèles déterministes (axes Y), tel qu'il apparaît dans la figure (II.10).

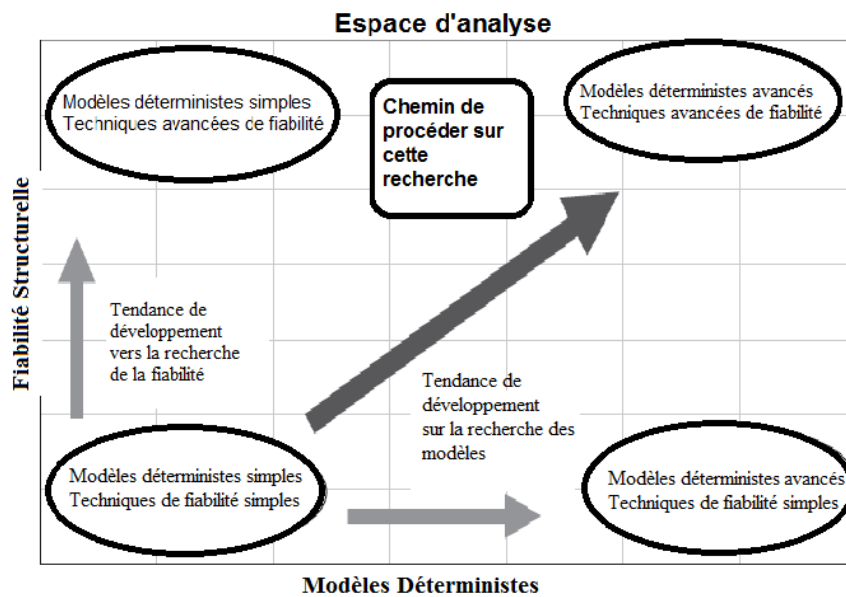


Figure II.10 : Espace d'analyse structurale de fiabilité des barrages (Altarejos et al, 2012).

Les flèches horizontales et verticales dans la figure précédente présentent les tendances de développement suivies par la connaissance dans chacun de ses domaines à titre individuel correspondant et une flèche indique le sens diagonal suivi dans cette recherche combinant des méthodes d'analyse avancées pour le comportement de barrages en béton avec des méthodes de fiabilité structurelle, afin d'obtenir de meilleures estimations de la probabilité de défaillance dans le contexte de l'analyse des risques.

## II.4. FIABILITE SRSTRUCTURELLE

### II.4.1. Définition

La fiabilité d'un système d'ingénierie peut être définie comme la capacité de remplir son but de conception pour une période de temps spécifiée. Cette capacité peut être mesurée en utilisant la théorie probabiliste qu'il accomplisse la fonction pour laquelle il a été conçu, dans des conditions données et pendant une durée donnée.

Ainsi, la durée de vie d'un système est utilisée pour mesurer la quantité de service rendu, en général la fiabilité d'une structure est en décroissante avec sa durée de vie (figure II.11) (Xavier, 2005 et Kitapcigil, 2010).



Figure II.11 : Décroissance de fiabilité  $R(t)$  en fonction de temps (Xavier, 2005).

#### II.4.2. Conception pour la fiabilité (*Design for Reliability*)

La conception pour la fiabilité, ou *Design for Reliability (DfR)*, cherche à sensibiliser le concepteur aux problèmes de fiabilité par des principes de conception de base. Un certain nombre de méthodes et d'analyses viennent supporter cette approche, ils permettent de maîtriser et d'éviter les accidents en identifiant les mécanismes par lesquels ils peuvent survenir.

#### II.4.3. Arbres de défaillances

Une défaillance traduit la cessation d'une entité à accomplir la fonction pour laquelle elle a été conçue. Une entité est déclarée défaillante lorsque ses caractéristiques évoluent en dehors des tolérances définies lors de la conception ou si elle ne satisfait pas à une ou à plusieurs attentes du client. L'arbre de défaillance est un outil de recensement de toutes les causes et défauts entraînant l'apparition d'un événement indésirable. Il a pour objectif d'analyser et réduire les risques. Pour chaque défaillance potentielle, l'arbre de défaillance est construit comme suit :

- rechercher les causes immédiates provoquant directement l'événement indésirable ;
- classer les événements intermédiaires en trois classes (événements de base, défauts de conception et défauts de système) ;
- analyser les défauts des composants : chercher la défaillance première puis la défaillance seconde ;
- réitérer la méthode précédente jusqu'à obtention des événements d'origine.

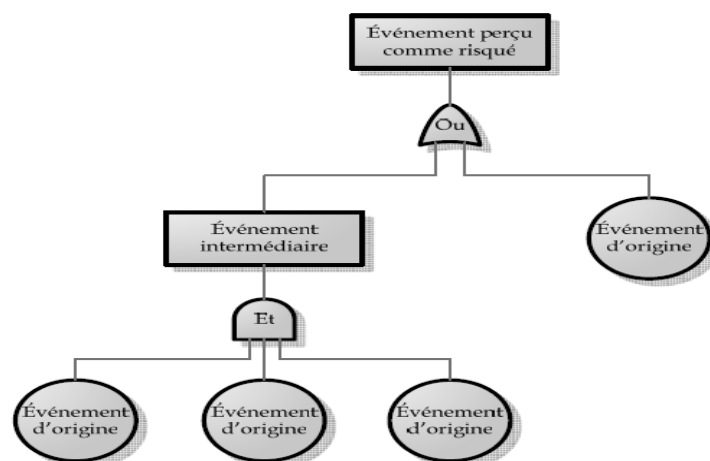


Figure II.12 : Organigramme présentant risques de défaillance (Xavier, 2005).

Cette technique est dépendante des probabilités d'occurrence des événements, ce qui, cette fois encore, pose la question de la disponibilité des données d'historiques. Certaines approches compensent le manque de données par des jugements experts, qui vont concentrer l'étude sur les modes de défaillance les plus importants. On peut d'ailleurs citer les travaux de Bouzaiene-Marle (2005), qui propose des méthodes aidant à la stimulation des experts pour favoriser l'exhaustivité des résultats (Xavier, 2005).

#### II.4.4. Sécurité, défaillance et fonction d'état limite

L'évaluation de la sécurité structurale commence par la définition du mode de défaillance que l'on veut étudier, ce dernier permet ainsi de définir la marge de sécurité ou la fonction d'état limite, notée "g" fait intervenir différents paramètres géométriques ou physiques du système étudié (Ballière et al, 2012).

##### II.4.4.1. Notion de fonction de défaillance

Dans la plupart des problèmes de fiabilité, le souci de modéliser les mécanismes de dégradations et les contraintes de l'environnement de la structure conduit à la définition d'une fonction et d'un critère de défaillance (Broniatowski et HermannKom, 2014).

La fiabilité structurale est formulée en termes d'un vecteur de variables aléatoires de système structural,  $X = \{X_1, X_2, \dots, X_n\}$ , où  $X_1, X_2, \dots, X_n$  sont les variables aléatoires de base qui peuvent décrire les charges, les dimensions structurales de système, matières et ces caractéristiques et les propriétés de la section (Allen, 1997).

Une fonction d'état limite,  $g(X) = 0$  décrit le fonctionnement du système en termes des variables aléatoires de base X, soit R la résistance du matériau constitutif de la structure et S les sollicitations (charges) exercées sur la structure. On peut écrire la marge de sécurité M et g la fonction d'état limite sous la forme générale :

$$M = g(X) = g(R, S) \quad (II.15)$$

En se plaçant dans l'espace physique, espace formé par R et S, on remarque que la fonction d'état limite permet de diviser l'espace physique en trois domaines (Cf figure II.13) :

- ✓  $g(R, S) < 0$  : domaine de défaillance ;
- ✓  $g(R, S) = 0$  : état limite ;
- ✓  $g(R, S) > 0$  : domaine de sécurité.

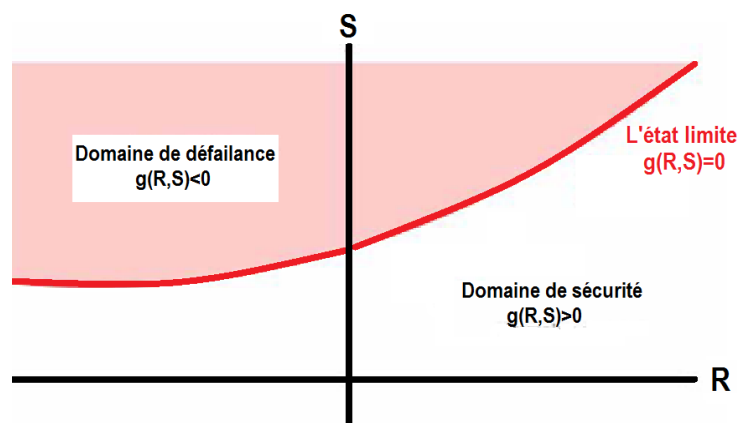


Figure II.13: Domaine de défaillance, état limite et domaine de Sécurité (Ballière et al, 2012).

La fiabilité d'une structure est définie comme suite :

$$P_s = 1,0 - P_f \quad (\text{II.16})$$

où

$P_f$  et  $P_s$  sont respectivement, la probabilité de défaillance et de sécurité d'un événement. Pour un format plus favorable, la fiabilité est généralement exprimée en termes d'un indice de fiabilité (parfois appelé indice de sécurité)  $\beta$  (Bomel, 2001).

A partir d'une fonction d'état limite et des lois de probabilité associées aux variables aléatoires, on peut connaître la probabilité  $P_f$  de se trouver dans le domaine de défaillance selon la formule (II.17) :

$$\begin{aligned} P_f &= P[ g ( R , S ) < 0 ] = P( R - S < 0 ) \\ \Rightarrow P_f &= P[ g ( X ) < 0 ] = P( X < 0 ) \end{aligned} \quad (\text{II.17})$$

Si les fonctions de densité de probabilité sont connues ou peuvent être estimés avec précision, la fiabilité ou la probabilité de la performance et de sécurité ( $P_s$ ) peut être exprimée par :

$$\begin{aligned} P_s &= 1,0 - P_f = P( R > S ) \\ &= P( R - S > 0 ) = \iint_{R>S} f_{R,S} ( r, s ) dr ds \end{aligned} \quad (\text{II.18})$$

avec ,

$f_R (r)$  et  $f_S (s)$  sont respectivement les fonctions de densité de probabilité de R et de S et  $f_{R,S}(r,s)$  est leurs fonction d'articulation de densité de probabilité .

Si R et S sont indépendants, alors la figure II.11, illustre la probabilité de défaillance d'un composant individuel (Allen, 1997).

Si une valeur de charge supplémentaire  $ds$  est considérée, la probabilité de la valeur de charge pour tomber dans l'intervalle  $d$  et la probabilité de la valeur de résistance supérieure à la valeur de la charge donne la fiabilité de ces segments  $dP_s$  qui peuvent être exprimées comme suite :

$$\begin{aligned} dP_s &= f_S (s) ds \int_S^{\infty} f_R (r) dr \\ &= f_S (s) dl [1 - F_R (s)] \end{aligned} \quad (\text{II.19})$$

$F_R$  fonction de répartition de R et  $f_R (s)$  est représentée comme la zone  $A_r$  sur la figure II.14. Le terme  $f_S (s) ds$  est représenté par la zone  $A_s$  (figure II.14).

Étant donné que la fiabilité d'un composant implique la probabilité de résistance d'être supérieure à la charge, la sécurité totale ( $P_s$ ) est exprimée en tant que:

$$\begin{aligned} P_s &= \int dP_s = \int_{-\infty}^{\infty} f_S (s) \left[ \int_S^{\infty} f_R (r) dr \right] ds \\ &= \int_{-\infty}^{\infty} f_S (s) [1 - F_R (s)] ds \end{aligned} \quad (\text{II.20})$$



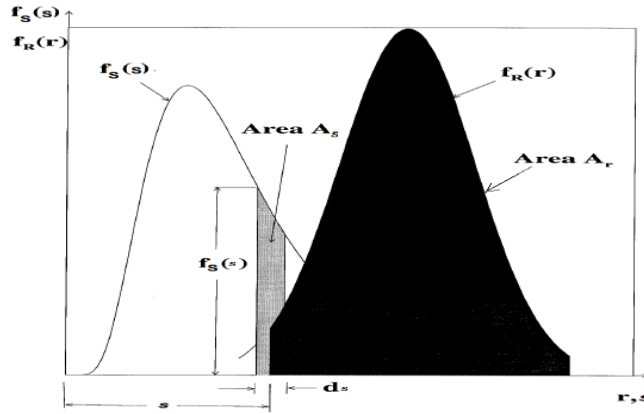


Figure II.14: Fiabilité différentielle d'une structure fondée sur les distributions de charges et de résistances (Allen, 1997).

### II.4.5. Indice de fiabilité

L'interprétation géométrique de l'indice de fiabilité  $\beta$ , lorsqu'en se plaçant dans un espace normalisé correspondant à l'espace physique, on peut alors représenter géométriquement  $\beta$  comme la distance entre l'origine O de l'espace normalisé et la courbe d'état limite. Le point de l'état limite ainsi identifié est appelé point de fonctionnement Z.

En effet, plus l'indice de fiabilité est élevé, plus la probabilité de défaillance est faible et par conséquent, plus la structure est fiable (figure II.15).

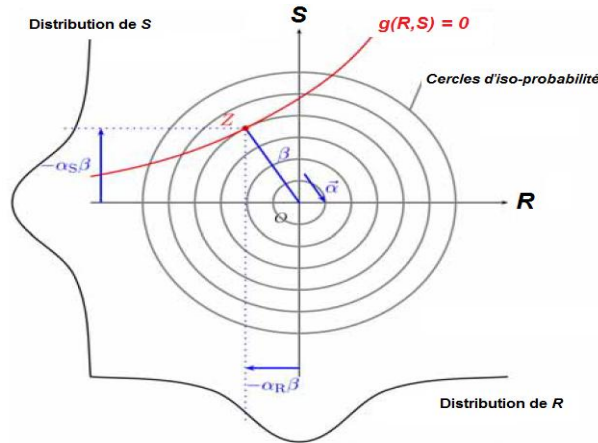


Figure II.15 : Représentation géométrique de l'indice de fiabilité  $\beta$ , du point de fonctionnement  $z_0$  et des cosinus directeurs  $\alpha$  (Ballière et al, 2012).

On note  $\vec{\alpha}$  le vecteur unitaire portant ( $z_0$ ) :

$$ZO = \beta \vec{\alpha} = \begin{pmatrix} \beta & \alpha_R \\ \beta & \alpha_S \end{pmatrix} \quad (II.21)$$

Les composantes  $\alpha_R$  et  $\alpha_S$  de  $\vec{\alpha}$  sont appelées cosinus directeurs, elles donnent le poids relatif de chacune des variables sur l'indice de fiabilité  $\beta$ . On peut également mesurer la sensibilité de cet indice aux variations de la moyenne  $\mu$  (respectivement de l'écart-type  $\sigma$ ) de R ou de S en étudiant leur coefficient de sensibilité  $S_m$  (Ditlevsen et Madsen, 2005).

$$S_m = \frac{\mu}{\beta} \frac{\partial \beta}{\partial \mu}, S_s = \frac{\sigma}{\beta} \frac{\partial \beta}{\partial \sigma} \quad (II.22)$$

La formule générale de cet indice au point de conception est :

$$\beta = \left[ \frac{\nabla^*}{|\nabla^*|} \right] \mu^* \quad (\text{II.23})$$

$\mu^*$  : limite de l'état de fonction ;

$\nabla^*$  : gradient.

L'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance étant très faible, on traduit généralement cette valeur en  $\beta$ , que l'on calcule à partir de la probabilité de défaillance selon :

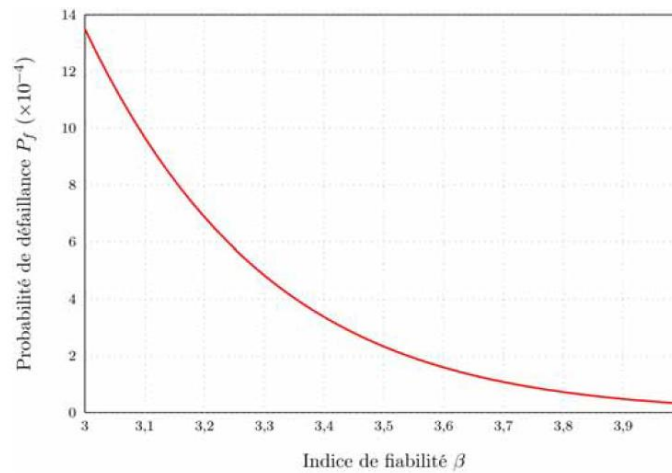
$$\begin{aligned} P_s &= 1,0 - P_f \\ &= 1,0 - \Phi \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \\ &= 1,0 + \Phi(-\beta) \\ \Rightarrow \beta &= -\Phi^{-1} P_f \end{aligned} \quad (\text{II.24})$$

avec :

$\sigma^2$  : est la variance.

$\Phi$  : fonction de répartition de variable aléatoire.

On représente en figure II.16, la relation entre la probabilité de défaillance  $P_f$  et l'indice de fiabilité  $\beta$ .



**Figure II.16 :** Courbe de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction de l'indice de fiabilité  $\beta$  (Ballière et al, 2012).

L'indice de fiabilité  $\beta$  est alors donné par la distance entre l'origine O de l'espace normalisé et cette surface, on en déduit la probabilité de défaillance :

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (\text{II.25})$$

Il existe de ce fait plusieurs indices adaptés à différents types de surface de défaillance.

#### II.4.5.1. Indice de Cornell

Cet indice a été introduit par Cornell (1969). Il est adapté à une surface de défaillance hyperplan, il est défini en termes de marge de sécurité  $M$  à partir de la valeur moyenne  $E[M]$

et de l'écart type  $Var(M)$ .  $M = (Y)$  ou  $Y$  est le vecteur des variables de base,  $g$  la fonction de défaillance du modèle étudié et  $Var(M)$  est la variance de la marge de sécurité. On fixe comme critère de défaillance  $M = g(Y) \leq 0$ .

L'indice de Cornell est défini par :

$$\beta_c = \frac{E(M)}{\delta(M)} \quad (II.26)$$

Si la fonction d'état limite  $g(Y)$  est linéaire, alors  $E(M)$  et  $Var(M)$  peuvent être calculées facilement en fonction des caractéristiques des variables de base.

Dans le cas où  $g(Y)$  n'est pas linéaire, Cornell suggère de l'approcher par son développement de Taylor au premier ordre au point moyen. Cette évaluation ne nécessite pas la connaissance des deux premiers moments des variables aléatoires. On peut également avoir recours aux simulations de Monte-Carlo pour des formes complexes et non explicites de la fonction de défaillance  $g(Y)$ .

Avec un nombre relativement restreint de simulations. On obtient en général de bonnes estimations de  $E(M)$  et de  $Var(M)$ . (Broniatowski et Hermannkom, 2014).

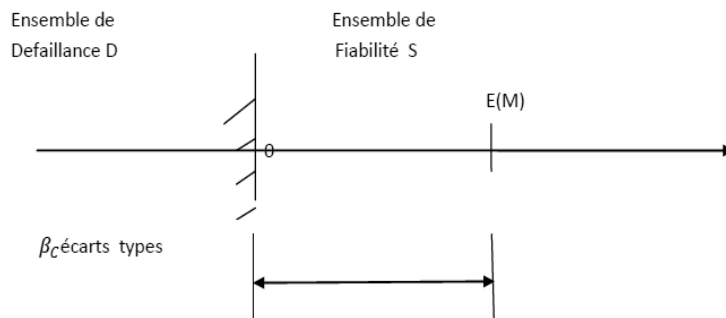


Figure II.17: Illustration géométrique de l'indice de Cornell (Broniatowski et Hermannkom, 2014).

#### II.4.5.2. Indice de Hasofer-Lind

Cet indice a été introduit en 1974 par Hasofer et Lind, ils ont proposé une définition basée sur l'interprétation géométrique de  $\beta_c$  ; En effet, l'indice de Hasofer-Lind est considéré comme la plus petite distance de l'origine jusqu'à la surface de défaillance dans l'espace standard, l'espace des variables normales, centrées, réduites et indépendantes. Dans ce nouvel espace. La transformation s'écrit alors  $X = A(Y - E(Y))$  ou  $A$  est déterminée par  $AC_Y A^t = Id$  d'après des techniques d'algèbre linéaire. On a donc :

$$\beta_{HL} = \text{Min}_{g(x)=0} (x^t x)^{1/2} \quad (II.27)$$

$$\beta_{HL} = \text{Min}_{g(y)=0} \left[ (y - E(Y))^t C_Y^{-1} (y - E(Y)) \right]^{1/2} \quad (II.28)$$

Il est à noter que le point  $x^*$  solution du problème  $\text{Min} (x^t x)^{1/2}$  est fondamental dans l'étude des méthodes FORM et SORM. Il est appelé *Design point* ou point de conception de

la structure. Il s'agit du point appartenant à la surface de défaillance pour lequel la densité conjointe des variables est la plus élevée, c'est le point de défaillance le plus probable de la structure (Broniatowski et Hermannkom, 2014).

### II.4.5.3. Indice de Fiabilité Généralisé

La principale fonctionnalité d'un indice de fiabilité est donc, de permettre la comparaison en termes de fiabilité de différentes structures. Or l'indice de Hasofer-Lind ne prend pas en compte les courbures de la surface de défaillance au point de conception. Cette négligence peut ainsi mener à des comparaisons erronées et non satisfaisantes.

C'est pourquoi un nouvel indice de fiabilité généralisé  $\beta_G$  a été développé, il est beaucoup plus précis. Il s'agit en effet d'une fonction de la probabilité de défaillance exacte lorsque les variables sont indépendantes, centrées et réduites. Pour cela, on calcule une mesure de la fiabilité  $K$  en intégrant une fonction de poids (choisie comme étant la densité gaussienne standard  $\varphi_n$ ) sur le domaine de la fiabilité  $S$  du modèle.

$$K = \int_S \varphi_n dS \quad (\text{II.29})$$

L'indice de fiabilité  $\beta_G$  est ainsi une fonction monotone croissante de la fiabilité :

$$\beta_G = \varphi^{-1}(K) = -\varphi^{-1}(P_f) \quad (\text{II.30})$$

avec :

$P_f$  est égale à  $1-K$ .

### II.4.6. Niveaux mesurant la fiabilité des ouvrages

En général, les méthodes pour mesurer la fiabilité d'une structure peuvent être divisées en quatre niveaux :

- **Niveau I** : L'aspect probabiliste du problème est pris en compte en présentant dans l'analyse de sécurité approprié "des valeurs caractéristiques" des variables aléatoires, conçues comme fractile d'un ordre, prédéfini des distributions statistiques. Ces valeurs caractéristiques sont associées aux facteurs de sécurité partiels qui devraient être déduits de considérations probabilistes.
- **Niveau II** : L'emploi deux valeurs pour chaque paramètre incertain (c'est-à-dire, moyenne et l'écart type), complété ensuite par une mesure de la corrélation entre les paramètres.
- **Niveau III** : Englobe une analyse complète du problème et impliquant une intégration de la fonction de densité de probabilité, les variables aléatoires sont étendues au domaine de sécurité.
- **Niveau IV** : Les méthodes de ce niveau sont appropriées aux structures qui ont une importance économique majeure, impliquent les principes de réaliser l'analyse économique sous l'incertitude et de considérer les coûts et incluant les avantages de construction de projets sensibles tels que les projets d'énergie nucléaire thermoélectriques, stations spatiales ...etc, (Jhojan, 2008).

## II.5. CRITERES DE FIABILITE ET EXEGENCES D'ACCEPTATION DE LA PROBABILITE DE DEFAILLANCE

Une approche systématique pour déterminer les critères d'acceptation basée sur la fiabilité de la détérioration des éléments dans les systèmes structurels, est proposée comme base pour l'étalonnage des facteurs de sécurité dans les codes et les normes et de vérifier l'acceptabilité des stratégies d'inspection et d'entretien pour structures spécifiques.

L'objectif est d'établir des critères d'acceptation de détérioration pour les éléments du système de construction en conformité avec les critères élaborés pour le système (Straub et Kiureghian, 2011).

Les propriétaires de systèmes structuraux sont confrontés aux problèmes de déterminer si leur structure et leurs inspections / entretien / politiques de réparation sont acceptables à l'égard de défaillance éventuels. Le problème est particulièrement important pour ce dernier, dont le coût de l'augmentation de la fiabilité est généralement beaucoup plus élevé (Melchers, 2001). Des recherches approfondies ont été menées sur la modélisation probabiliste de la défaillance des systèmes structurels, tel que révisé par (Frangopol et *al*, 2004).

### II.5.1. Critères sur la fiabilité de système

En général les codes existants précisent les critères de conception et les facteurs de sécurité pour structures individuelles. Cela vaut pour les défaillances causées par la surcharge statique ou dynamique de la structure, tel que décrit par les états limites ultimes, ainsi que pour les échecs de détérioration, par exemple, décrit par les états limites de fatigue. Cependant, les échecs de détérioration présentent une certaine fondamentale différence par rapport aux défaillances, ce qui rend nécessaire de tenir compte explicitement pour les caractéristiques du système. Lorsqu'il y a un effondrement structurel des systèmes en raison de la surcharge, tout élément intervenant dans le mode de défaillance à coup sûr réalisé normalement pendant le même événement de chargement.

Pour cette raison, les marges de sécurité des éléments individuels présentent une forte dépendance statistique et la fiabilité du système est égale à environ la fiabilité des éléments individuels (en supposant que tous les éléments ont été conçus pour avoir le même indice de fiabilité cible).

Pour ces raisons, l'acceptabilité des échecs de détérioration doit être évaluée en fonction de redondance structurelle. En outre, la détérioration peut être détectée avant que la panne qui se produit, mais les échecs de détérioration peuvent également passer inaperçues. Ces aspects se reflètent en partie dans les codes de conception tels que l'Eurocode. (Straub et Kiureghian, 2011).

### II.5.2. Indices de fiabilité pour le système structurel

Dans le code probabiliste selon le modèle du Comité mixte sur la sécurité structurelle (JCSS 2006), indices de fiabilité cible  $b_T$  (*Target Reliability Indice*) pour les états limites ultimes sont spécifiées en fonction des conséquences de la défaillance d'un composant et le coût relatif d'une mesure de sécurité.

**Tableau II.2 :** Indices de fiabilité cible pour les états limites ultimes et une période de référence annuel, comme recommandé par JCSS (2006) (Straub et Kiureghian, 2011).

Coût relatif de par mesure de sécurité	Conséquences modérées de défaillance	Conséquences mineures de défaillance	Grandes conséquences de défaillance
Grand	$\beta^T=3,1$ ( $P_f^T \approx 10^{-3}$ )	$\beta^T=3,3$ ( $P_f^T \approx 10^{-3}$ )	$\beta^T=3,7$ ( $P_f^T \approx 10^{-4}$ )
Normal	$\beta^T=3,7$ ( $P_f^T \approx 10^{-4}$ )	$\beta^T=4,2$ ( $P_f^T \approx 10^{-5}$ )	$\beta^T=4,4$ ( $P_f^T \approx 10^{-6}$ )
Faible	$\beta^T=4,2$ ( $P_f^T \approx 10^{-5}$ )	$\beta^T=4,4$ ( $P_f^T \approx 10^{-6}$ )	$\beta^T=4,7$ ( $P_f^T \approx 10^{-6}$ )

### II.5.3. Facteurs d'influence

Les facteurs d'influence sont des éléments, internes ou externes, qui ont pour effet d'agir sur la fiabilité du système. L'influence peut être positive en provoquant des réductions du nombre de défaillances, ou au contraire, avoir des effets négatifs sur la fiabilité.

Le terme est large et peut regrouper une quantité importante de facteurs. Pour répondre à notre besoin de modélisation des taux de défaillance, il y a lieu de prendre en compte un nombre limité de facteurs. Dans ce cas la sélection se fait selon trois critères :

- il est possible de mesurer ou évaluer l'état des facteurs pour chaque système ;
- les mesures ou évaluations des facteurs doivent permettre de faire des distinctions entre les systèmes étudiés ;
- les facteurs d'influence retenus sont suffisamment exhaustifs pour justifier à eux seuls les différences significatives en matière de fiabilité (Brissaud et *al*, 2010).

## **CONCLUSION**

Il est impératif qu'un projet d'ingénierie structurelle doitrépondre aux différents critères de performance, de bon fonctionnement, de durabilité et de sécurité. Habituellement les projets utilisent des informations de nature déterministe comme les dimensionnements, les propriétés des matériaux et les charges externes.

Actuellement et avec les outils de simulations numériques, des modèles sont appliquées sur les systèmes structuraux pour avoir des traitements complexes des différents types et niveaux d'incertitudes.

Dans ce chapitre, on a vu que l'estimation de la probabilité de défaillance d'un barrage-poids est basée sur le théorème de fiabilité des structures, cette technique moderne a l'objet de calculer une distance entre l'origine de l'espace normalisé et la courbe d'état limite qu'on appelle l'indice de fiabilité.

Par les méthodes probabilistes, nous pouvons analyser les risques fournis également une meilleure compréhension ou les différents types de mesures structurelles ou non structurelles qui peuvent intervenir pour réduire ainsi les risques de défaillance, en conséquent améliorer la confiance dans l'efficacité d'un choix plus large de mesures de réduction des risques.

Ainsi, l'évaluation des risques permet de fournir des informations utiles permettant de déterminer et quantifier le degré de fatigue d'un ouvrage sur dimensionnement inhérent d'un examen technique, et les sources principales d'incertitude qui peuvent influencer sur les décisions d'investissement sur la sécurité des barrages.

## CHAPITRE III

### MODELES PROBABILISTES DE CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS

#### Introduction

Généralement, la défaillance globale d'un barrage est rare, sauf lors d'une catastrophe naturelle majeure ou d'erreurs humaines manifestes. D'une part, la vision de la sécurité est liée aux caractères exceptionnels de la défaillance globale ou locale du barrage, qui ne doit pas être occulté.

D'autre part, la communauté technique est généralement perplexe devant des calculs de probabilité de défaillance du fait que l'ingénieur conçoit le plus souvent la probabilité de défaillance comme une mesure fréquentielle, c'est à dire comme le nombre de cas constatés sur le nombre total de cas possibles. En conséquence, cette partie vise l'utilisation des modèles de calculs permettant la détermination par approximation la probabilité de défaillance suivant les situations de charges.

#### III.1. MÉTHODES DE CALCUL DE FIABILITE

Pour résoudre un problème de fiabilité, deux approches peuvent être mises en avant d'une part, il existe les méthodes de niveau II. La forme de l'état limite est alors essentielle, ce qui implique de disposer l'écriture explicite de cet état limite, où par défaut par approximation. Cette probabilité peut être estimée par des méthodes analytiques du type *FORM* (*First Order Reliability Method*), *SORM* (*Second Order Reliability Method*). Une autre approche repose sur l'application de simulations de Monte-Carlo. Ces méthodes constituent une famille de méthodes appelées méthodes de niveau III.

Mathématiquement, la probabilité de défaillance est définie comme :

$$P_f = P( X < 0 ) = \int_{Z \leq 0} f_x(x) dx \quad (\text{III.1})$$

Dans certains cas, cette équation peut être intégrée de manière analytique. En principe la probabilité de défaillance ou la fiabilité peut être évaluée en utilisant l'intégration numérique telle que la méthode des trapèzes, de Simpson. Ces méthodes ne sont pas pratiques dans l'analyse structurelle de fiabilité en raison de nombre de dimensions du problème de variable. Comme il a été évoqué précédemment, il existe d'autre méthodes plus couramment utilisées et disponibles pour estimer la probabilité de défaillance, c'est la méthode d'estimation de la valeur moyenne.



### III.1.1. Méthode d'estimation de la valeur moyenne

Considérons une fonction de défaillance qui peuvent être estimés à l'aide des incertitudes combinées ou totales des deux variables exprimées comme suit:

$$X = R - S \quad (III.2)$$

Si les deux variables aléatoires, R et S, sont (ou peuvent être supposés) normalement distribuées et indépendantes, l'indice de fiabilité  $\beta$ , peut être évaluée selon la formule (III.3).

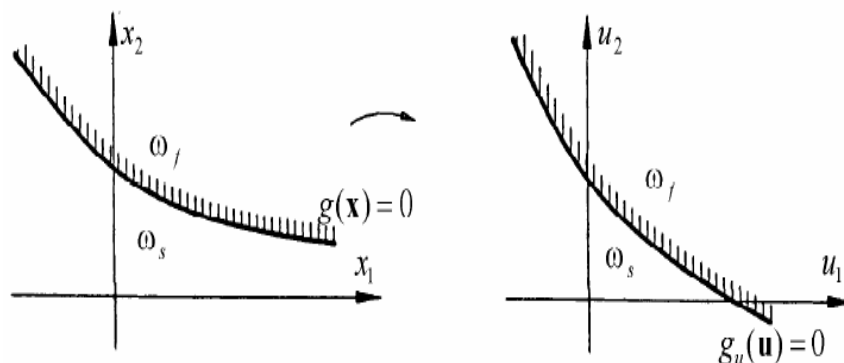
$$\beta = \left( \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right) \quad (III.3)$$

Si les deux variables sont (ou peuvent être considérés comme) une distribution log normale, l'indice de fiabilité  $\beta$  devient comme suite:

$$\beta = \left( \frac{\text{Log } \mu_R - \text{Log } \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \right) \quad (III.4)$$

L'estimation de la valeur moyenne pour fonctions de défaillance complexes peut être analysée en élargissant le fonctionnent comme une série de Taylor sur les valeurs moyennes des variables aléatoires et en ignorant les termes d'ordre supérieur.

Le principal inconvénient avec cette méthode, c'est que les variables aléatoires ne sont pas invariantes à la forme de la fonction de défaillance, cette dernière est définie comme une surface à  $Z = 0$  (Bomel, 2001).



**Figure III.1:**Fonction de défaillance dans l'espace  $x$  et  $\mu$  (Sørensen, 2004).

### III.2. METHODES DE FIABILITE DU PREMIER ET DEUXIEME ORDRE SELON SERIES DE TAYLOR (FORM & SORM METHOD)

En fiabilité des structures, les méthodes *FORM* et *SORM* sont des méthodes d'approximation permettant de déterminer un point particulier appelé point de conception de la structure, et donc d'estimer la probabilité défaillance  $P_f$ . Ces méthodes sont donc intrinsèquement liées à ce fameux point de conception, plus précisément à la distance qui sépare ce point à la surface de défaillance dans l'espace d'origine. Cette distance est appelée en fiabilité: indice de fiabilité ou de sécurité.

### III.2.1. Principe et méthodologie

Le principe de ces méthodes se décompose en trois étapes :

**1<sup>er</sup> étape** : il faudrait transformer l'espace d'origine des variables de base en un espace gaussien standard, appelé le U-espace.

**2<sup>ème</sup> étape** : il faut ensuite rechercher le fameux point de conception (*Design Point*) dans le nouveau espace.

**3<sup>ème</sup> étape** : il faut enfin approcher la surface de défaillance en ce point pour obtenir une approximation de la probabilité recherchée (Broniatowski et Hermannkom, 2014).

### III.2.2. Méthode de FORM (*First Order Reliability Method*)

Les problèmes liés à cette approche est que l'indice de fiabilité va dépendre du choix de point de linéarisation qu'il n'est pas encore invariant.

Hasofer et Lind (1974) ont suggéré la linéarisation de la fonction d'état limite dans le soi-disant « Point de conception » dans l'espace normal standard. Dans cet espace normal standard, chaque variable à zéro moyenne et écart-type. L'indice de fiabilité est donc défini comme :

$$\beta = \min \left( \sum_{i=1}^n y_i^2 \right)^{1/2} \quad (III.5)$$

avec,

$y_i$  représente les coordonnées de n'importe quel point appartenant à la fonction d'état limite dans l'espace normal (Maier et al, 2001), (Marie, 2010).

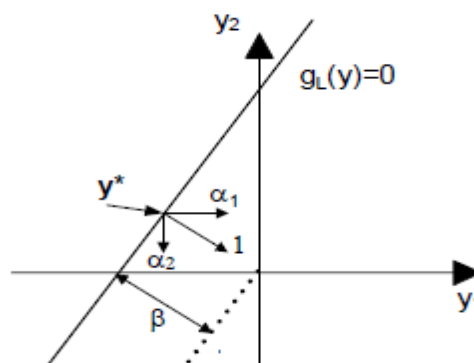
Le point donnant le minimum de l'indice de fiabilité  $\beta$  est le point de conception  $y^*$  est donné par la formule (III.6) :

$$y^* = -\alpha_i \beta \quad (III.6)$$

Ce point de conception représente le point de plus grande densité de probabilité de défaillance et la zone de la surface de défaillance la plus proche de  $y^*$  donne la plus grande contribution à contenu la probabilité totale de la région défaillante.

$$(\alpha_1^2 + \alpha_2^2 + \dots + \alpha_n^2)^{1/2} = 1 \quad (III.7)$$

$\alpha_i$  sont les cosinus directeurs pour le point de conception (figure III.2)



**Figure III.2** : Cosinus de direction  $\alpha_i$  du point de fonction d'état limite. (Marie, 2010).

Lorsque la fonction d'état limite est différentiable, les facteurs de sensibilité peuvent être calculés comme suite :

$$\alpha_i = \frac{\frac{\delta g}{\delta y_i}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n \left( \frac{dg}{\delta y_i} \right)^2}} \quad (\text{III.8})$$

avec :

$n$  : nombre des variables de la fonction d'état limite

$\delta g/\delta y_i$  : est la dérivée partielle de la fonction d'état limite transformée  $g(y)$  pour variable normalisée.

$y_i$  est habituellement, un processus itératif est effectué pour déterminer l'indice de sécurité et les facteurs de sensibilités.

Tout d'abord, d'un point de conception est supposé. Ensuite, les facteurs de sensibilité sont déterminés par la formule (III.9) et l'indice de sécurité est calculé à partir :

$$g(\beta \cdot \alpha_1, \beta \cdot \alpha_2, \dots, \beta \cdot \alpha_n) = 0 \quad (\text{III.9})$$

Ensuite, le nouveau point de conception est donnée par :  $y^* = \beta \cdot \alpha$  et l'itération continue jusqu'à ce qu'il converge.

L'indice de sécurité de Hasofer-Lind est invariant à la définition de la fonction d'état limite. D'après la description ci-dessus,  $\beta$  est la distance minimum à partir de l'origine à l'hyperplan  $g(y)$  et  $\alpha_i$  donne la direction de la normale à l'hyperplan au point de conception  $y^*$ .

L'équation tangente de l'hyperplan  $g_L(y)$  de la surface de défaillance transformée  $g(y)$  par le point de conception est donc donné par :

$$g_L(y) = \beta + \sum_{i=1}^n y_i \alpha_i \quad (\text{III.10})$$

### **III.2.2.1. Transformation vers l'espace normale (Gaussien) standard et linéarisation de la fonction d'état limite**

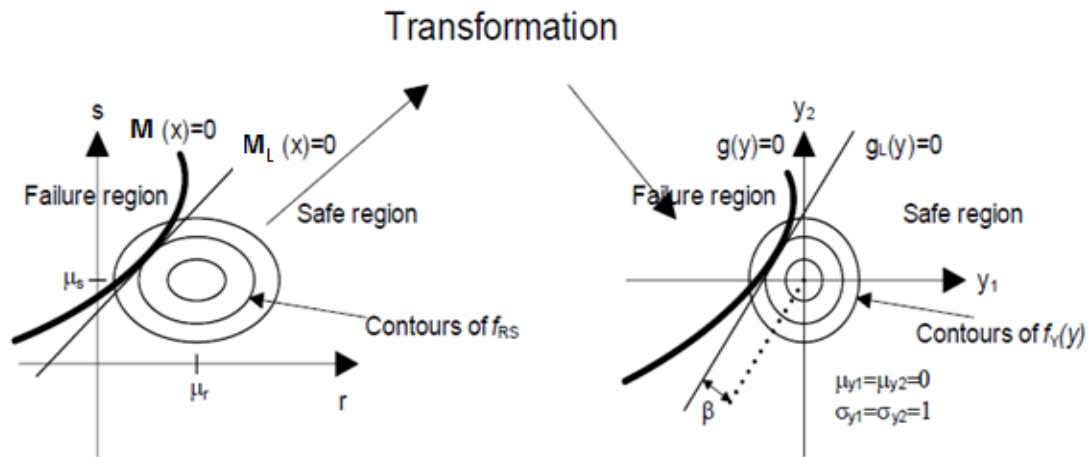
La définition de l'indice de sécurité par Hasofer-Lind (1974) considère que toutes les variables doivent être indépendantes de variables normales standard. Pour les distributions normales la transformation de  $x_i$  vers une variable normale standard  $y_i$  est donnée par :

$$y_i = \frac{x_i - \mu_{x_i}}{\sigma_{x_i}} \quad (\text{III.11})$$

Cette transformation affecte également la fonction d'état limite qui devient :

$$M = g(x) = 0 \rightarrow g(y) = 0 \quad (\text{III.12})$$

Le schéma de transformation de l'espace est donné par la figure III.3



**Figure III.3 :** Schéma de transformation de variable de base vers l'espace normal standard et linéarisation de la fonction d'état limite (Marie, 2010).

Les méthodes qui utilisent uniquement les informations des deux premiers moments (la valeur moyenne et l'écart type) sont généralement dénommées méthodes de deuxième moment.

Dans cette méthode, la distribution non normale est incluse dans l'analyse, cela peut être obtenu par transformation de la distribution non normale à une distribution normale équivalente. Le réel et l'approximatif de la fonction de densité et la cumulative de distribution sont donnés par les formules suivantes :

$$F_x(x^*) = \Phi\left(\frac{x^* - \mu_y}{\sigma_y}\right) \tag{III.13}$$

$$f_x(x^*) = \frac{1}{\sigma_y} \varphi\left(\frac{x^* - \mu_y}{\sigma_y}\right)$$

avec ;

$\Phi$  : distribution normale standard

$\varphi$  : fonction de densité de probabilité normalisée.

Après cette transformation, la variable doit être transformée vers l'espace normal standard.

### III.2.2.2. Séries de Taylor par approximation

Bien qu'il existe plusieurs méthodes pour estimer la probabilité de défaillance, une méthode couramment utilisée par les séries de Taylor par approximation de la méthode de *FORM*.

Les étapes de base de cette méthode sont celles décrites par l'armée américaine *Corps of Engineers* 1997 et 1998 (Iqbal, 2012).

- Déterminer les valeurs des paramètres intervenants et calculer le coefficient de sécurité ou la fonction de performance M pour le cas particulier.
- Estimer l'écart-type des paramètres qui contiennent l'incertitude.

- Calculer la fonction de performance de chaque paramètre M par une augmentation puis diminution. Il va générer différentes valeurs de M permet de dire  $M_1, M_2, M_3, M_4$  où  $M_1$  et  $M_2$  appartient au premier paramètre et  $M_3, M_4$  appartient au deuxième.

Calculer la variance de la fonction de performance M en utilisant l'équation (III.14) et l'indice de fiabilité en utilisant l'équation (III.15).

$$Var(M) = \left[ \frac{M_1 - M_2}{2} \right]^2 + \left[ \frac{M_3 - M_4}{2} \right]^2 \quad (III.14)$$

$$\beta = \frac{M}{\sqrt{Var(M)}} \quad (III.15)$$

### III.2.3. Méthode de *SORM* (Second Order Reliability Method)

La méthode de fiabilité de second ordre fut développée par Breitung et les autres dans une série de travaux traitant l'analyse asymptotique (Breitung 1984, 1994); (Breitung et Hohenbichler 1989).

Alors que la méthode *FORM* vise à remplacer l'état limite par un hyperplan, la méthode *SORM* le remplace par une hyper surface d'ordre II. Le principe consiste donc à réaliser une approximation de la fonction d'état limite au point de conception par une surface du second ordre (développement de Taylor d'ordre II) en utilisant les courbures principales de la fonction d'état limite au point de conception.

Cette méthode suppose que la fonction g est deux fois différentiable. (Broniatowski et Hermannkom, 2014). Il a noté que la prise en compte de la courbure rend la méthode plus coûteuse en temps de calcul et améliore aussi sensiblement l'approximation de la probabilité de défaillance, cette probabilité de défaillance est alors approchée par :

$$Pf = \Phi(-\beta) \prod_{i=1}^{n-1} (1 + \beta k_i)^{-1/2} \quad (III.16)$$

où

$k_i$  : courbures de la fonction de performance au point de conception et  $\beta$  est l'indice de fiabilité estimé par la méthode *FORM*.

Le sens de la courbure a une influence sur la probabilité de défaillance. Une courbure positive (convexité tournée vers l'origine) à tendance à diminuer la probabilité de défaillance par rapport à l'approximation *FORM*.

Il est essentiel de noter que l'application des méthodes *FORM* ou *SORM*, dans le cas d'un état limite implicite, requiert soit la construction d'une approximation de la fonction d'état limite au voisinage du point de conception, soit l'évaluation numérique de gradients et de matrices Hessiennes par un nombre réduit de calculs déterministes.

De plus, il convient de préciser que la différence éventuelle entre les probabilités de défaillance obtenues par *FORM* et par *SORM* peut être liée à la présence de fortes non-linéarités ou de fortes courbures (Soheil, 2007).

### III.3. SIMULATION PAR LA TECHNIQUE DE MONTE CARLO

Les méthodes de simulation de Monte-Carlo sont des méthodes générales d'estimation d'intégrale multidimensionnelle et d'espérance mathématique. Elles peuvent ainsi être utilisées pour l'estimation de probabilité de défaillance en fiabilité des structures (Broniatowski et Hermannkom, 2014).

Des tirages aléatoires sont effectués et l'évaluation de la réponse de la structure est effectuée pour chaque jeu de données. Il existe plusieurs variantes de ces méthodes, visant à optimiser les stratégies de tirs dans le but de réduire le coût de calcul lié essentiellement au nombre d'appels du code de calcul aux éléments finis (Soheil, 2007).

Cette technique reproduit le fonctionnement d'un système réel par le biais d'une méthode analytique et analyse les effets des variations des entrées sur les sorties du système. Elle comprend six éléments clés :

- 1- définir le problème en termes de variables aléatoires de conception ;
- 2- identifier les caractéristiques probabilistes de toutes les variables aléatoires en terme de fonction de densité de probabilité et des paramètres associés (moyenne et écart type) ;
- 3- générer des valeurs pour ces variables aléatoires ;
- 4- évaluer le problème déterministe pour chaque ensemble de données ;
- 5- conclure sur la probabilité de défaillance du produit, c'est-à-dire, évaluer la probabilité de défaillance et déterminer la moyenne et l'écart type des variables de sortie du problème
- 6- déterminer la précision de la simulation (Xavier, 2005).

Ces méthodes sont essentiellement les processus qui sont utilisés pour estimer l'échantillonnage de la probabilité de défaillance d'une structure.

La méthode est utile pour obtenir des solutions numériques pour les problèmes compliqués à résoudre analytiquement. L'échantillonnage de l'hyper cube latin peut être considéré comme une alternative à la simulation Monte-Carlo.

$N_f$ : nombre de cycles de simulation dans laquelle la structure est en défaillance et  $N$  : est le nombre total de cycles de simulation, la probabilité de défaillance  $P_f$  est exprimée par :

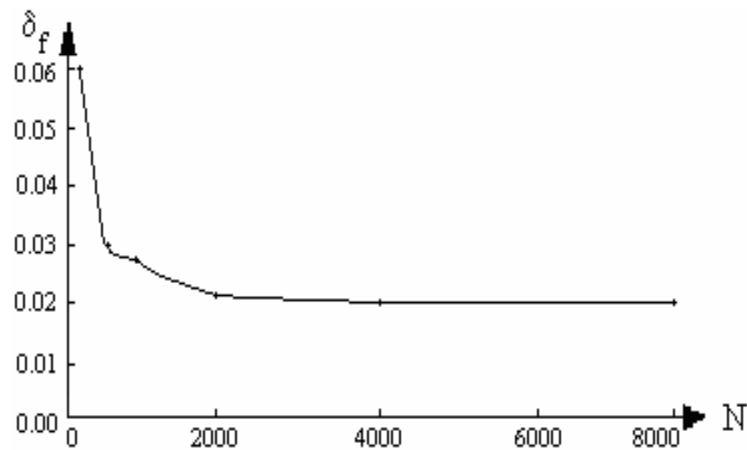
$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad (III.17)$$

La variance de cette probabilité est :

$$\text{Var}(\overline{P_f}) = \frac{(1-\overline{P_f}) \overline{P_f}}{N} \quad (III.18)$$

Le coefficient de variation est :

$$\delta(\overline{P_f}) = \frac{1}{\overline{P_f}} \sqrt{\frac{(1-\overline{P_f}) \overline{P_f}}{N}} \quad (III.19)$$



**Figure III.4 :** Coefficient de variation de la probabilité de défaillance en fonction de nombre de simulations pour la méthode de Monte Carlo (Beser, 2005).

Plusieurs formules sont présentées par Melchers (1999) pour estimer le nombre nécessaire de simulations. Une estimation de la probabilité de défaillance de système analysé est assurée avec une bonne convergence. La formule la plus simple est proposée par (Broding et al, 1964) et (Beser, 2005):

$$N > \frac{-\ln_{P_f}(1-c)}{P_f} \quad \text{(III.20)}$$

avec :

N : nombre de simulations pour un niveau de confiance,

c: niveau de confiance et  $P_f$  : probabilité de défaillance.

### III.3.1. Composantes d'une simulation de Monte Carlo (algorithme générique)

- **Fonction de densité de probabilité:** Le modèle physique-mathématique sous examen doit être décrit statistiquement.

• **Un générateur de nombres aléatoires:** la plupart des logiciels mathématiques ou langages de programmation ont des générateurs aléatoires uniformes.

• **Règle d'échantillonnage:** Génération d'échantillons avec la fonction de densité de probabilité souhaitée.

• **Scoring (pointage):** Compter le nombre d'occurrences d'événements d'intérêt.

• **Estimation d'erreur:** Estimation de l'erreur en fonction du nombre d'essais.

- **Expérience Hit-and-miss :** Considérons un cercle de rayon unité, centré à l'origine qui est entourée par un carré dont chaque côté de longueur deux unités. Maintenant, un hasard point (x, y) à l'intérieur de ce carré est choisi, alors la probabilité que ce hasard point se trouve à l'intérieur du cercle est donnée par Uysal, 2003 :

$$P(x^2 + y^2 < 1) = \frac{\text{Surface}_{\text{cercle}}}{\text{Surface}_{\text{carré}}} = \frac{\pi r^2}{(2r)^2} = \frac{\pi}{4} \quad \text{(III.21)}$$

Maintenant, supposons que  $N$  points aléatoires à l'intérieur du carré sont ramassés et  $M$  de ces points se situent à l'intérieur du cercle, alors la probabilité précédente peut être approximée par:

$$P(x^2 + y^2 < 1) = \frac{M}{N} \Rightarrow \pi = 4 \frac{M}{N} \quad (\text{III.22})$$

La procédure qui calcule  $\pi$  pour la simulation de Monte-Carlo est la suivante :

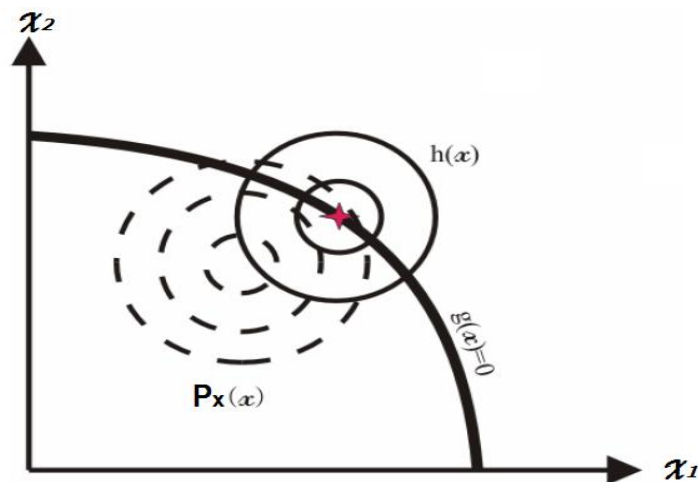
- Générer  $x$  et  $y$  des variables aléatoires uniformes dans l'intervalle  $[-1,1]$ ,
- Compter le nombre de ces résidus à l'intérieur du cercle; se sont les "hits", dont le rapport de hits sur toutes les affaires rends  $\pi / 4$ .

### III.3.2. Tirage d'importance

Une approximation du point de conception (figure III.5) est tout d'abord construite en effectuant par exemple quelques tirages et en ne retenant que le point appartenant au domaine de défaillance la plus proche de l'origine de l'espace normé. Ensuite, la densité du tirage d'importance  $h(x)$  peut être estimée et centrée en ce point.

C'est alors qu'un tir de précision peut être réalisé. Notons cependant que de nombreux problèmes se posent lorsque la dimension de l'espace augmente. En effet, le nombre de tirages nécessaires à une bonne estimation de la probabilité de défaillance croît essentiellement avec la dimension.

Cela est, bien entendu, à relier avec le fait que, pour un nombre de tirages fixé, lorsque la dimension de l'espace physique augmente, la densité de tirage chute. Autrement dit, la densité de tirages reflète la quantité d'information contenue dans leur réponse.



**Figure III.5:** Tirage d'importance (Soheil, 2007).

### III.3.3. Génération de variables aléatoires

La plupart des bibliothèques de logiciel d'ordinateur comprennent un générateur de nombres aléatoires uniformes. Ce générateur peut être utilisé comme un outil de base pour générer des variables aléatoires avec d'autres fonctions de densité de probabilité.

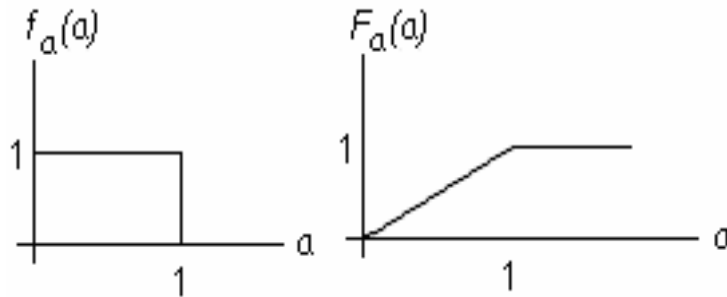
Soit  $a$  la variable aléatoire uniformément distribuée avec  $[0,1]$  :

$$f_a(a) = 1, \quad \text{avec } 0 \leq a \leq 1 \quad (\text{III.23})$$



Fonction de distribution cumulative est (figure III.6):

$$F_a(a) = \int_{-\infty}^a f_a(x) dx = \begin{cases} a, & 0 \leq a \leq 1 \\ 1, & a > 1 \end{cases} \quad (\text{II.24})$$



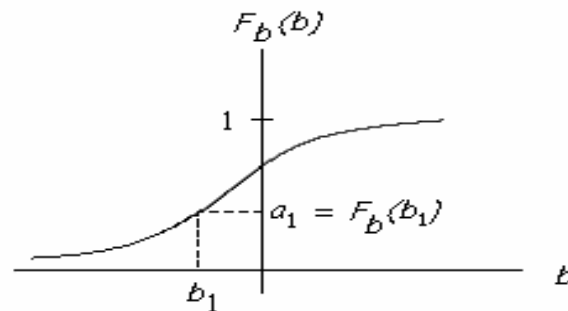
**Figure III.6 :** Représentation de la fonction de densité de probabilité et celle de distribution cumulative de la variation aléatoire (Beser, 2005).

Supposons maintenant qu'une variable aléatoire  $b$  avec une fonction de distribution cumulative sera générée :

$$b_1 = F_b^{-1}(a_1) \quad (\text{III.25})$$

$a_1$ : variable aléatoire uniformément répartie, ceci est connu comme la méthode de transformation (figure III.7).

Si  $b$  est une variable aléatoire continue, la distribution est en premier (uniformément) quantifiée.



**Figure III.7 :** Méthode de transformation. (Beser, 2005).

**Tableau III.1 :** Relation entre l'indice de fiabilité  $\beta$  et la probabilité de défaillance  $P_f$  d'après Eurocode, 2004 (Iqbal, 2012).

$\beta$	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
$P_f$	0,16	$6,7 \times 10^{-2}$	$2,3 \times 10^{-2}$	$6,2 \times 10^{-3}$	$1,3 \times 10^{-3}$	$2,3 \times 10^{-4}$	$3,2 \times 10^{-5}$	$3,4 \times 10^{-6}$	$2,9 \times 10^{-7}$

### **III.4. UTILITE DE L'ANALYSE DE FIABILITE**

Une analyse de fiabilité doit être considérée comme falsifiée par rapport à son domaine d'application prévue si l'un des événements indésirables de conception en fait se produit pendant ou après la réalisation de la structure. La méthode d'analyse de fiabilité probabiliste peut être considéré comme un outil rationnel de traitement des différents types de connaissance de la structure et de son environnement dans une mesure de sécurité à long terme, elle est utile pour la prise de décision.

Théoriquement, une méthode est adaptée si :

- Elle est validée scientifiquement et adaptée au système considéré et aux objectifs de l'évaluation des risques.
- Elle fournit des résultats sous une forme permettant de mieux comprendre la nature du risque, la façon dont il peut survenir et être contrôlé, et alimente réellement le processus de décision.
- Elle peut être utilisée par différents professionnels d'une manière productible et vérifiable.

L'application des méthodes probabilistes en analyse des risques à pour but :

- Elle fournit également une meilleure compréhension de la façon, dont les différents types de mesures structurelles ou non structurelles, peut réduire les risques de défaillance.
- Améliorer la confiance dans l'efficacité d'un choix plus large de mesures de réduction des risques.
- Démontrer en utilisant l'analyse des probabilités des conséquences et des incertitudes qu'elles jouent un rôle dans la réduction des risques.
- Créer une relation entre le risque et la sécurité de barrage, donnant une bonne surveillance du système.
- Donner la priorité aux études plus détaillée (Ditlevsen et Madsen, 2005).

## **CONCLUSION**

À la lumière cette étude, il en résulte que les méthodes déterministes peuvent être remplacées par des analyses fiabilistes non seulement le cas d'expertise mais aussi dans le dimensionnement des barrages du fait qu'elles donnent une approche probabiliste pour l'évaluation du risque ou de défaillance pour qui tient compte à la fois de l'économie et de la sécurité.

A l'aide des méthodes probabilistes, nous pouvons évaluer les risques fournis également une meilleure compréhension de la façon dont les différents types de mesures structurelles ou non structurelles peuvent réduire ainsi les risques de défaillance, et donc améliorer la confiance dans l'efficacité d'un choix plus large de mesures de réduction des risques.

L'évaluation des risques permet de fournir des informations appréciables permettant ainsi de quantifier le degré d'un éventuel sur dimensionnement inhérent au jugement technique, et les sources principales d'incertitude qui peuvent influencer les décisions d'investissement pour la sécurité des barrages.

Dans ce chapitre, les différentes méthodes de la fiabilité des structures (modèles de calcul de stabilité structurelle) ont été présentées, la connaissance de la fonction d'état limite est essentielle.

Les méthodes analytiques du type *FORM* et *SORM* sont regroupées dans ce niveau. Les méthodes de niveau III sont basées sur des techniques de simulation type de Monte-Carlo, qui permettent un meilleur contrôle de la validité des résultats.

## CHAPITRE IV

### APPROCHE D'ANALYSE PROBABILISTE DE SECURITE D'UN BARRAGE

#### Introduction

La comparaison des méthodes de calcul par simulation numérique concernant l'étude de stabilité ou de rupture d'un barrage revête d'une importance capitale dans l'amélioration de la performance et la fiabilité des opérations de conception et de conformément d'un ouvrage.

Les calculs développés visent à déceler les critères optimums de stabilité d'un barrage, tout en obéissant aux directives particulières de sécurité, dictées par les normes techniques. Ces opérations nécessitent des calculs dans certains cas longs et fastidieux, à titre d'exemple dans le cas d'un calcul sismique en mode pseudo-dynamiques.

En conséquence, il est plus judicieux de recourir à des codes de calcul automatisés de notoriété avérée qui permettent d'examiner toutes les possibilités vraisemblables. Le code CADAM, développé par le laboratoire de génie civil de l'école polytechnique de Montréal, permet d'effectuer une analyse par méthode non déterministe basée sur la détermination de la probabilité de défaillance par utilisation des simulations de Monte-Carlo suivant les différents sections ou joints de levées d'un barrage-poids.

#### IV.1. DEFINITION

CADAM (*Computer Analysis of Dams*) est un logiciel qui a été principalement conçu pour appuyer l'apprentissage des principes d'évaluation de stabilité structurelle de barrages-poids en béton.

Il est aussi utilisé pour soutenir la recherche et le développement sur le comportement structural et la sécurité de barrages en béton. Il est basé sur la méthode de gravité (l'équilibre des corps rigides et la théorie de poutre). Il exécute des analyses de stabilité pour des charges hydrostatiques et des charges sismiques. Plusieurs options de modélisations ont été incluses pour permettre aux utilisateurs d'explorer le comportement structural des barrages-poids (géométrie, les sous-pressions, le drainage, les critères d'initiation et de propagation de fissures). En outre, le code CADAM permet de :

1. Corroborer des calculs manuels avec des calculs informatiques pour développer la compréhension des procédures de calculs.
2. Effectuer des analyses paramétriques sur l'influence de la géométrie, de la résistance des matériaux et de l'intensité des charges sur la réponse structurale.
3. Comparer les hypothèses de sous-pressions, de propagation de fissures et de résistance au cisaillement (pic, résiduel) des différents guides sur la sécurité des barrages.
4. Étudier différents scénarios de réfection (post-tension, remblai stabilisateur, contreforts).

VI.2. APERÇU SUR L'ORGANISATION GENERALE DU CADAM

L'organisation générale du code CADAM, suivant les différentes conditions de charges, de résistance et l'ensemble des options d'analyses structurales est présentée par l'organigramme illustré en figure IV.1.

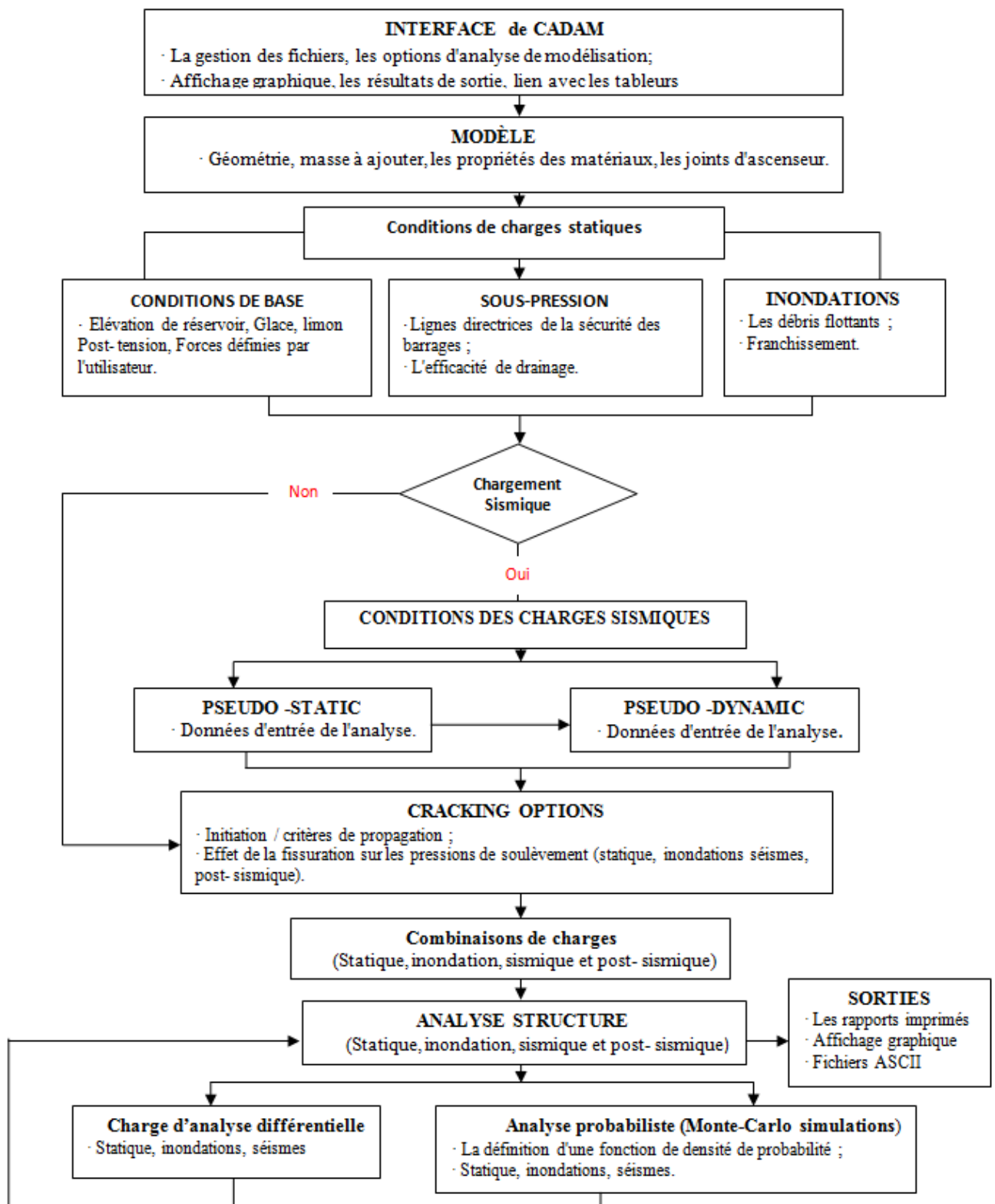


Figure IV.1: Organigramme générale du code CADAM (Martin et al, 2001).

### IV.3. OPTIONS DANS CADAM

Les options d'analyse qui sont disponibles sur ce logiciel sont :

#### IV.3.1. Analyses statiques

Le code peut exécuter des analyses statiques pour le niveau normal d'exploitation du réservoir ou pour le niveau de crue incluant la surpression sur la crête.

#### IV.3.2. Analyses sismiques

Le code ci-discuté peut exécuter l'analyse sismique, en utilisant la méthode pseudo-statique ou la méthode pseudo-dynamique qui correspond à l'analyse spectrale simplifiée pour des barrages-poids décrite par Chopra (1988)

#### IV.3.3. Analyses post-sismiques

Pour ce cas, la cohésion n'est pas appliquée sur la longueur de fissure induite par l'événement sismique. La sous-pression post-sismique pourrait se développer

- à sa pleine valeur dans les fissures induites par le séisme ;
- retourner à sa valeur initiale si la fissure s'est refermée après le tremblement de terre.

#### IV.3.4. Analyse de charge progressive

CADAM peut exécuter une analyse de sensibilité en calculant et en traçant l'évolution d'indicateurs de performance typiques (ex : facteurs de sécurité, contraintes, fissuration) en fonction d'une augmentation progressive du chargement appliqué (ex : élévation du réservoir, séisme

#### IV.3.4. Analyse probabiliste de sécurité (simulation de Monte-Carlo)

Le code CADAM offre la possibilité d'une analyse probabiliste afin de calculer la probabilité de rupture d'un système réservoir-fondation-barrage en tenant compte des incertitudes dans les chargements et les résistances que l'on considère comme des variables aléatoires avec des fonctions de densité de probabilité. Les procédures de calcul utilisent les simulations de Monte-Carlo. Il permet de considérer tant l'analyse statique, sismique ou post-sismique.).

### IV.4. CAPACITES DE MODELISATION

CADAM permet l'analyse d'un monolithe 2D d'un système réservoir fondation-barrage, subdivisé en des joints de levées. Une analyse typique exige la définition des paramètres d'entrée nécessaires qui sont listés ci-dessous pour le cas du barrage de Beni Haroun à titre indicatif.

#### IV.4.1. Géométrie de la section

Spécification des dimensions complètes de la géométrie de section. L'inclinaison des surfaces amont et aval aussi bien que l'inclinaison du contact béton-rocher sont considérées comme elle est représentée dans la figure IV.2.

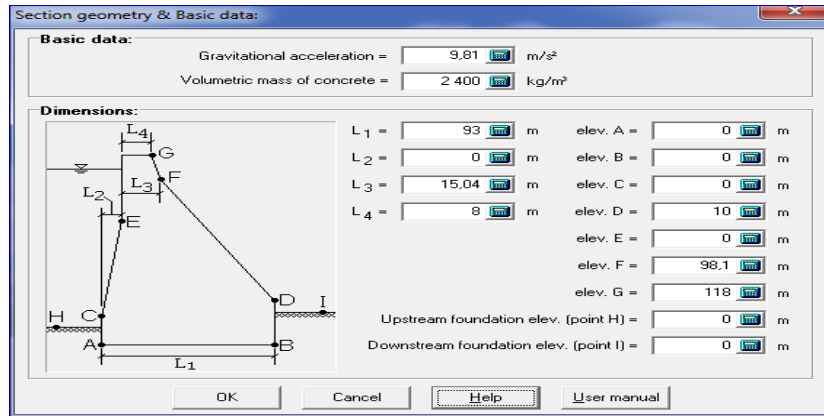


Figure IV.2: Géométrie du barrage de Beni Haroun.

#### IV.4.2. Masses

Les masses concentrées peuvent être arbitrairement placées à l'intérieur ou à l'extérieur de la section pour ajouter ou soustraire (trous) et les masses concentrées du barrage Beni Haroun et leurs emplacement est illustré dans la figure IV.3 :

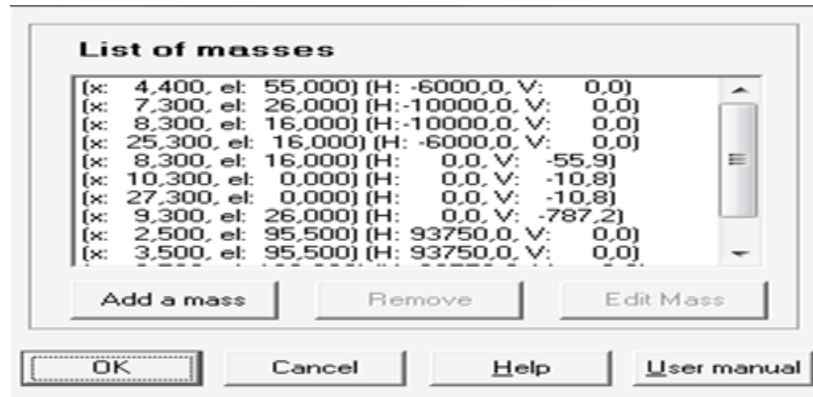
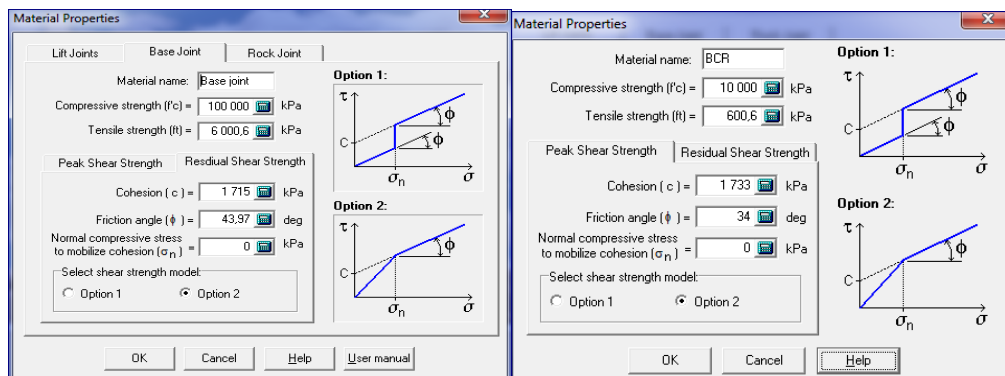


Figure IV.3 : Liste des masses concentrées.

#### IV.4.3. Matériaux

Définition de la résistance à la traction, à la compression et au cisaillement (pic et résiduelle) de joints de levées, et de l'interface barrage fondation comme indiqué les figures (a) et (b) respectivement.



(a) Propriété des joints

(b) Propriété des matériaux de l'interface

Figure IV.4 : Propriétés des matériaux du barrage Beni Haroun.

#### IV.4.4. Joints de levées

Définition de l'élévation et des propriétés mécaniques des joints de levées. Les joints peuvent être inclinés et pour le barrage Beni Haroun, les joints sont horizontaux avec un espacement de 10 m comme montre la figure IV.5.

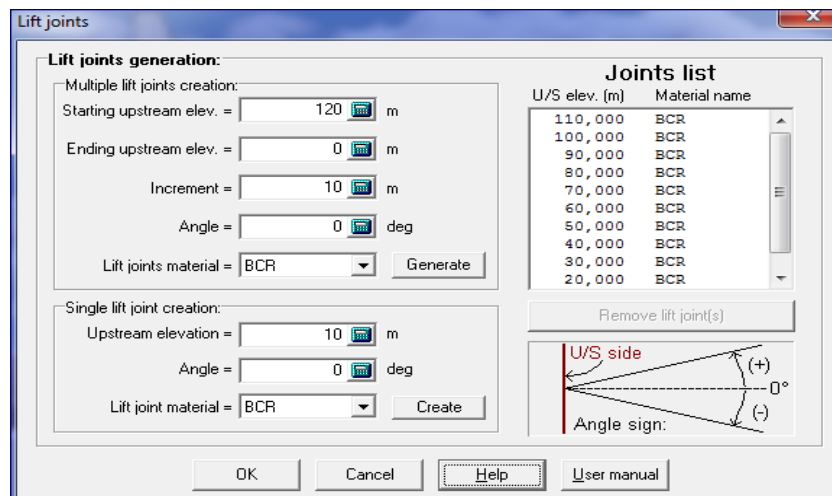


Figure IV.5 : Introduction des caractéristiques des joints de levées barrage Beni Haroun.

#### IV.4.5. Réservoirs, charge de glace, débris flottants et sédiments

Spécification de la densité de l'eau, des élévations amont et aval des réservoirs d'exploitation et de crue, débris flottant et niveau des sédiments du barrage Beni Haroun comme ils sont représentées dans la figure IV.6.

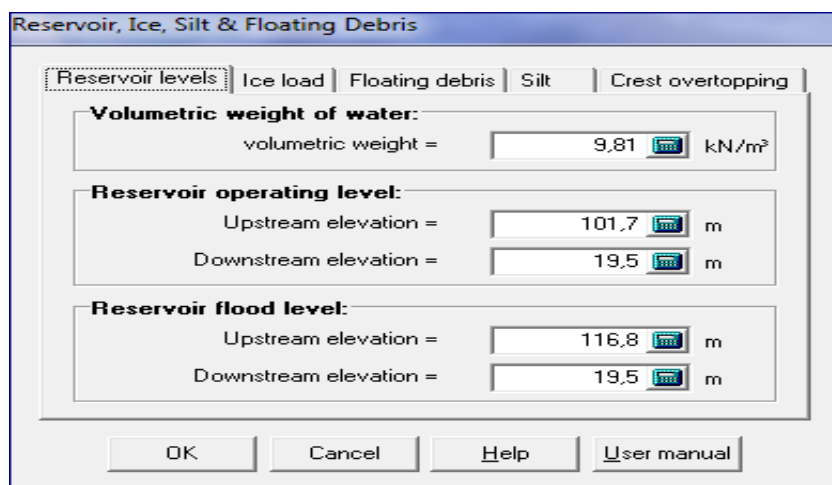


Figure IV.6 : Introduction des charges du bief amont et aval du réservoir du barrage Beni Haroun.



#### IV.4.6. Système de drainage et sous-pressions

La figure IV.7 indique l'emplacement de la galerie de drainage.

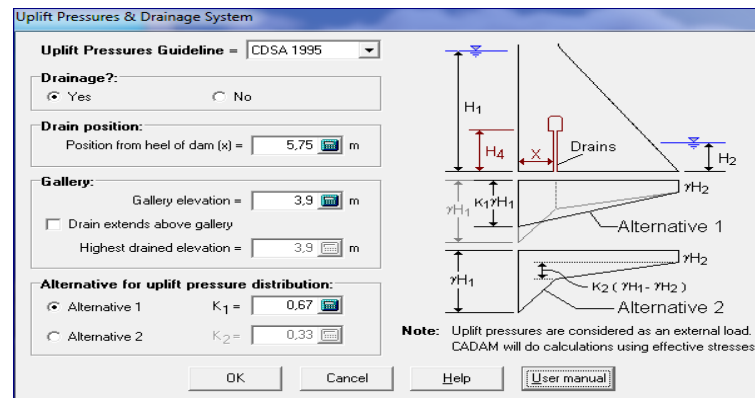


Figure IV.7 : Données relative au système de drainage et sous-pressions, Barrage Beni Haroun.

#### IV.4.7. Câble de post-tension

Spécification de forces induites par des câbles de post-tension verticaux ou inclinés installés le long de la crête ou sur le parement aval.

#### IV.4.8. Forces appliquées

Définition de forces horizontales et verticales pouvant être placées n'importe où tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la section.

Le schéma général, définitive et représentative du barrage Beni Haroun après le remplissage de tous les donné d'entrée de la géométrie, les masses concentrées, les niveaux (NNR, NPHE et du sédiment) et la galerie de drainage est illustrée en figure IV.8.

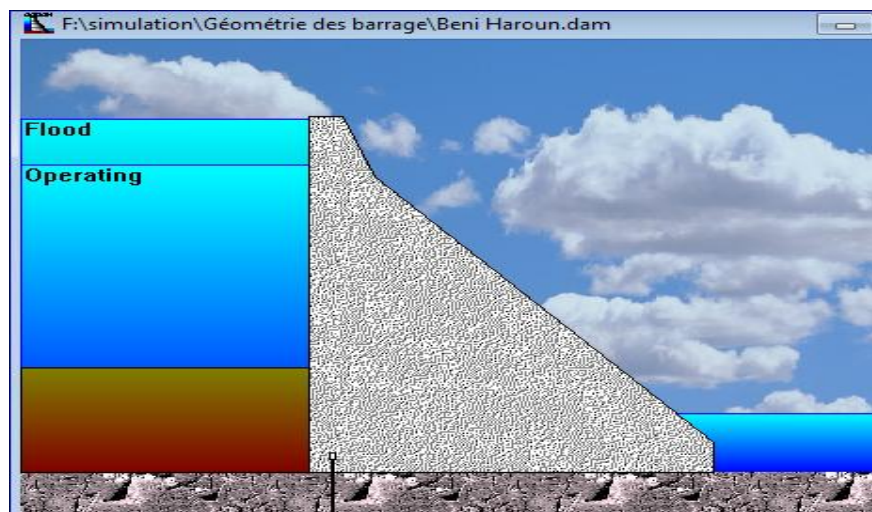


Figure IV.8 : Schéma représentatif de la section type du barrage Beni Haroun.

#### IV.4.9. Analyse pseudo-statique

Spécification des accélérations de pointe au rocher horizontale et verticale et de l'accélération soutenue. La masse ajoutée de Westergaard (1985) (Martin et *al*, 2001) est utilisée pour représenter les effets hydrodynamiques du réservoir. CADAM permet de tenir compte :

- la compressibilité de l'eau;
- l'inclination du parement amont;
- d'une profondeur limite dans le réservoir où les pressions hydrodynamiques demeurent constantes.

Les pressions hydrodynamiques des sédiments sont évaluées par la formulation de *Westergaard* pour un liquide de densité massique plus importante que l'eau.

#### IV.4.10. Analyse pseudo-dynamique

Spécification des données d'entrée pour exécuter une analyse pseudo-dynamique utilisant la méthode spectrale simplifiée proposée par Chopra (1988) :

- accélérations de pointe au rocher et accélérations spectrales;
- rigidité du barrage et de la fondation et leurs amortissements;
- amortissement du fond du réservoir et vitesse de propagation d'une onde de pression dans l'eau;
- règles de combinaisons modales.

#### IV.4.11. Options de fissuration

Cette option permet de spécifier :

- la résistance à la traction pour l'initiation et la propagation de fissures;
- le facteur d'amplification dynamique pour la résistance à la traction;
- influence de la fissuration sur la distribution des sous-pressions statiques (l'efficacité de drainage);
- l'effet de la fissuration sur l'évolution des sous-pressions pendant des tremblements de terre (la pleine pression, aucun changement de pressions, pressions nulles);
- l'évolution des sous-pressions en condition post-sismique (retour aux sous-pressions initiales ou développement des pleines sous-pressions dans les fissures induites par le tremblement de terre).

#### IV.4.12. Combinaisons de charge

Spécification de facteurs multiplicateurs des chargements de base pour former des combinaisons de charge. Cinq combinaisons sont disponibles

- fonctionnement normal (cas usuel);
- crue;
- sismique 1;
- sismique 2;
- post-sismique.

#### IV.4.13. Analyses probabilistes

Cette option fait l'évaluation de la probabilité de rupture d'un système réservoir-fondation-barrage avec l'utilisation des simulations de Monte-Carlo, pour tenir compte des incertitudes de fonction de densité de probabilité (FDP) dans le chargement des paramètres de résistance que l'on considère comme des variables aléatoires.

#### IV.4.14. Analyse Progressive

Analyse de sensibilité en calculant et traçant l'évolution d'indicateurs de performance typiques (ex : facteurs de sécurité, contraintes, fissuration) en fonction d'une augmentation progressive du chargement appliqué (ex : élévation du réservoir, séisme).

### IV.5. ANALYSE PROBABILISTE PAR CADAM

Les objectifs d'analyse probabiliste du code CADAM consistent à déterminer la probabilité de défaillance d'un barrage-poids en tant que les paramètres de charges et de résistances sont considérés comme variables aléatoires.

Une analyse probabiliste nécessite plus d'informations que celle déterministe. Par exemple, les fonctions de densité de probabilité (uniforme, normale, log- normale définie par l'utilisateur) doivent être sélectionnée pour le coefficient de frottement et la cohésion, les valeurs moyennes et l'écart-type doivent alors être spécifiés. Cette analyse permet de :

- Développer une compréhension de base des concepts et les procédures nécessaires pour effectuer une analyse des risques, où le risque est évalué comme étant le produit de la probabilité de défaillance  $P_f$  et ses conséquences.
- Il est alors possible de construire une courbe de fragilité, qui définit la probabilité de défaillance en fonction d'un niveau de charges appliquées.
- Calculer les indices de fiabilité en fonction de  $[1 - P_f]$  (Martin et *al*, 2001).

En raison de la fissuration du béton et des modifications dues aux sous-pressions, la contrainte et l'analyse de la stabilité d'un barrage est en générale un processus non linéaire. Donc la simulation de Monte Carlo est utilisée comme procédure de calcul pour effectuer l'analyse probabiliste "non-linéaire" dans CADAM, cette technique de simulation implique un échantillonnage au hasard pour simuler artificiellement un grand nombre d'expériences et d'observer les résultats (Melchers, 1999) :

- un grand nombre (jusqu'à 250 000) des paramètres de charges et de résistances sont échantillonnés au hasard dans les limites de l'utilisateur spécifié pour effectuer un grand nombre des scénarios possibles tels que;
- Les analyses de contraintes et de stabilité sont effectuées;
- Les statistiques sont effectuées sur les résultats par exemple, le glissement, des facteurs de sécurité "Sliding Safety Factor" (SSF) pour déterminer la probabilité de défaillance.
- Les résultats de sortie peuvent aussi être analysés statistiquement pour définir la moyenne, la variance, la fonction de densité de probabilité et la fonction de densité cumulative.

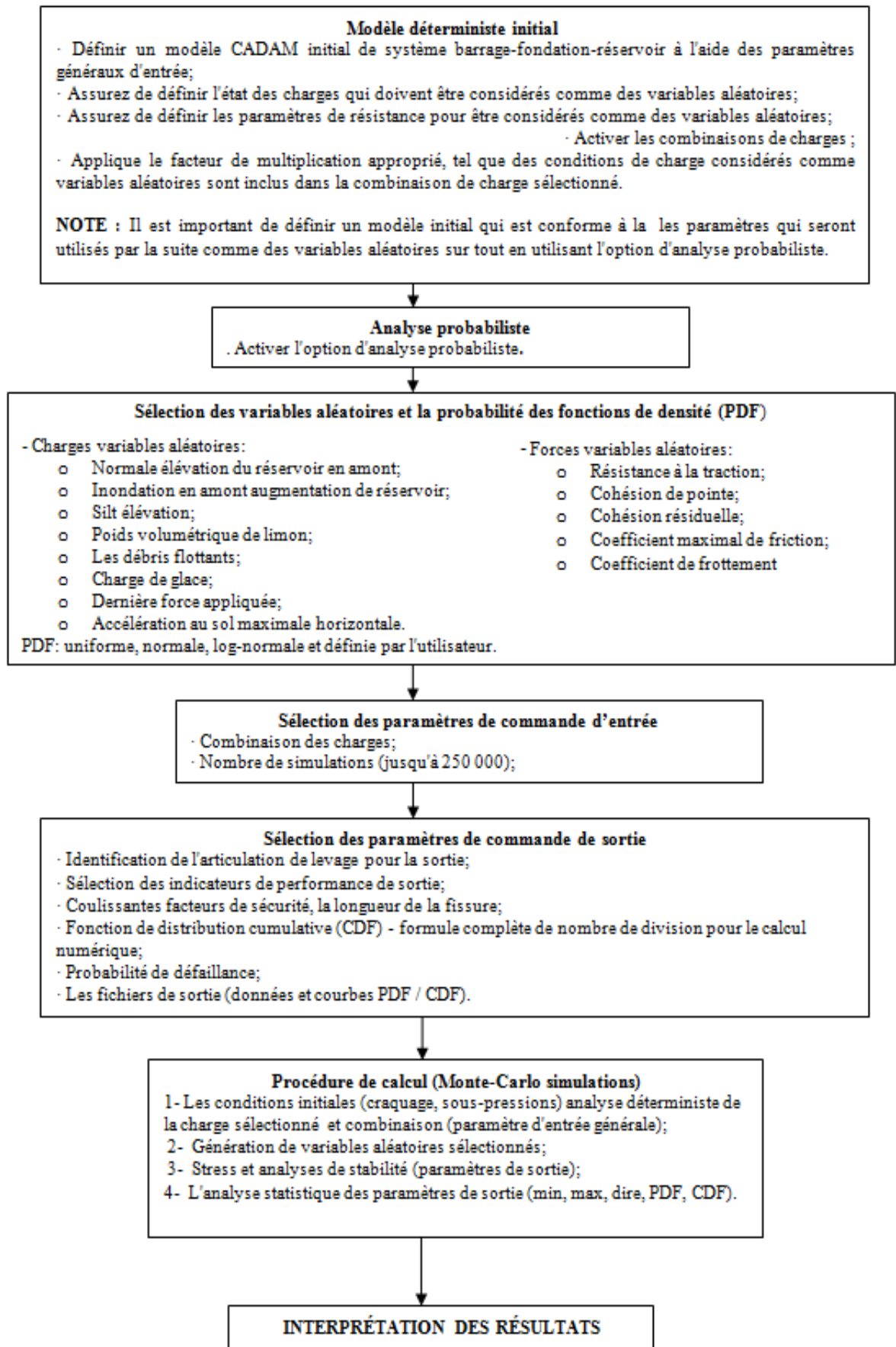


Figure IV.9: Procédure d'analyse probabiliste de la sécurité dans CADAM (Martin et al, 2001)

## IV.5.1. Simulation de Monte-Carlo dans CADAM

### IV.5.1.1. Objectif

CADAM a l'objectif de faire une analyse probabiliste par les simulations de Monte Carlo qui consistent à calculer la probabilité de défaillance d'un système barrage –fondation réservoir en fonction des incertitudes(FDP) des paramètres de charges et de résistances qui sont considérés comme des variables aléatoires.

### IV.5.1.2. Procédure de calcul

En raison de fissuration du béton, et variation de sous-pressions, l'analyse de stabilité d'un barrage est généralement non-linéaire. La simulation de Monte-Carlo en CADAM est utilisée comme procédure de calcul en mode probabiliste non linéaire. Cette technique de simulation implique un échantillonnage au hasard pour simuler artificiellement un grand nombre d'expériences et d'observer ensuite les résultats (Melchers 1999) :

- Un grand nombre jusqu'à 250 000 de paramètres charges et de résistances sont échantillonnés aléatoirement dans les limites de (FDP) spécifiées pour effectuer un grand nombre de scénarios possibles ;
- Les analyses de contraintes et de stabilité sont effectuées ;
- Les statistiques sont effectuées sur les résultats (exp. facteurs de sécurité au glissement,  $SSF$ ) pour déterminer la probabilité de défaillance  $P_f$ .

$$P_f = \frac{n (SSF < 1)}{N} \quad (IV.1)$$

avec :

$n (SSF)$ : nombre de simulations auxquelles il aura une défaillance.

$N$  : nombre total de simulations.

### IV.5.1.3. Nombre de simulations exigées

Melchers (1999) présente différentes formules pour estimer le nombre de simulations qui assure une convergence correcte pour une estimation précise la probabilité de défaillance du système selon la formule de Broding et al (1964) :

$$N > \frac{-\ln (1-C)}{P_f} \quad (IV.2)$$

avec ,

$N$  : nombre de simulations pour un niveau de confiance donné  $C$  dans la probabilité de défaillance  $P_f$ .

Par exemple, plus de 3000 simulations sont nécessaires pour un niveau de confiance de 95%. Ce nombre de simulation doit être ajusté comme  $N$  fois le nombre d'indépendant des variables aléatoires considérés dans l'analyse.

Dans ce contexte, Melchers (1999) mentionne que d'autres auteurs suggèrent qu'il faut atteindre  $N \approx 10\ 000$  à  $20\ 000$  afin d'obtenir une limite de confiance de 95 %, selon la complexité du système analysé.

## **Conclusion**

Dans cette partie, il a été mis en exergue les possibilités que le code de calcul CADAM, peut offrir en tant qu'outil de calcul permettant d'étudier ou d'établir un diagnostic sur la stabilité d'un barrage poids à partir de scénarios d'hypothèses de modélisation en mode statique, pseudo-statique et même dynamique d'un barrage-poids.

Le code décline une analyse probabiliste basée sur la méthode de simulation de Monte-Carlo qui s'opère suivant un nombre important de simulations afin de garantir un intervalle de confiance appréciable.

Le procédé en question consiste à calculer la probabilité de défaillance d'un système barrage poids suivant les situations d'interaction fondation-réservoir, exprimées par le niveau (charge) d'eau dans le réservoir en fonction des différentes situations et combinaisons de charges s'exerçant le barrage. Ce code va faire l'objet d'examen aux différents types de barrage poids ayant des caractéristiques de profil transversal et de données géotechniques de fondation et matériaux différents.

## CHAPITRE V

### CALCUL DE STABILITE D'UN BARRAGE POIDS PAR METHODES PROBABILISTES

#### Introduction

Ce chapitre s'intéresse à l'application des méthodes de calcul de stabilité au glissement suivant la méthode non déterministe, appliquée pour des barrages poids en béton ayant des caractéristiques différentes au point de vue de la géométrie, notamment la valeur du fruit du parement aval, de la nature des matériaux du corps du barrage ,des caractéristiques géotechniques des fondations et durées d'exploitation des ouvrages en question. Pour ce faire, deux types de méthodes ont été effectués pour le calcul probabiliste.

Dans un premier lieu, il a été procédé à un examen de la fiabilité des ouvrages selon la méthode Taylor, basée sur le principe du calcul de la fonction de performance M et l'indice de fiabilité  $\beta$  ensuite, procéder à un calcul probabiliste selon la méthode de Monte-Carlo qui repose sur le principe de générer des variables aléatoires en fonction du nombre de cycles aux quelles se prononce une défaillance.

En second lieu, un calcul de validation par le code de calcul CADAM a été préconisé afin de tester la validité des résultats du couple sécurité-défaillance de l'ouvrage en fonction des différentes situations et combinaisons de charges auxquelles est sollicité l'ouvrage.

#### V.1. DESCRIPTION DES CARACTERISTIQUES DES BARRAGES D'ETUDE

##### V.1.1. Barrage Boussiaba

##### V.1.1.a. Situation du barrage

Le site du barrage de Boussiaba se trouve sur l'oued du même nom à environ 5 Km, à vol d'oiseau, au Nord-Est de El Milia dans la wilaya de Jijel. La zone du barrage est repérée sur la figure V.1 (Didier, 2005).



Figure V.1 : Situation du site du barrage de Boussiaba, Echelle 1/500 000

### V.1.1.b. Sismicité

La sismicité historique de la région, sur laquelle repose la démarche retenue, est très imprécise. D'une manière générale, la sismicité historique se caractérise par la pauvreté des informations macrosismiques : faible nombre d'observations ne permettant généralement pas de tracer des isoséistes, incertitudes majeures sur les intensités maximales ressenties, et en voie de conséquence, sur les localisations des épicentres (Didier; 2005).

L'étude sismique a conduit à retenir le séisme de référence caractérisé par les paramètres suivants :

Magnitude 5,54, Profondeur 11 Km, et une accélération maximale horizontale au sol 0,16 g .Cependant, selon le zonage établi par le règlement parasismique algériens (RPA), le site correspond à la zone IIa (Cf. Annexe A.5)

### V.1.1.c. Géologie du site du barrage

Le substratum du site du barrage est systématiquement formé de microgranites qui, dans leur matrice, sont durs, compacts et très résistants. Ces faciès sont à granularité fine et uniforme de couleur gris verdâtre devenant parfois blanchâtre en profondeur. (Didier; 2005b).

### V.1.1.d. Corps du barrage, drainage

Le barrage est de type poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR) et la géométrie du barrage est représentée ci-dessous :

**Tableau V.1 :** Caractéristiques géométriques du barrage Boussiaba (Didier, 2005b).

Largueur (m)		Hauteur (m)	Fruits		Hauteur du volume mort (m)
En crête	à la base		Amont	Aval	
5	37,63	50,67	0 (vertical)	0,725	13

### V.1.1.e. Drainage

Le corps du barrage est drainé au moyen d'une galerie de drainage (Cf. Annexe A.1).

## V. 1.2. Barrage Koudiat Acerdoune

### V. 1.2.a. Situation du barrage

Dans la région de Lakhdaria Wilaya de Bouira à environ 53 Km de la capitale, il a été réalisé le projet du barrage de Koudiat Acerdoune; le barrage est implanté au cœur de la montagne d'Ezzbarbar, dans la commune de Maàla, il a été réalisé sur oued Isser. Le site se trouve à environ 30 Km au Nord-Ouest du chef-lieu de la wilaya de Bouira et à 6 Km au Sud du la Daïra de Lakhdaria, à 26 Km à l'Est de la daïra de Tablat, à 22 Km à l'Ouest de la daïra de Draa El mizan, à 34 Km au Nord-est de la Daïra de Beni Slimane, environ à 19 Km au Nord-Nord-ouest la daïra de Ain Bessem.

### V.1.2.b. Sismicité

D'après les observations et les derniers enregistrements disponibles de 1998, la région de Koudiat Acerdoune, semble présenter une activité sismique caractérisée par des séismes relativement fréquents et d'amplitude réduite à moyenne.

Dans un rayon de 100 Km autour du site ; on notera également les séismes du parvenus :

- Le 24/06/2010 de magnitude 6,6 au nord de Djouab à 35 Km du site ;
- Le 31/10/1988 de magnitude 5,6 à l'est de Blida, à 78 Km du site.



Selon le zonage établi par le règlement parasismique algérien (RPA), le site correspond à la zone IIa (Cf annexe A.5).

### V.1.2.c. Géologie du site du barrage

Le site du barrage est situé dans une zone appartenant aux Atlas septentrionaux dont la structure est essentiellement caractérisée par un empilement de nappes d'âges miocènes, qui ont été charriées vers le sud lors de l'orogénèse alpine.

D'après l'esquisse tectonique de l'Algérie publiée par Kieken en 1962, le site se trouve dans les formations autochtones du crétacé supérieur, enchâssé entre les lambeaux de nappes sous-numides et épi telliennes. Les formations de la région sont essentiellement composées de roches schisto - marneuses du crétacé moyen, calcaires dolomitiques et marnes schisteuses du crétacé supérieur et calcaires du jurassique inférieur.

Pendant le cycle de l'orogénèse alpine, ces roches ont subi d'importants plissements et mouvements internes qui ont favorisé l'injection dans les roches crétacées, de masses hypsosalines provenant du trias. Ces mouvements sont à l'origine de failles importantes de direction E-O, dans la zone du barrage (Rouzaud et Martinet, 2010).

Celles-ci ont généré un horst surélevé de roches de l'albien et de Cénomaniens, isolé au milieu d'un terrain composé de roches plus jeunes du sénonien. Une série de failles mineures de direction sensiblement nord-sud affecte également les schistes marneux Albiens-Cénomaniens.

### V.1.2.d. Corps du barrage

L'ouvrage, tel qu'il existe actuellement, réalise un barrage poids en BCR et la géométrie du barrage est représentée ci-dessous :

**Tableau V.2 :** Caractéristiques géométriques du barrage Koudiat Acerdoune (Rouzaud et Martinet, 2010).

Largeur (m)		Hauteur (m)	Fruit		Hauteur du volume mort (m)
En crête	à la base		Amont	Aval	
8	102	121	0,4	0,5	60

### V.1.2.e. Système de drainage

Le corps du barrage est drainé au moyen d'un écran de drainage constitué par des forages réalisés dans le BCR sur toute la hauteur du barrage et reliant les divers niveaux de galeries. Les forages ont un diamètre de 96 mm et sont espacés de 3m (Rouzaud et Martinet, 2010).

## V.1.3. Barrage Oued Fodda

### V.1.3.a. Situation du barrage

Le barrage d'Oued Fodda, situé dans la Wilaya de Chlef, a pour but de stocker les eaux de l'Oued Fodda, les eaux stockées sont destinées pour l'irrigation.



Figure V.2 : Situation du barrage d'Oued Fodda, Echelle 1 /50 000 (Google Map, 2013)

### V.1.3.b. Géologie du site

Le barrage de l'Oued Fodda est fondé sur des calcaires durs mais fissurés d'âge liasique supérieur et jurassique. Il est à l'exutoire d'une large cuvette essentiellement constituée de cénomaniennes. Il se situe dans le massif calcaire du Koudiat Larourah.

L'anticlinal du Koudiat Larouah est constitué par un pli postérieur du dépôt de la couverture créacée. L'axe de cet anticlinal est orienté Est-Ouest. Fortement érodés par les Oued Fodda et Bou Rourou.

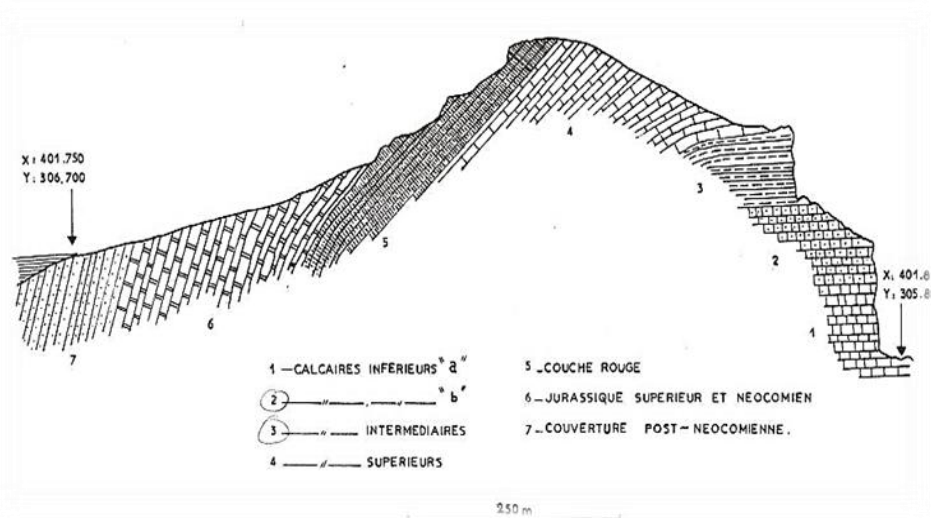


Figure V.3 : Profil géologie du site (Rouzaudet al, 2005)

### V.1.3.c. Sismicité

Il est à noter que le barrage n'a subi aucun désordre lors du séisme de septembre 1954, dont l'épicentre était à 30 km du barrage. Les secousses ont pourtant endommagé la maison du grand barrage, solidement construite et fondée sur le rocher compact. On a constaté des oscillations du plan d'eau de près de un mètre d'amplitude.

A la suite du même séisme, le barrage accusait jusqu'à 55 cm de dénivellation d'un bout à d'autre de la crête.

Selon le zonage établi par le règlement parasismique algérien (RPA), le site du barrage correspond à la zone III (Cf annexe A.5).

### V.1.3.d. Corps du barrage

Le barrage est de type poids en béton dont la géométrie est représentée ci-dessous

**Tableau V.3 :** Caractéristiques géométriques du barrage Oued Fodda

Largeur (m)		Hauteur (m)	Fruits		Hauteur du volume mort (m)
En crête	à la base		Amont	Aval	
5	67.5	101	0,1	0,675	30

### V. I.3.e. Système de drainage

Le barrage comporte six (6) galeries de drainage. Deux (2) galeries périmétra les en rive gauche et en rive droite descendent jusqu'à la côte de 291 m NGA. Elles rejoignent une galerie horizontale à cette côte de 291 m NGA qui est doublée par une galerie parallèle à 17 m en aval. Deux autres galeries de drainage horizontales se situent aux côtes 311 m NGA et 334 m (Rouzaud, 2005).

### V.1.4. Barrage Beni Haroun

#### V.1.4.a. Situation du barrage

Le barrage de Beni Haroun est situé sur l'Oued Kebir à environ 40 km au nord de la ville de Constantine et à 350 km à l'Est d'Alger.



**Figure V.4 :** Situation du barrage de Beni Haroun, Echelle 1/500 000

#### V.1.4.b. Géologie du site du barrage

La géologie locale s'inscrit dans un contexte tectonique complexe de chevauchements et de failles ou décrochements, caractérisé par des déformations plastiques (plissements) et cassantes (failles, fractures) des unités lithologiques du site. Ces unités sont constituées schématiquement d'une assise calcaire compétente (à comportement rigide – cassant) de 100 à 150 m d'épaisseur, encadrée par deux séries marneuses incompétentes (à comportement plastique - plissé - tectonisé).

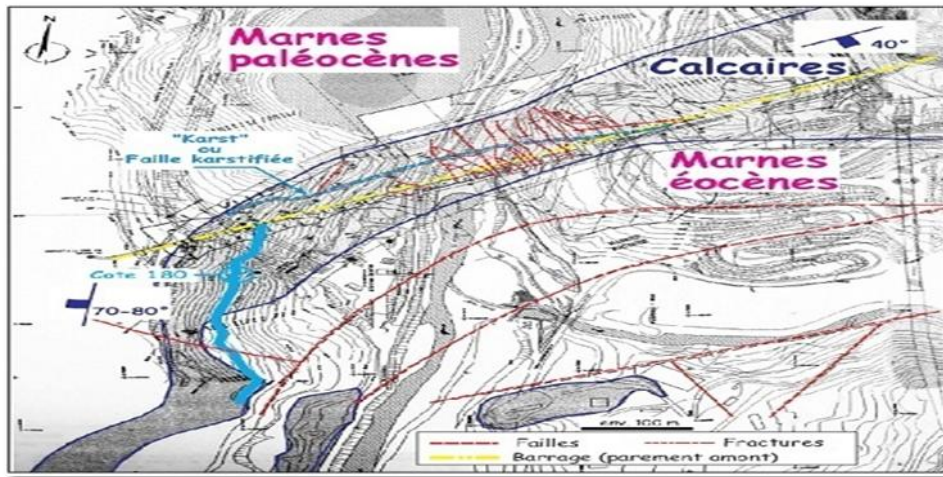


Figure V.5 : Levé Géologique du barrage Beni Haroun. Echelle 1/50 000

### V.1.4.c. Corps du barrage

Le barrage est de type poids en béton compacté au rouleau (BCR) s'appuyant sur une fondation rocheuse calcaire. La géométrie du profil du barrage est représentée ci-dessous

Tableau V.4 : Caractéristiques géométriques du barrage Beni Haroun

Largeur (m)		Hauteur (m)	Fruit		Hauteur de volume mort (m)
En crête	à la base		Amont	Aval	
8	93	118	0	0,8	34,7

### V.1.4.d. Système de drainage

Trois galeries ont été aménagées en pied à 100 m NGA au plus bas, à 140 m NGA et 175 m NGA. La galerie inférieure a été utilisée comme galerie d'injection pour la réalisation du voile d'injection. Ces galeries recueillent les débits de drainage.

## V.1.5. Barrage Hamiz

### V.1.5.a. Situation du barrage

Le barrage du Hamiz est construit à 35 km au Sud-Est d'Alger, un peu à l'amont du débouché dans la plaine de la Mitidja de l'Oued Arbatatche qui, prenant ensuite le nom d'Oued Hamiz, draine l'extrémité orientale de la grande plaine algéroise. Il se situe ainsi à 6 km du village du Fondouk, à 25 km de la mer.

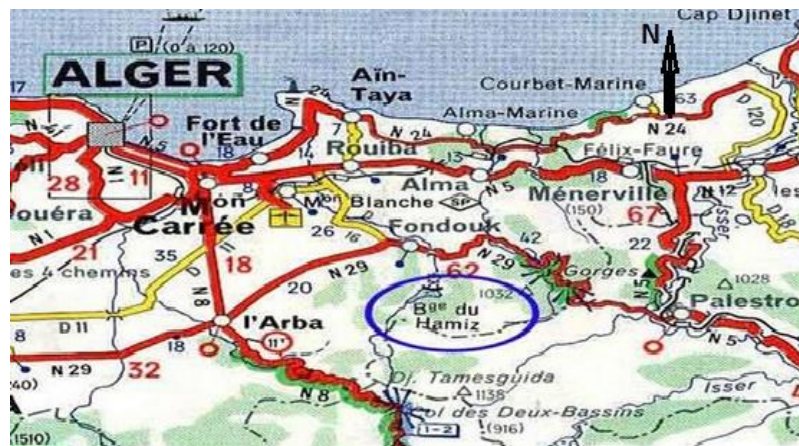


Figure V.6 : Situation du barrage Hamiz, Echelle 1/50 000

### V.1.5.b. Sismicité

Le barrage se trouve dans la côte nord de l'Algérie, se situe dans une zone tectonique des plus propices aux tremblements de terre. Elle est traversée par une limite de plaques lithosphériques continentales convergentes: la plaque eurasiennne, au nord, chevauche la plaque africaine au sud. C'est dans cette faille de chevauchement que se déclenchent les séismes de la région.

A cet effet, le barrage de El Hamiz est, en fait, exposé aux des séismes fréquents qui ne cessent de frapper la côte nord du pays. Selon le zonage établi par le règlement parasismique algérien (RPA), le site du barrage correspond à la zone III (Cf. annexe A.5)

### V.1.5.c. Géologie du barrage

- L'ouvrage est fondé sur trois types de rochers différents : calcaires, grès et schistes.
- Il est ancré dans les calcaires jaunâtres et gréseux du Lutétien inférieur qui constituent contre le parement aval une lame étroite.
- A l'amont, les grès et poudingues rouges permotriastiques sont très fracturés. Les argiles rouges sont développées surtout dans les zones de contact.
- A l'aval, les schistes anciens, bien que très plissés, gardent une schistosité proche de la verticale. Ils renferment des bancs de quartzites feuilletés.
- La surélévation a été ancrée dans les schistes en rive gauche et dans les calcaires en rive droite.

### V.1.5.d. Corps du barrage

L'ouvrage, tel qu'il existe actuellement, réalise un barrage poids en maçonnerie et la géométrie du barrage est représentée ci-dessous :

Tableau V.5 : Géométrie du barrage Hamiz

Largeur (m)		Hauteur (m)	Fruits		Hauteur de volume mort (m)
En crête	à la base		Amont	Aval	
3,30	47	50 m	0,25	0,5	20

### V.1.5.e. Drainage

Pour atténuer l'effet des sous-pressions, deux drains partant du terrain naturel de fondation débouchent dans la galerie de visite, (D'après service des études centrales et grands travaux hydrauliques, 1965).

## V.1.6. Barrage Cheurfas II

### V.1.6.a. Situation du barrage

Le barrage de Cheurfas II est situé à 50 km au Sud-est d'Oran à proximité de la ville de Sig. Il a pour but de régulariser les eaux de l'Oued Mebtouh pour l'irrigation de la plaine du Sig (Rouzaudet *al*, 2003a).

### V.1.6.b. Géologie de la fondation

Le soubassement rocheux est constitué de terrains miocènes qui sont de bas en haut : l'Helvétien essentiellement gréseux et marneux et le Tortonien, essentiellement calcaire. Les fondations du barrage sont, mis à part le sommet de l'aile gauche entièrement situées dans le Tortonien. Ces calcaires Tortonien se présentent en bancs de 0,3 à 2 m d'épaisseur avec des changements de faciès rapide. Ils sont hétérogènes avec des résistances à la compression variant entre

1,5 et 20 MPa et des perméabilités faibles à moyennes mais avec des zones étroites à forte perméabilité.

**V.1.6.c. Corps du barrage**

Le barrage est de type : poids en béton composé de 17 plots de 18 m intégrant un déversoir en partie centrale et la géométrie du barrage est représenté ci-dessous :

**Tableau V.6 : Géométrie du barrage Cheurfas II (Rouzaud *et al* ,2003a)**

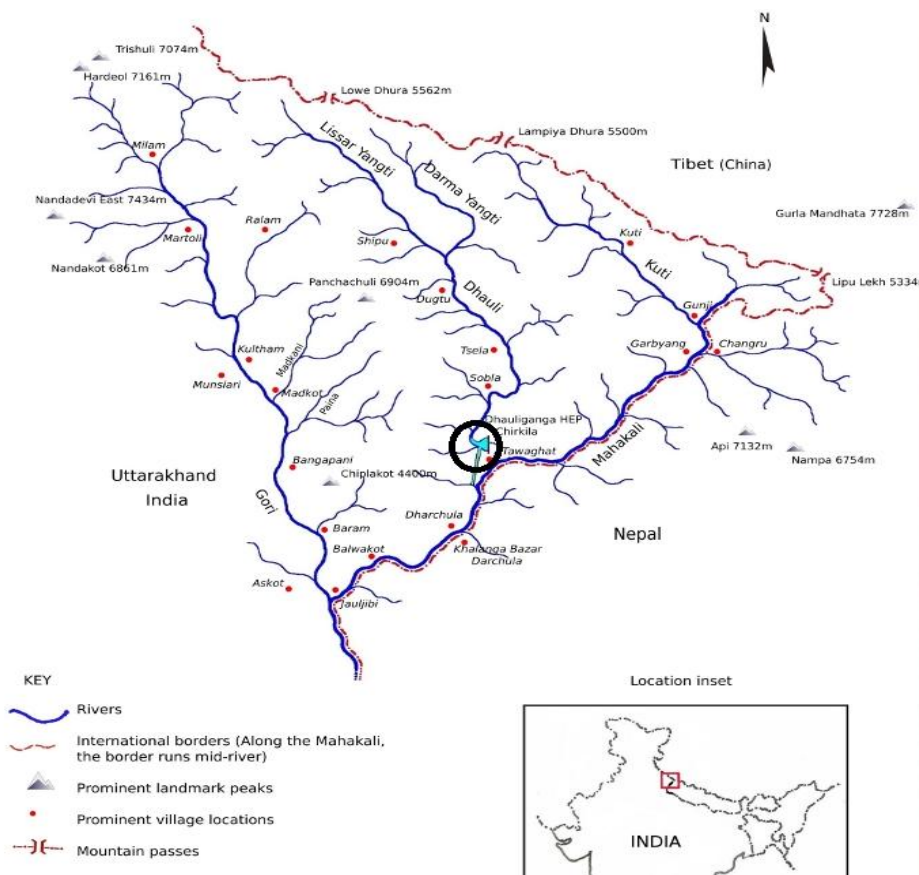
Largeur (m)		Hauteur (m)	Fruit		Hauteur de volume mort (m)
En crête	à la base		Amont	Aval	
5	87,5	82,4	Mixte	0,8	35

**V.1.7. Barrage Rupsiabagar-Khasiabara**

Le barrage Rupsiabagar-Khasiabara est situé sur la rivière Goriganga, qui est originaire des régions glaciaires de l'Himalaya Milam et dispose d'un énorme potentiel de développement de l'hydro-électricité.

**V.1.7.a. Situation du barrage**

Le Rupsiabagar-Khasiabara est construit en béton à travers la rivière Gorigang 30° 12' 54" N, 80° 13' 30" E dans l'Uttarakhand, en Inde. Le barrage à une hauteur de 62m, une largeur de la crête de 9m, une largeur en base de 54,120m et une longueur de 143,03m. (*National Thermal Power Corporation, 2007*).



**Figure V.7 : Situation du barrage Rupsiabagar-Khasiabara (NTPC, 2007).**

### V.1.7.b. Sismicité

Selon société nationale d'énergie thermique (*National Thermal Power Corporation*) (NTPC, 2007) l'activité sismique dans l'Uttarakhand a été prolifique dans les deux cents années. D'après la carte sismique de l'Inde le barrage situe dans la zone sismique V, qui correspond à des facteurs de la zone de 0,36 et 0,24 (accélération du sol de pointe efficace en termes de "g" (NTPC, 2007).

### V.1.7.c. Géologie du barrage

La formation géologique du site s'agit d'alluvions anciennes, des ennoyages argilo-limoneux, des alluvions cendreaux dus aux restes volcaniques et des sables éoliens, des amas et cordons littoraux.

### V.1.7.d. Corps du barrage

Le barrage est de type poids en BCR et la géométrie du barrage est représentée ci-dessous :

**Tableau V.7 : Géométrie du barrage Rupsiabagar-Khasiabara.**

Largeur (m)		Hauteur (m)	Fruit		Hauteur de volume mort (m)
En crête	à la base		Amont	Aval	
9	54,12	62	0,1	0,75	13

## V.2. VARIABLES ALEATOIRES

Dans cette partie, la définition des variables aléatoires est liée à celle de l'état limite considérée. Les principaux paramètres qui contribuent à la résistance d'un barrage en béton, ainsi que les principales charges affectant le barrage. Les principaux paramètres de résistance sont :

- Résistance au cisaillement (cohésion C et angle de frottement  $\phi$ ) de corps du barrage, interaction barrage-fondation et de fondation pour différents taux de remplissages.
- Résistance à la compression et à la traction.

Les charges qui doivent supporter un barrage sont :

- Poids propre de barrage : dans JCSS (*Joint Committee on Structural Safety*, 2001) la valeur moyenne de la masse volumique du béton est fixé à  $24 \text{ kN/m}^3$ , ceci est valable pour béton sans armature et avec une teneur en humidité stable ;
- Pression hydrostatique amont ;
- Pression hydrostatique aval ;
- Poussée des sédiments ;
- Force des sous pressions ;
- Force des glaces.
- Force hydro sismique.

En général les variables sont classées comme déterministes ou aléatoires. Dans notre travail les variables aléatoires considérées sont : l'angle de frottement ' $\phi$ ' et la cohésion 'c' correspondant au niveau des fondations, dans le corps du barrage et le long de l'interface barrage-fondation. Il y a lieu de supposer une distribution gaussienne aux lois qui régissent des deux variables suscitées.

En raison que cette loi de probabilité traduit généralement bien les erreurs de précision d'implantation et les grandeurs géométriques (Ballière et al, 2012). Dans le tableau n° V.8, présente la moyenne et l'écart-type de la cohésion et l'angle de frottement pour les sept barrages à analyser avec la cohésion 'c' est exprimé KPa et l'angle de frottement ' $\phi$ ' en degré..

**Tableau V.8** : Valeurs moyennes et l'écart-type de la cohésion et l'angle de frottement pour les sept barrages.

Barrages	Caractéristiques	Fondation		Interface		Corps du barrage	
		C (KPa)	$\varphi$ (degré)	C (KPa)	$\varphi$ (degré)	C (KPa)	$\varphi$ (degré)
Boussiaba	Moyenne	2,212	47	1,925	52,4	1,733	56
	Ecart-type	0,133	2,214	0,876	4,938	1,108	1,777
Koudiat Acerdoune	Moyenne	0,425	32	1,331	34,039	1,733	56
	Ecart-type	0,14	2,944	1,104	4,612	1,108	1,777
Oued Fodda	Moyenne	0,08	51	0,08	51	2,5	54,667
	Ecart-type	0,036	2,16	0,036	2,16	0,374	1,08
Beni Haroun	Moyenne	1,725	51	1,715	43,969	1,733	56
	Ecart-type	0,38	2	0,848	6,893	1,108	1,777
Hamiz	Moyenne	10,722	42,2	5,497	44,461	0,272	44,744
	Ecart-type	2,526	2,561	5,649	3,997	0,105	4,17
Cheurfas II	Moyenne	0,12	52	0,08	51	2,5	54,67
	Ecart-type	0,041	2,23	0,0356	2,16	0,374	1,08
Rupsiabagar- Khasiagara	Moyenne	0,438	33	0,448	32,583	2,5	54,667
	Ecart-type	0,23	2,55	0,207	2,108	0,374	1,08

La liste des caractéristiques (la cohésion et l'angle de frottement) pour les sept barrages à étudier est représenté dans l'annexe C.1 (Cf. annexe C.1)

### V.3. CALCUL DES SOLLICITATIONS DE CHARGES

Le bilan des forces horizontales et verticales en KN/m de barrage Boussiaba pour différents taux de remplissages qu'égale au rapport niveau d'eau, la hauteur de barrage (H/y)y compris le NNR et NPHE est représenté dans le tableau V.9.

**Tableau V.9** : Bilan des forces horizontales et verticales de barrage Boussiaba pour différents taux de remplissages y compris le NNR et NPHE.

Niveau	H/y	cas sismique				cas non sismique			
		drainage effectif		drainage défaillant		drainage effectif		drainage défaillant	
		$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
	0,10	23378,25	5642,14	23073,71	5642,14	23351,20	656,34	23046,65	656,34
	0,20	22760,86	6014,70	22151,77	6014,70	22732,88	1024,21	22123,78	1024,21
	0,30	22144,10	6635,64	21230,45	6635,64	22114,55	1637,34	21200,90	1637,34
	0,39	21527,95	7504,95	20309,76	7504,95	21496,22	2495,71	20278,03	2495,71
	0,49	20912,43	8622,64	19389,69	8622,64	20877,90	3599,34	19355,15	3599,34
	0,59	20297,54	9988,70	18470,24	9988,70	20259,57	4948,21	18432,27	4948,21
	0,69	19683,27	11603,14	17551,42	11603,14	19641,24	6542,34	17509,40	6542,34
	0,79	19069,62	13465,95	16633,23	13465,95	19022,92	8381,71	16586,52	8381,71
	0,89	18456,59	15577,14	15715,65	15577,14	18404,59	10466,34	15663,65	10466,34
NNR	0,90	18407,58	15756,76	15642,27	15756,76	18355,12	10643,70	15589,82	10643,70
NPHE	0,98	17832,39	17607,60	14810,05	17607,60	17771,97	12491,70	14749,62	12491,70

Le bilan des forces horizontales et verticales des six barrages qui restent pour différents taux de remplissages en tenant compte le NNR et NPHE est représenté dans l'annexe C.2 (Cf. annexe C.2)



#### V.4. ANALYSE DE LA STABILITE AU GLISSEMENT PAR MODELES PROBABILISTES

Dans cette étude nous évoquerons deux méthodes de calcul probabiliste la première est la méthode de FORM (*First Order Reliability Method*) par l'approximation des séries de Taylor et la deuxième par les simulations de Monte-Carlo, et pour le calage une approche par le code CADAM.

##### V. 4.1. Méthode de FORM par l'approximation des séries de Taylor

En se référant au paragraphe II.2.2 du chapitre III, la fonction de performance M peut être évaluée en faisant varier la valeur moyenne de chaque variable en fonction de son écart-type.

La fonction de performance pour glissement est définie comme suit :

$$M = \frac{R}{H} - 1 = \frac{\sum F_V \cdot \tan g \varphi + C \cdot L}{\sum F_H} - 1 \quad (V.1)$$

La variation de la fonction de performance pour le glissement est donnée par les formules suivantes :

$$M_1(\mu_f + \delta_f, \mu_c) = \sum F_V \cdot \tan g (\mu_f + \delta_f) + L \cdot \mu_c \quad (V.2)$$

$$M_2(\mu_f - \delta_f, \mu_c) = \sum F_V \cdot \tan g (\mu_f - \delta_f) + L \cdot \mu_c \quad (V.3)$$

$$M_3(\mu_f, \delta_c + \mu_c) = \sum F_V \cdot \tan g (\mu_f) + L \cdot (\mu_c + \delta_c) \quad (V.4)$$

$$M_3(\mu_f, \delta_c - \mu_c) = \sum F_V \cdot \tan g (\mu_f) + L \cdot (\mu_c - \delta_c) \quad (V.5)$$

Pour le barrage de Boussiaba et pour un niveau d'eau PHE (49,62m) avec une situation usuelle et dispositif de drainage défaillant M, M<sub>1</sub>, M<sub>2</sub>, M<sub>3</sub>, M<sub>4</sub> au niveau de l'interface sont comme suit :

$$M = \{[15589,82 \times \tan (52,40) + 1,9248 \times 37,63] / 10643,70\} - 1 = 0,909$$

$$M_1 = \{[15589,82 \times \tan (52,40 + 4,9379) + 1,9248 \times 37,63] / 10643,70\} = 2,292$$

$$M_2 = \{[15589,82 \times \tan (52,40 - 4,9379) + 1,9248 \times 37,63] / 10643,70\} - 1 = 1,603$$

$$M_3 = \{[15589,82 \times \tan (52,40) + (1,9248 + 0,8756) \times 37,63] / 10643,70\} - 1 = 1,912$$

$$M_4 = \{[15589,82 \times \tan (52,40) + (1,9248 - 0,8756) \times 37,63] / 10643,70\} - 1 = 1,906$$

La variance de la fonction de performance M est exprimée par :

$$\text{Var}(M) = [(2,292 - 1,603)/2]^2 + [(1,912 - 1,906)/2]^2 = 0,1185$$

En utilisant la formule III.15 l'indice de fiabilité  $\beta$  est :

$$\beta = 0,909 / \sqrt{0,1185} = 2,634$$

En revenant au tableau III.1 la probabilité de défaillance de barrage Boussiaba au glissement à l'interface barrage-fondation, est :

$$P_f = 0,00483 = 0,483 \times 10^{-2}$$

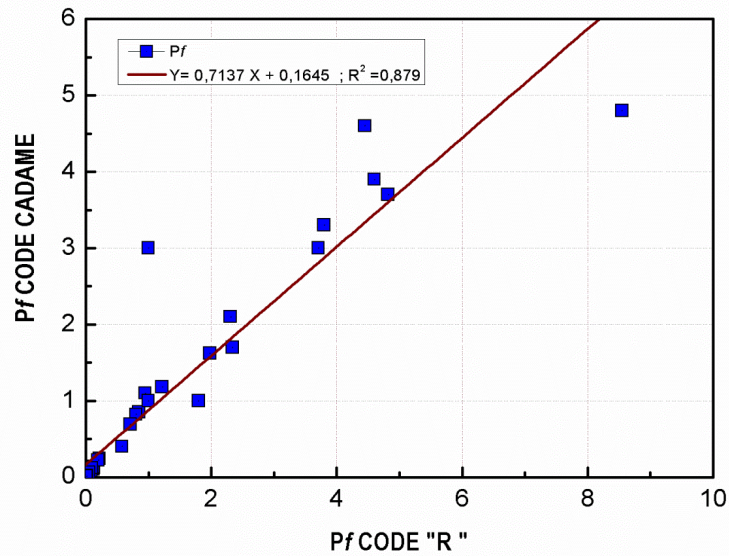
**Tableau V.10:** Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement du barrage Boussaiaba pour différents taux de remplissage, cas extrême.

Drainage effectif							
Niveau	y/H	Fondation		Interface		Corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00033	99,99967	0,00003	99,99997
	0,20	0,00003	99,99997	0,00039	99,99961	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00045	99,99955	0,00003	99,99997
	0,39	0,00003	99,99997	0,00051	99,99949	0,00003	99,99997
	0,49	0,00003	99,99997	0,00086	99,99914	0,00003	99,99997
	0,59	0,00003	99,99997	0,00277	99,99723	0,00003	99,99997
	0,69	0,00003	99,99997	0,01172	99,98828	0,00023	99,99977
	0,79	0,00037	99,99963	0,02546	99,97454	0,02272	99,97728
	0,89	0,17337	99,82663	0,12405	99,87595	0,50316	99,49684
NNR	0,90	0,46982	99,53018	0,13169	99,86831	0,61902	99,38098
Drainage défaillant							
Niveau	y/H	Fondation		Interface		Corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,10	0,00003	99,99997	0,00091	99,99909	0,00003
	0,20	0,20	0,00003	99,99997	0,00168	99,99832	0,00003
	0,30	0,30	0,00003	99,99997	0,00300	99,99700	0,00003
	0,39	0,39	0,00003	99,99997	0,01337	99,98663	0,00003
	0,49	0,49	0,00003	99,99997	0,04805	99,95195	0,01245
	0,59	0,59	0,00003	99,99997	0,14096	99,85904	0,47954
	0,69	0,69	0,00037	99,99963	0,68475	99,31525	2,98636
	0,79	0,79	0,17160	99,82840	2,86922	97,13078	13,10069
	0,89	0,89	18,15246	81,84754	13,58151	86,41849	22,14690
NNR	0,90	0,90	21,24415	78,75585	14,70745	85,29255	23,16567

**Tableau V.11** : Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement de barrage Boussaiaba pour différents taux de remplissage, cas usuel et exceptionnel.

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,39	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,49	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,59	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,69	0,00003	99,99997	0,00031	99,99969	0,00003	99,99997
	0,79	0,00003	99,99997	0,00189	99,99811	0,00029	99,99971
	0,89	0,00003	99,99997	0,00407	99,99593	0,00398	99,99602
NNR	0,90	0,00003	99,99997	0,00426	99,99574	0,03288	99,96712
NPHE	0,98	0,00034	99,99966	0,02503	99,97497	0,38629	99,61371
Drainage défaillant							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,39	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,49	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,59	0,00003	99,99997	0,00040	99,99960	0,00003	99,99997
	0,69	0,00003	99,99997	0,00347	99,99653	0,00003	99,99997
	0,79	0,00003	99,99997	0,04584	99,95416	0,14806	99,85194
	0,89	0,00003	99,99997	0,19389	99,80611	4,81599	95,18401
NNR	0,90	0,00019	99,99981	0,48314	99,51686	5,46424	94,53576
NPHE	0,98	0,17799	99,82201	2,49419	97,50581	10,77114	89,22886

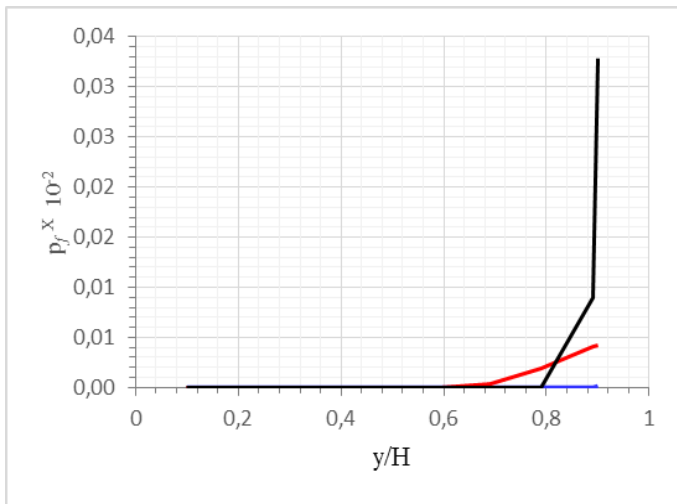
Le calcul de la probabilité de défaillance et de la sécurité au glissement selon le rapport (y/H) de chaque barrage est consigné dans l'annexe C.3 (Cf. annexe C.3):



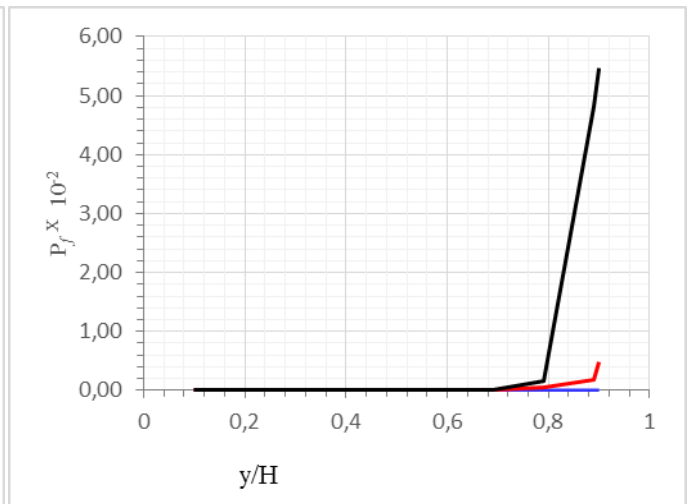
**Figure V.8 :** Résultat comparatif de la probabilité de défaillance du code R en fonction du code CADAM.

Les résultats représentés en figure V.8, permettent de confirmer la validation des résultats obtenus par le calcul des simulations de Monte-Carlo par le code R, et ce en raison de la bonne corrélation qui réside entre ces résultats, notamment si on tient compte uniquement des résultats pour le cas du drainage effectif ou le coefficient de corrélation est plus proche de l'unité.

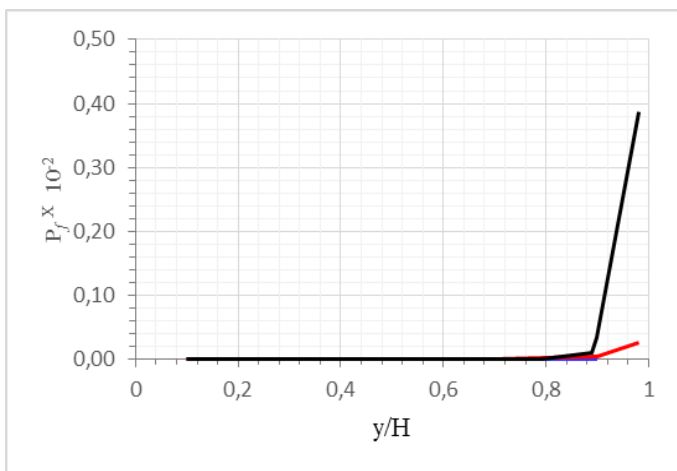
En ce qui concerne, l'étude de la relation entre la probabilité de défaillance pour les différents taux de remplissage selon la méthode d'approximation de Taylor présentée sous forme des graphes  $P_f = F(y/H)$  qui sont illustrés par les figures qui se suivent, permettent de voir l'évolution de la probabilité de défaillance en fonction de la combinaison de charges et l'état des sous-pressions.



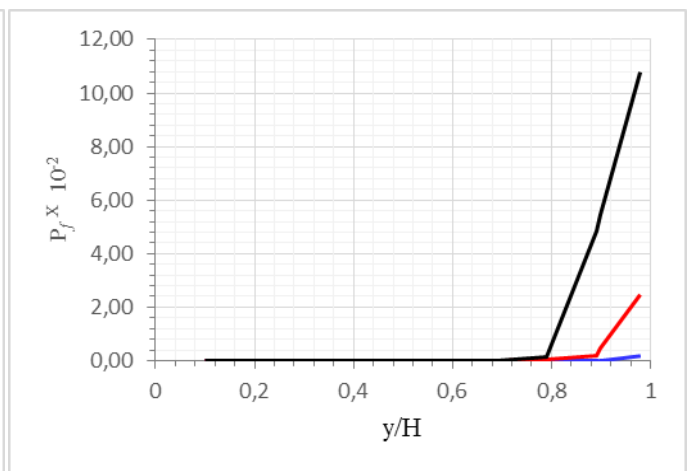
(a)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage effectif).



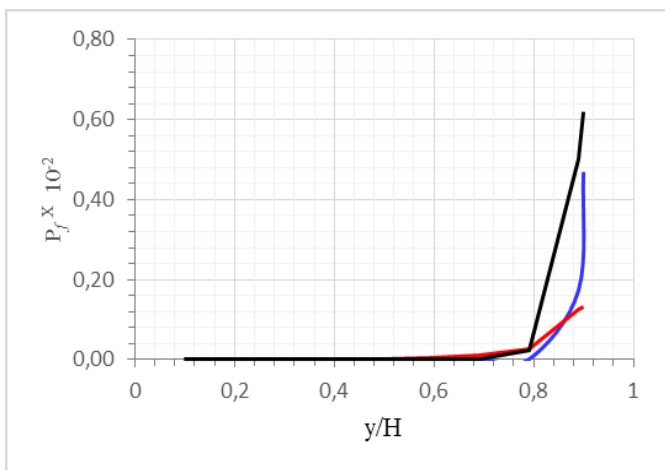
(b)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage défaillant).



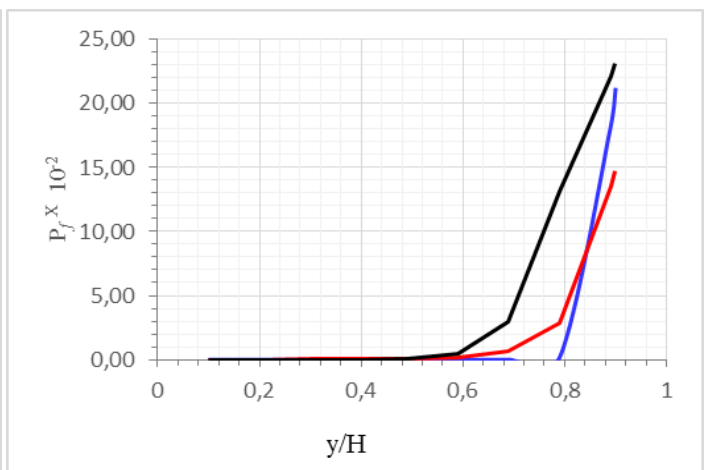
(c)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage effectif).



(d)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage défaillant).



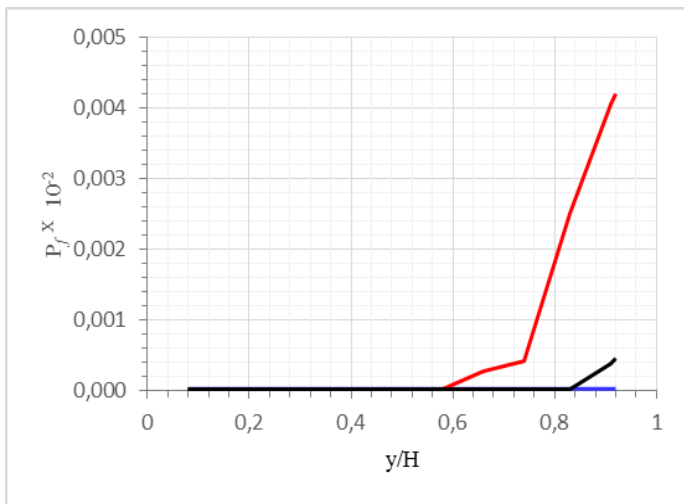
(e)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage effectif).



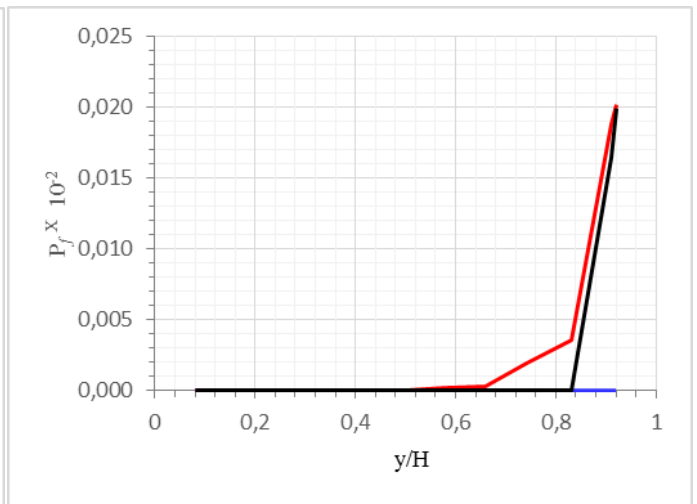
(f)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage défaillant).

— : Fondation      — : Interface      — : Corps de barrage

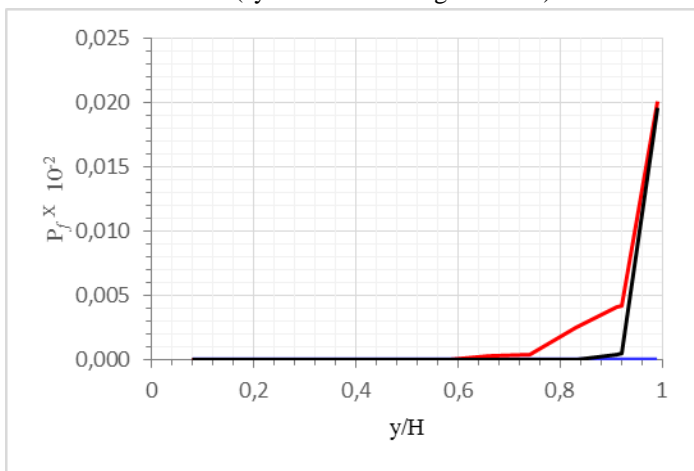
**Figure V.9** : Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Boussiaba.



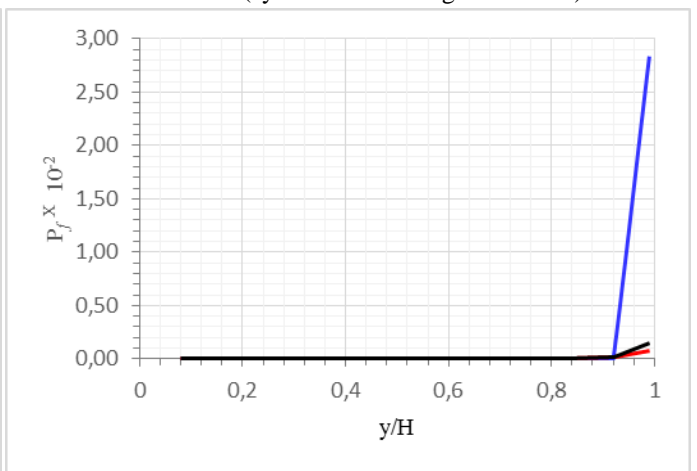
(a)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage effectif)



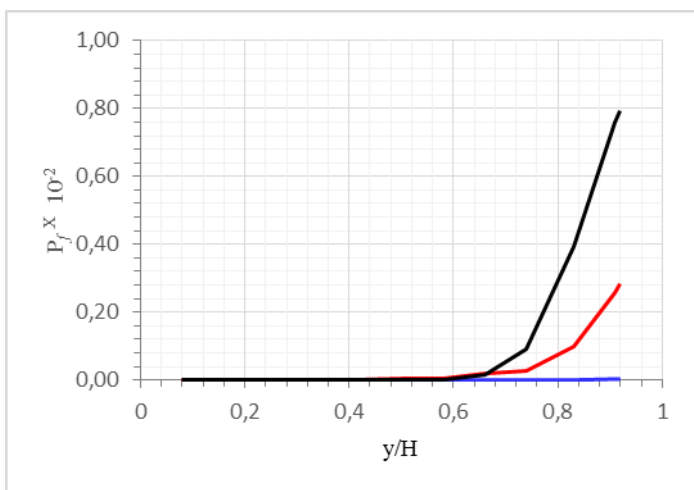
(b)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage défaillant).



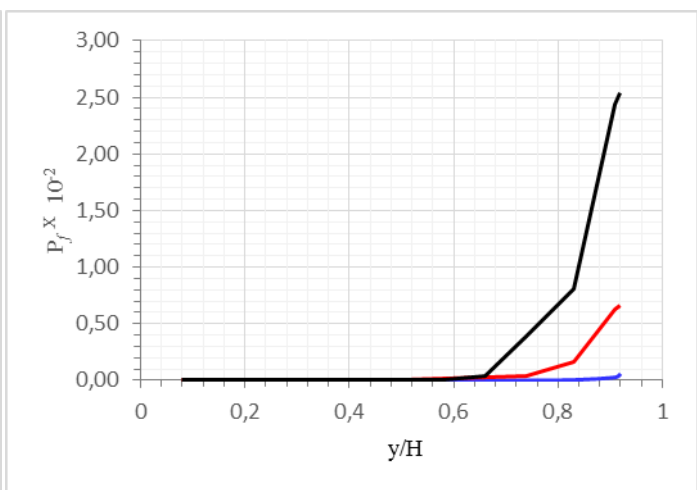
(c)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage effectif)



(d)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage défaillant).



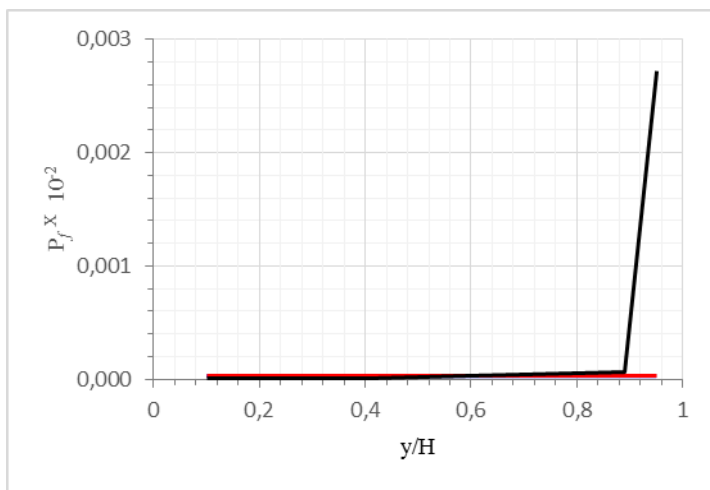
(e)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage effectif)



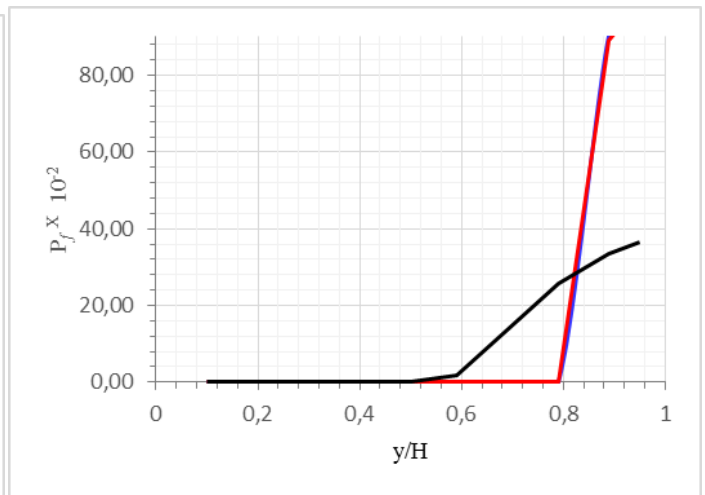
(f)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage défaillant).

— : Fondation      — : Interface      — : Corps de barrage

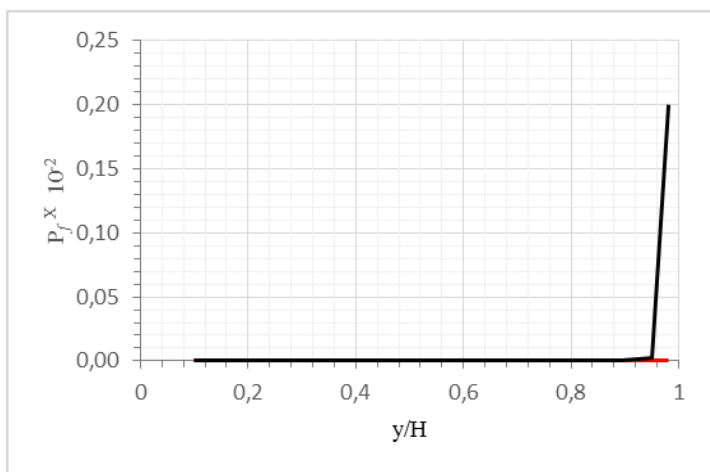
**Figure V.10:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Koudiat Acerdoune.



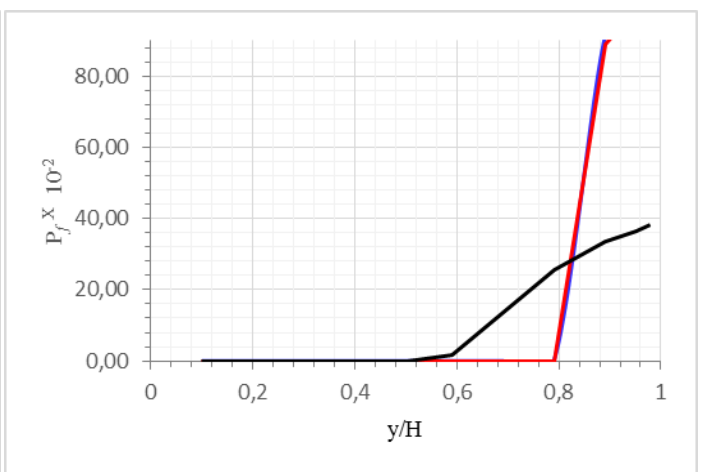
(a)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage effectif)



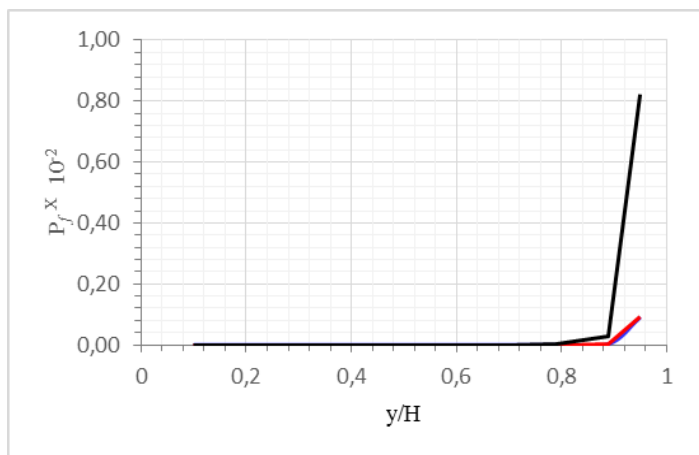
(b)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage défaillant).



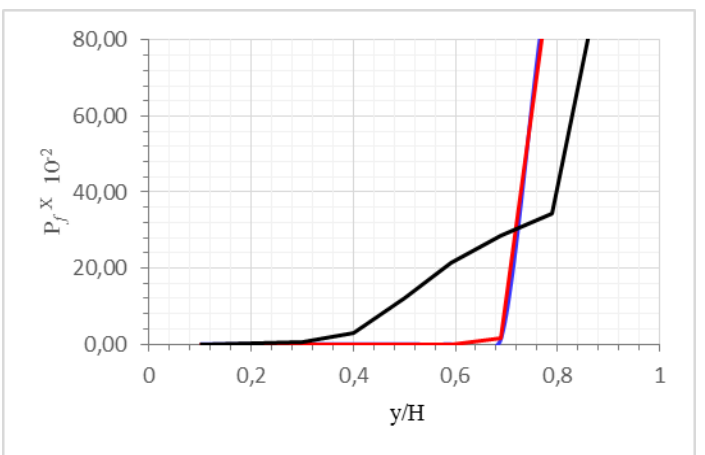
(c)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage effectif).



(d)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage défaillant).



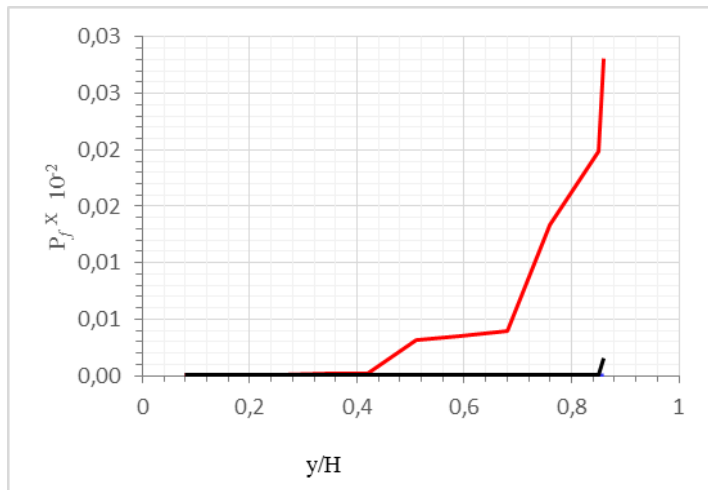
(e)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage effectif)



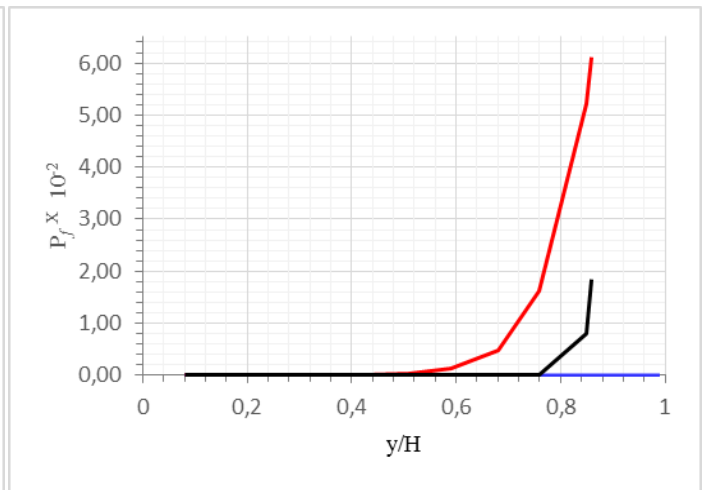
(f)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage défaillant).

— : Fondation    — : Interface    — : Corps de barrage

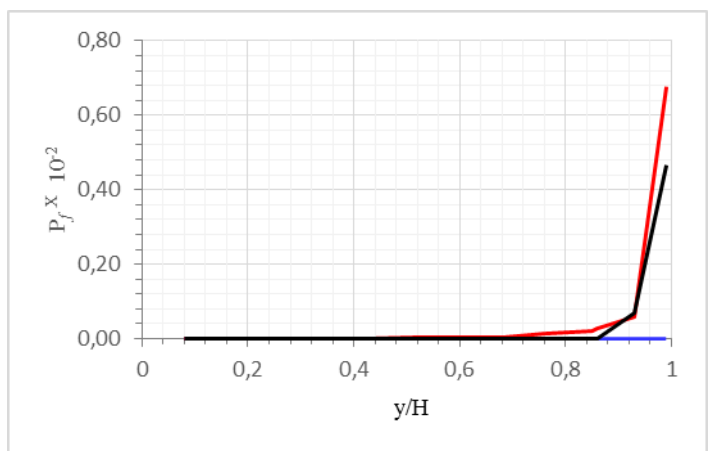
**Figure V.11:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Oued Fodda.



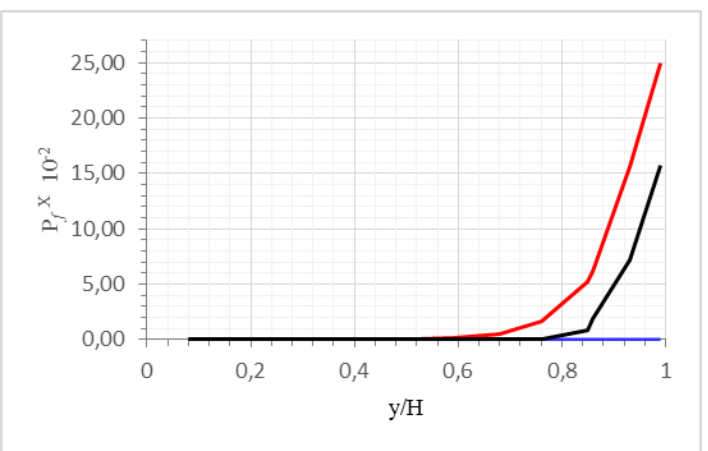
(a)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage effectif)



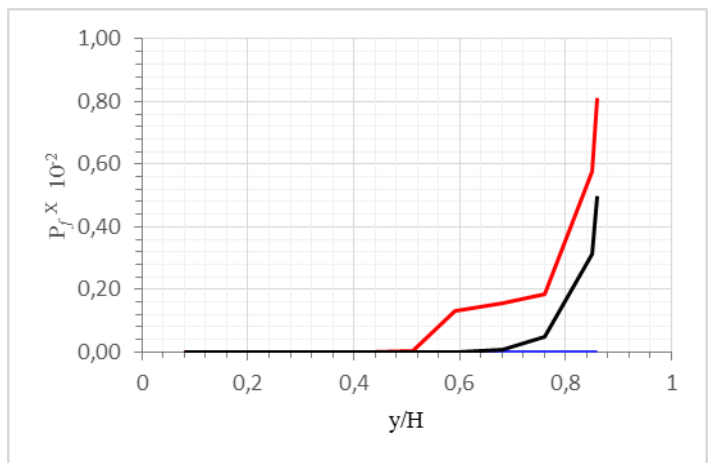
(b)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage défaillant).



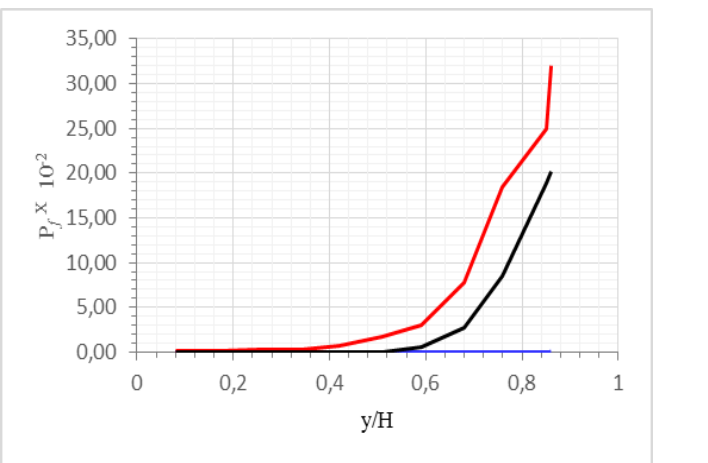
(c)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage effectif).



(d)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage défaillant).



(e)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage effectif)

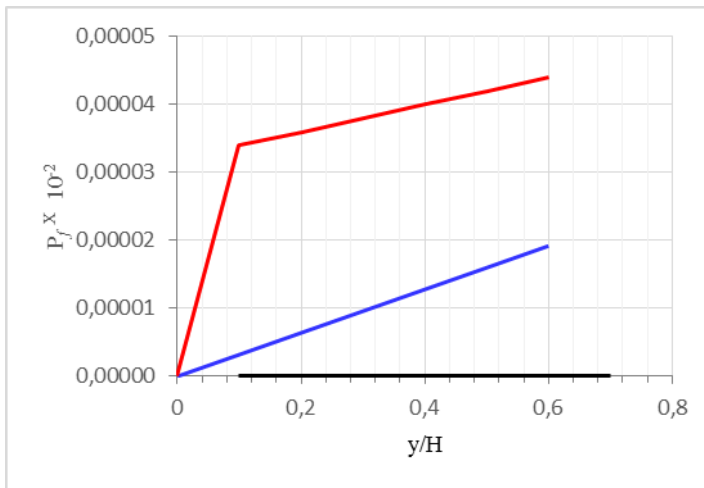


(f)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage défaillant).

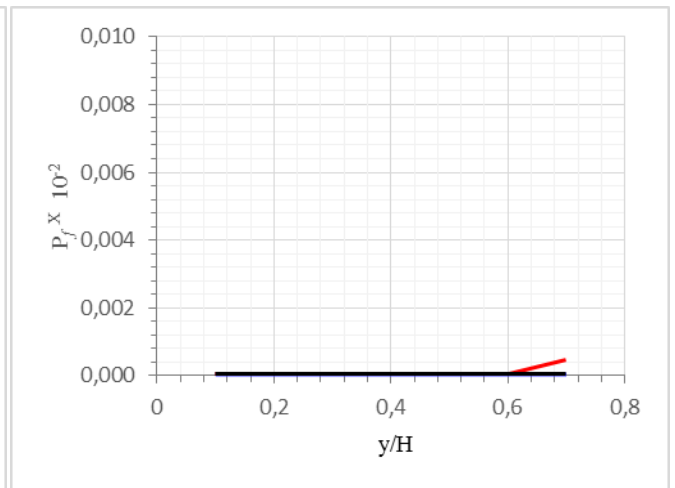
— : Fondation      — : Interface      — : Corps de barrage

**Figure V.12:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Beni Haroun.

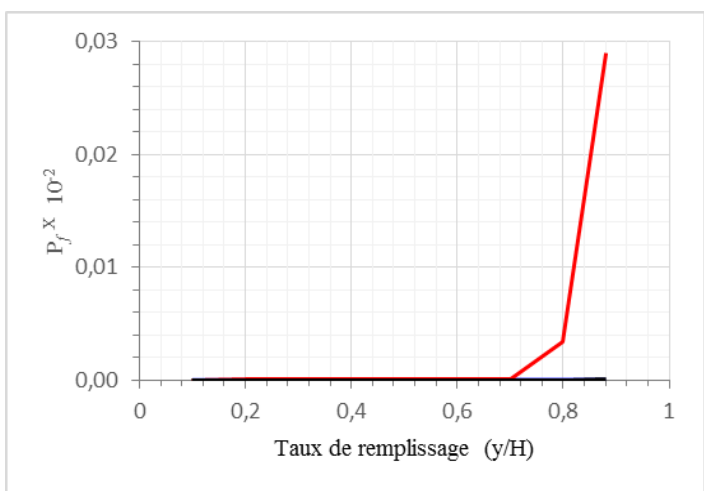




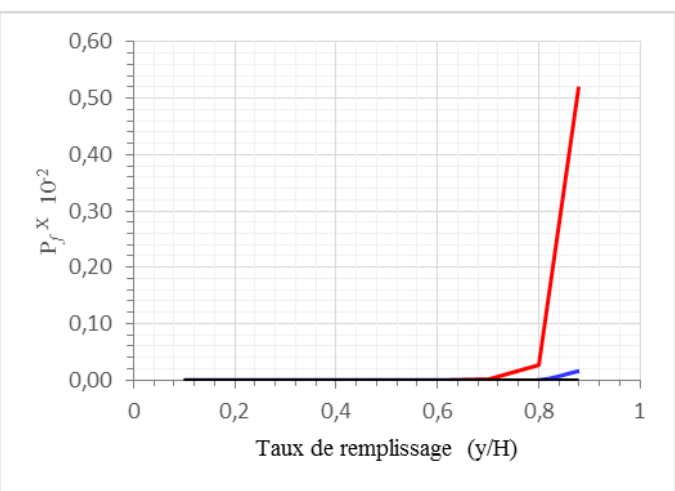
(a)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage effectif)



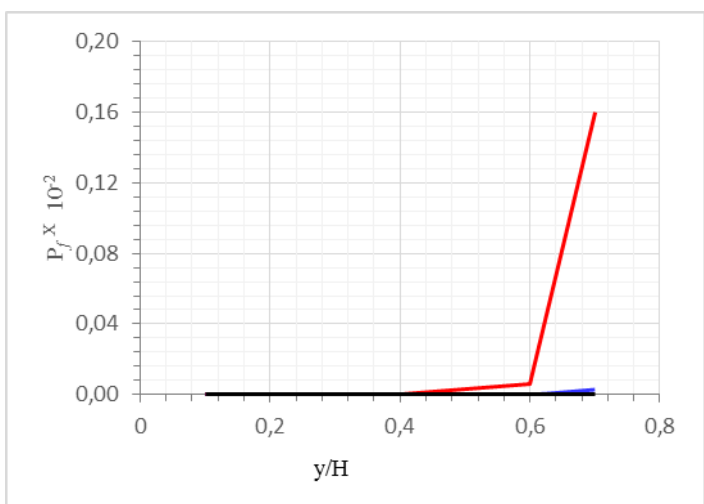
(b)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage défaillant).



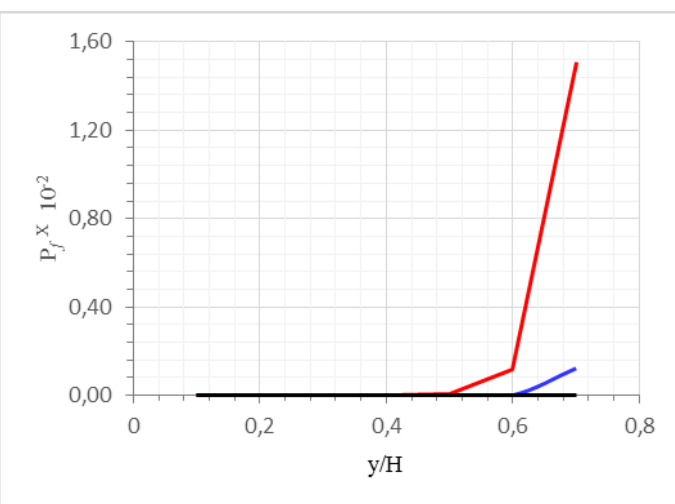
(c)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage effectif)



(d)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage défaillant).



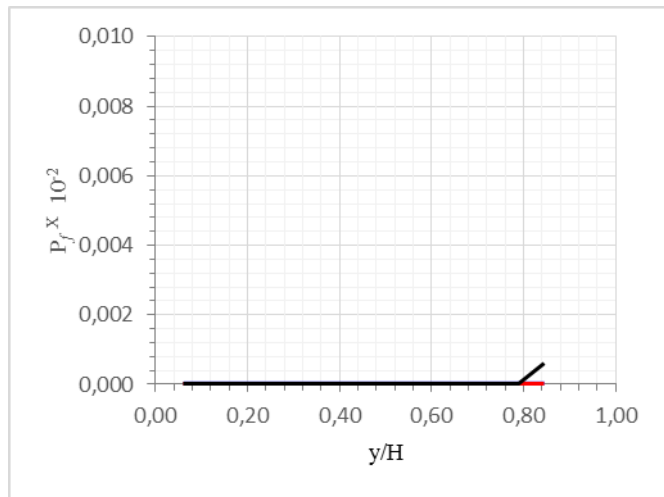
(e)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage effectif)



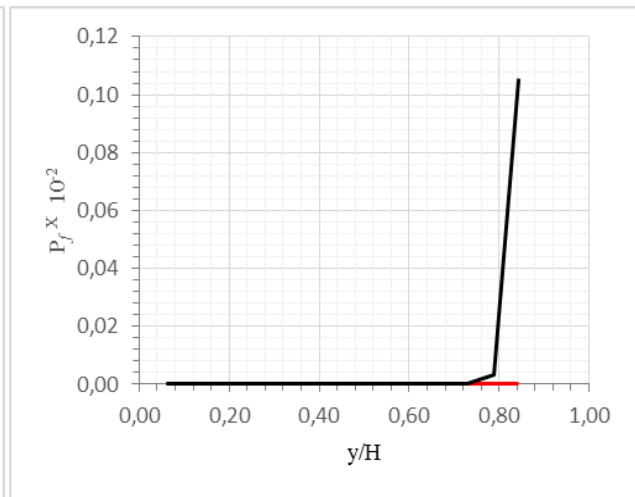
(f)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage défaillant).

— : Fondation      — : Interface      — : Corps de barrage

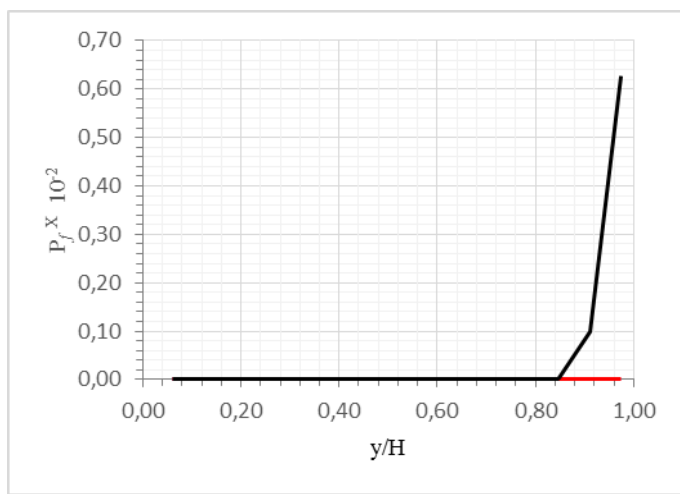
Figure V.13 : Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Hamiz



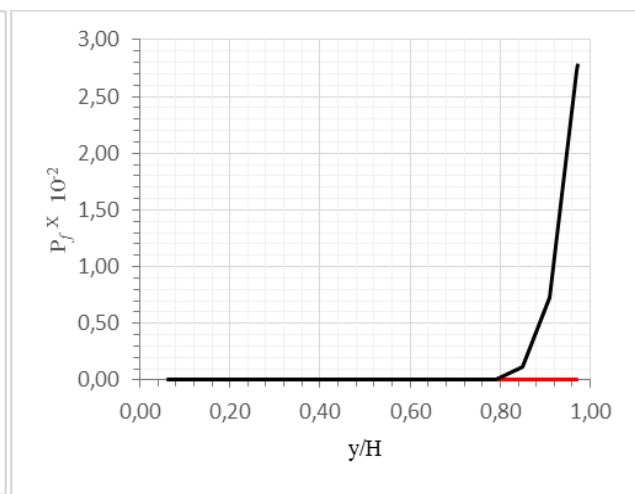
(a)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage effectif)



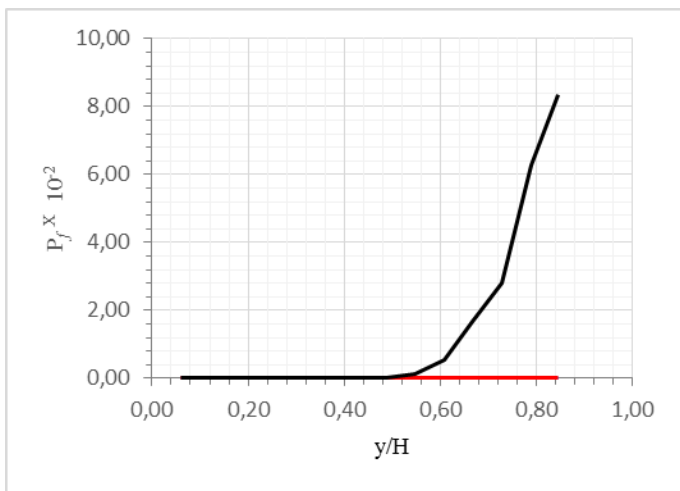
(b)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage défaillant).



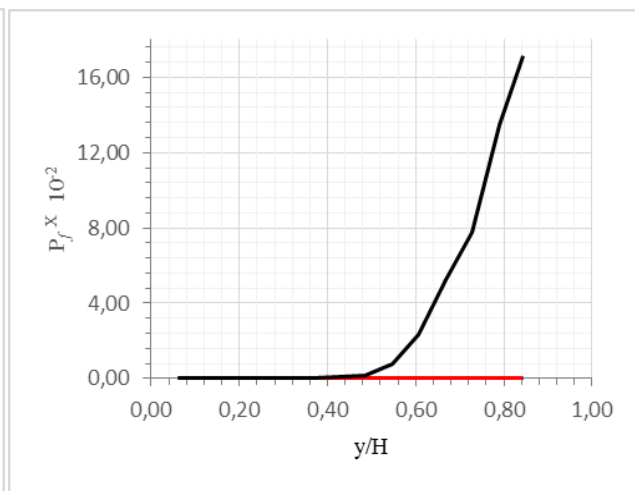
(a)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage effectif)



(b)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage défaillant).



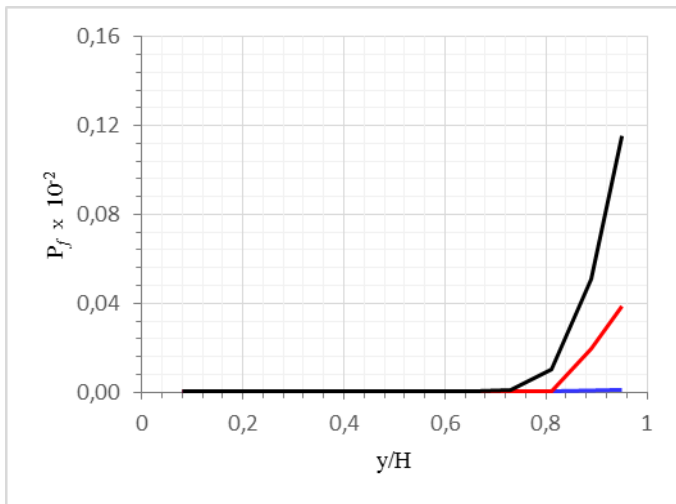
(c)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage effectif).



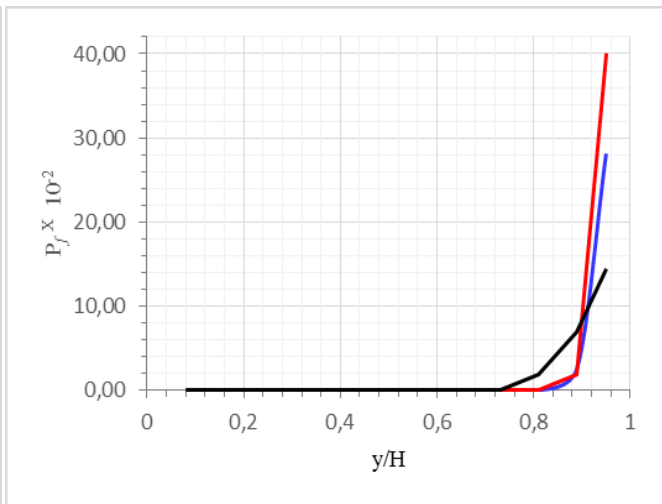
(d)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage défaillant).

— : Fondation      — : Interface      — : Corps de barrage

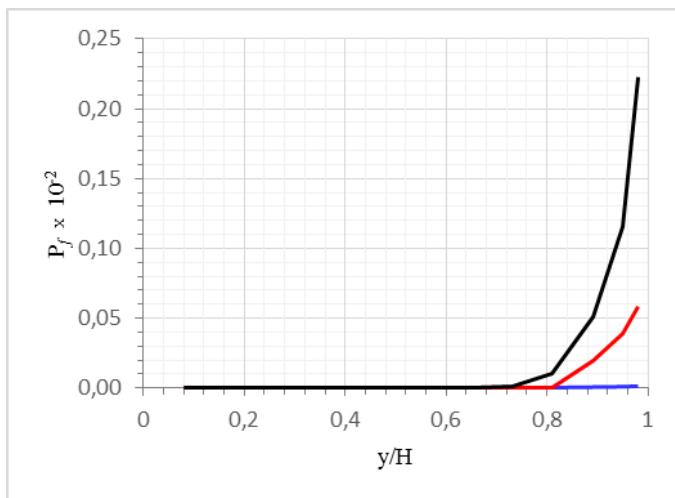
Figure V.14 : Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Cheurfas II



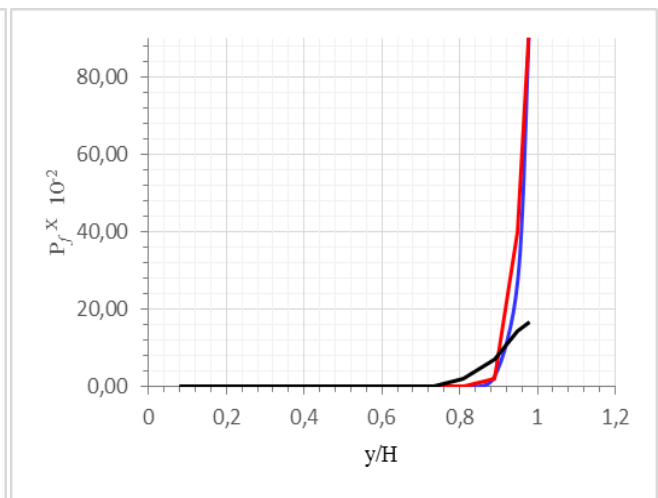
(a)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage effectif)



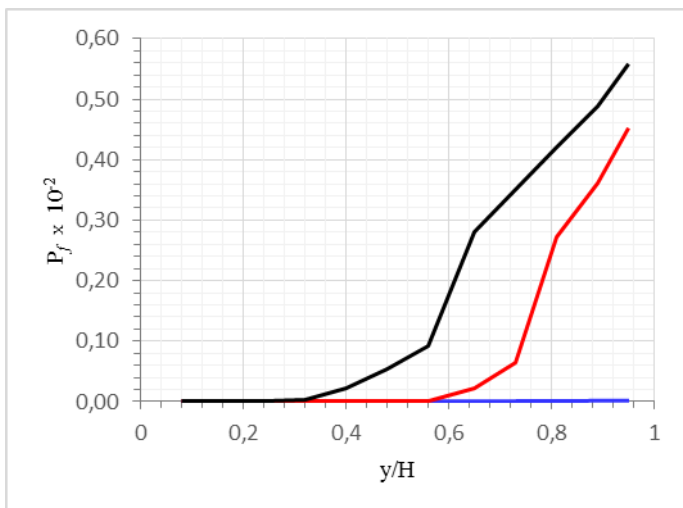
(b)- Probabilité de défaillance cas normal (système de drainage défaillant).



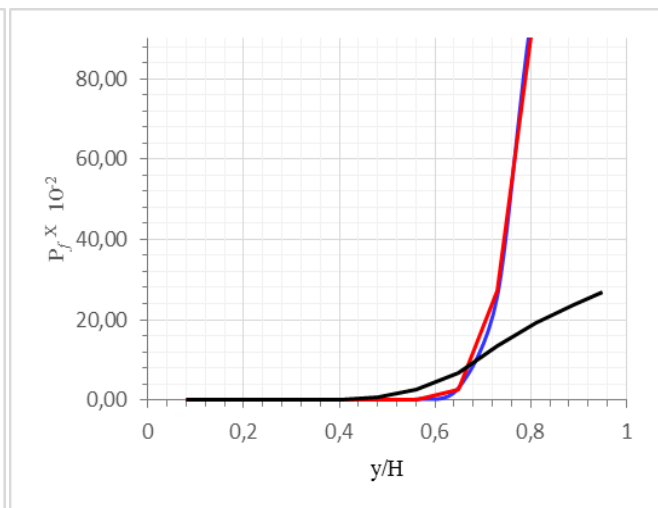
(c)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage effectif).



(d)- Probabilité de défaillance cas exceptionnel (système de drainage défaillant).



(e)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage effectif)



(f)- Probabilité de défaillance cas extrême (système de drainage défaillant)

— : Fondation      — : Interface      — : Corps de barrage

**Figure V.15:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Rupsiabagar-Khasiabara

#### V.4.2. Méthode de simulation selon la méthode de Monte Carlo

Pour cette méthode on utilise un programme de simulation suivant la loi de distribution normale dénommé R (Cf. Annexe B.1) et pour avoir un bon niveau de confiance, on exige au minimum  $2 \cdot 10^4$  simulations pour la stabilité et convergence des résultats de calculs, conformément aux valeurs de facteurs de sécurité de la stabilité au glissement et à l'équation (I.36) :

Pour une combinaison de charges usuelles qui correspond à un facteur de sécurité au glissement  $F_s$  supérieur ou égale à 1,33. La fiabilité de barrage au glissement est prononcée Dans le cas contraire, l'état limite est atteint par l'amorce du domaine de défaillance ( $F_s < 1,33$ ).

L'examen du code de calcul comprendra un balayage d'une gamme de variables aléatoires des caractéristiques mécaniques correspondant aux variables d'interaction des matériaux au contact qui conviennent avec une cohésion variant de  $0 \leq C \leq 6000$  KPa et l'angle de frottement entre  $0 \leq \varphi \leq \pi/2$  (Cf. Annexe B.2). Les résultats de calcul sont compilés dans les tableaux ci-après :

**Tableau V.12 :** Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement de barrage de Boussiaba pour différents taux de remplissage, cas usuel.

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,1	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,2	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,3	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,39	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,49	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,59	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,69	0,05000	99,95000	0,03000	99,97000
0,79	0,07000	99,93000	0,06000	99,94000
0,89	0,10000	99,90000	0,18000	99,82000
0,9	0,11000	99,89000	0,20000	99,80000

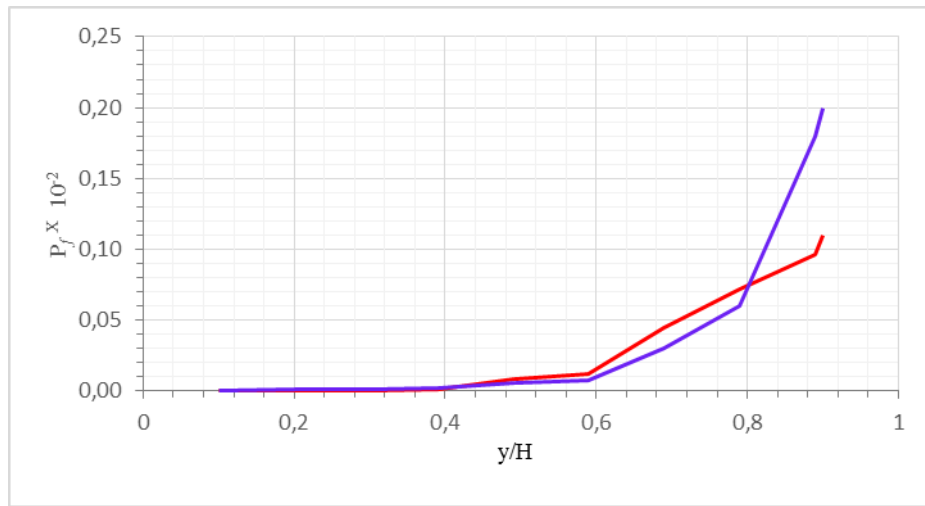
**Tableau V.13 :** Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement de barrage de Boussiaba pour différents taux de remplissage, cas exceptionnel.

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,1	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,2	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,3	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,39	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,49	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,59	0,00000	100,00000	0,01000	99,99000
0,69	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,79	0,04000	99,96000	0,08000	99,92000
0,89	0,09000	99,91000	0,14000	99,86000
0,9	0,10000	99,91000	0,15000	99,85000
0,98	0,13000	99,87000	0,22000	99,78000

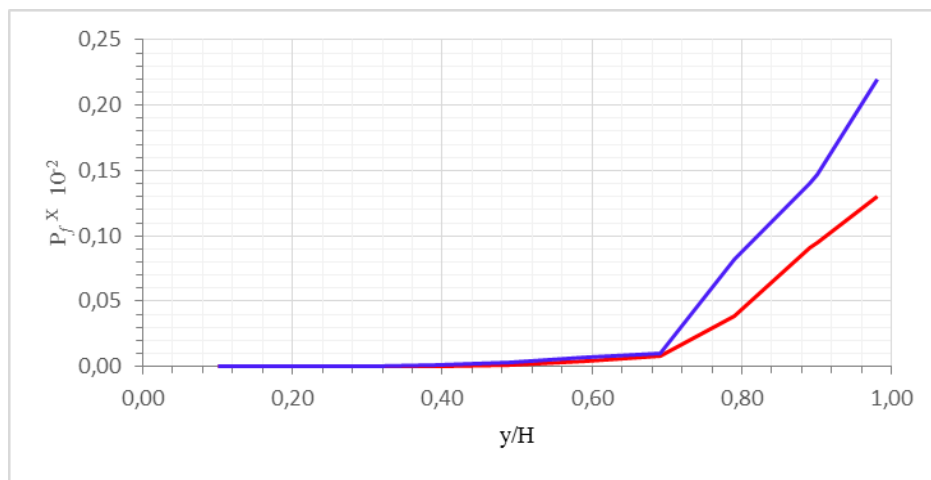
**Tableau V.14 :** Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement de barrage de Boussiaba pour différents taux de remplissage, cas extrême.

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,1	0,11000	99,89000	0,20000	99,80000
0,2	0,23000	99,77000	0,29000	99,71000
0,3	0,30000	99,70000	0,41000	99,59000
0,39	0,36000	99,64000	0,54000	99,46000
0,49	0,43000	99,57000	0,66000	99,34000
0,59	0,49000	99,51000	0,79000	99,21000
0,69	0,57000	99,43000	1,03000	98,97000
0,79	1,20000	98,80000	1,44000	98,56000
0,89	1,73000	98,27000	2,18000	97,82000
0,9	1,80000	98,20000	2,34000	97,66000

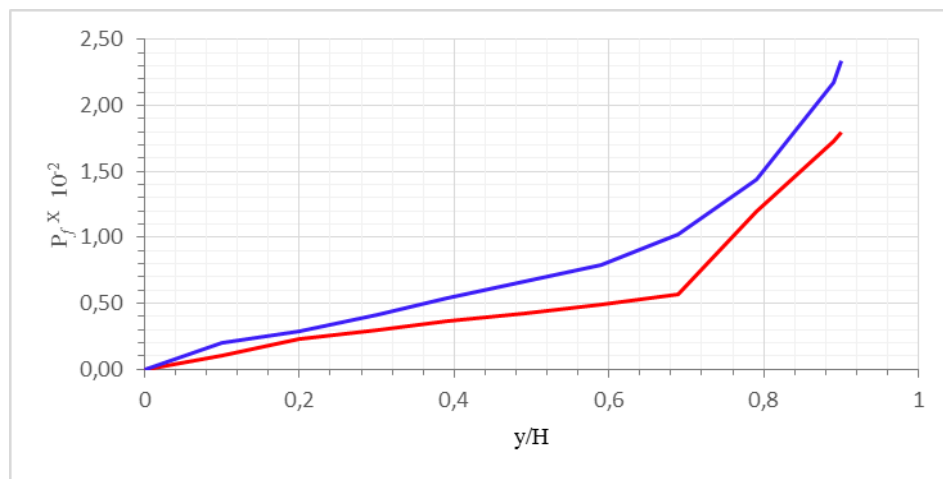
La relation entre la probabilité de défaillance et le niveau d'eau pour la méthode des simulations de Monte Carlo est présentée sous forme des graphes  $P_f = F(y/H)$  qui sont dans les figures qui se suivent



(A) Probabilité de défaillance au glissement cas usuel



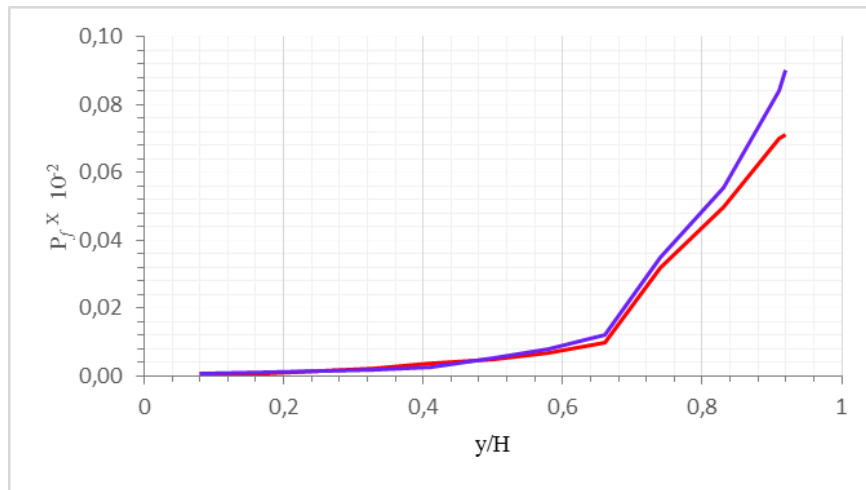
(B) Probabilité de défaillance au glissement cas exceptionnel



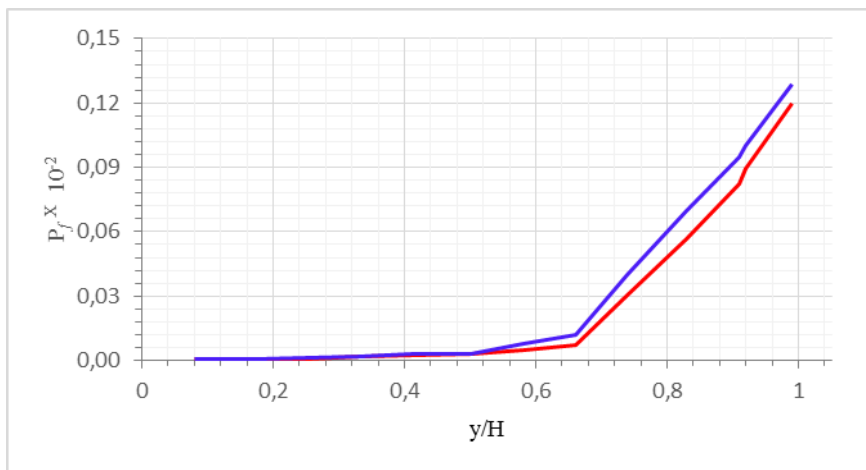
(C) Probabilité de défaillance au glissement cas extrême

— : Drainage effectif      — : Drainage défaillant

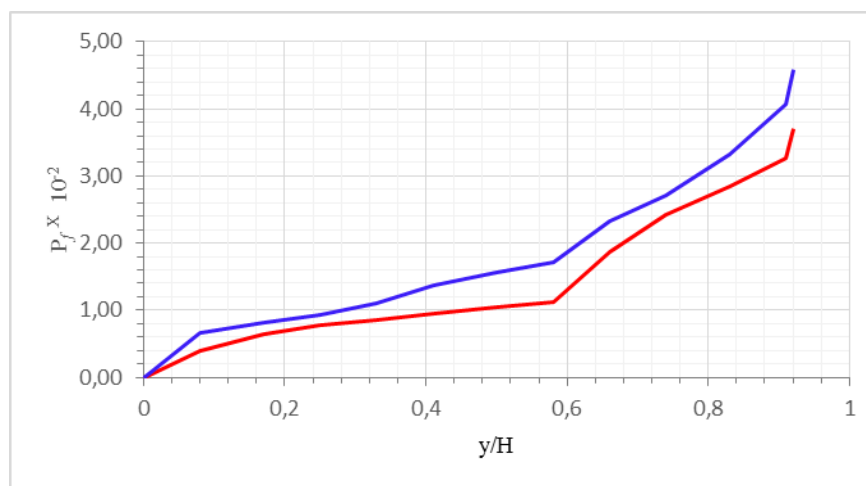
**Figure V.16:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Boussiaba



(A) Probabilité de défaillance au glissement cas usuel



(B) Probabilité de défaillance au glissement cas exceptionnel

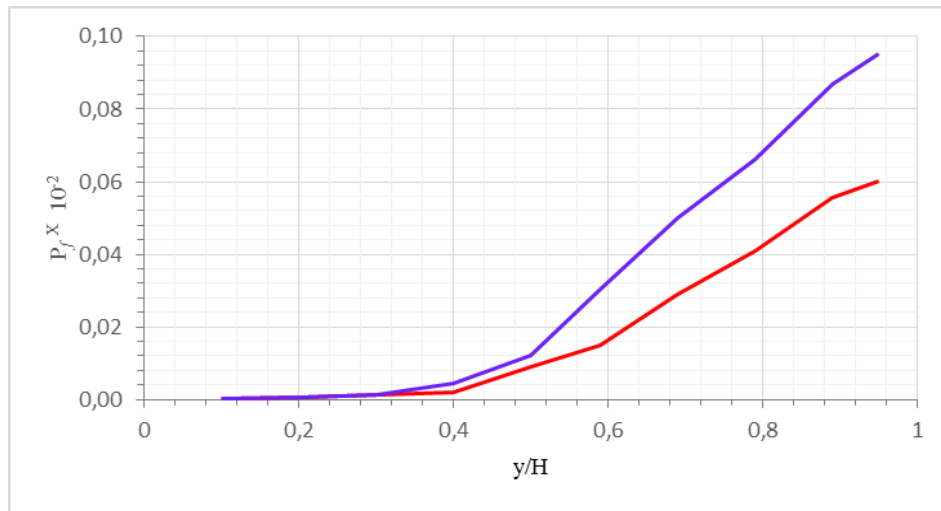


(C) Probabilité de défaillance au glissement cas extrême

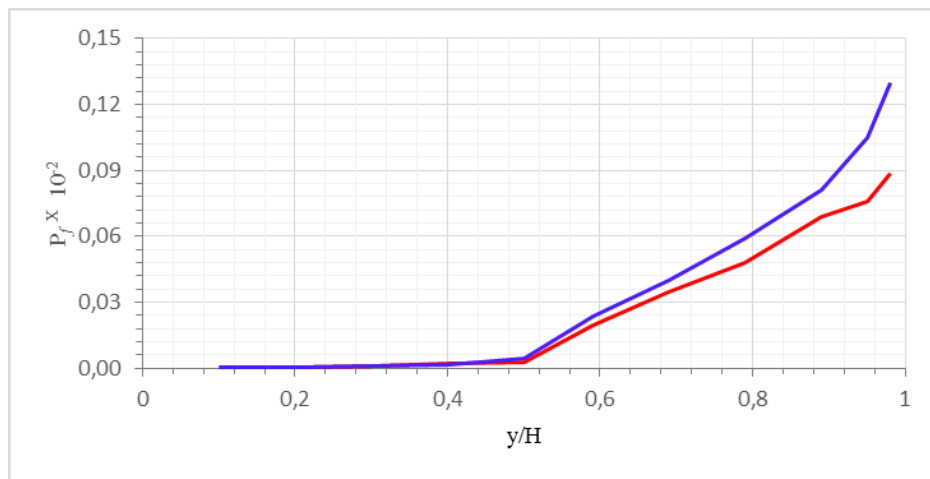
— : Drainage effectif    — : Drainage défaillant

**Figure V.17:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Koudiat Acerdoun

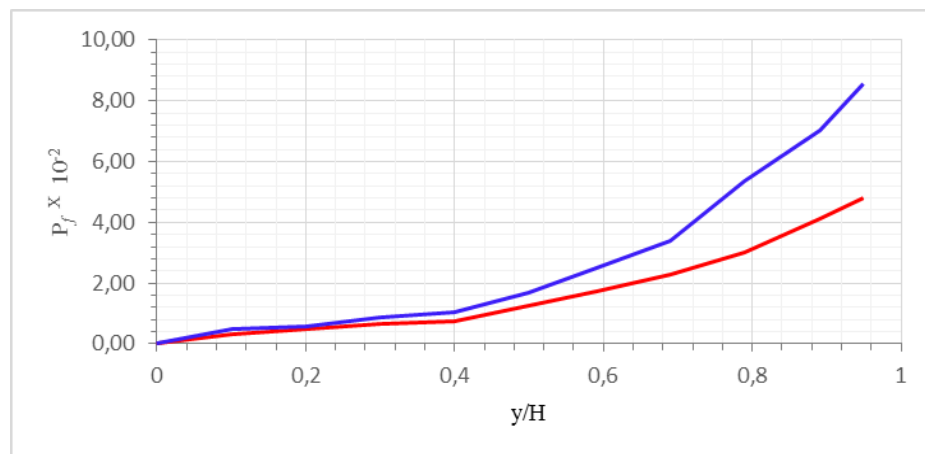




(A) Probabilité de défaillance au glissement cas usuel



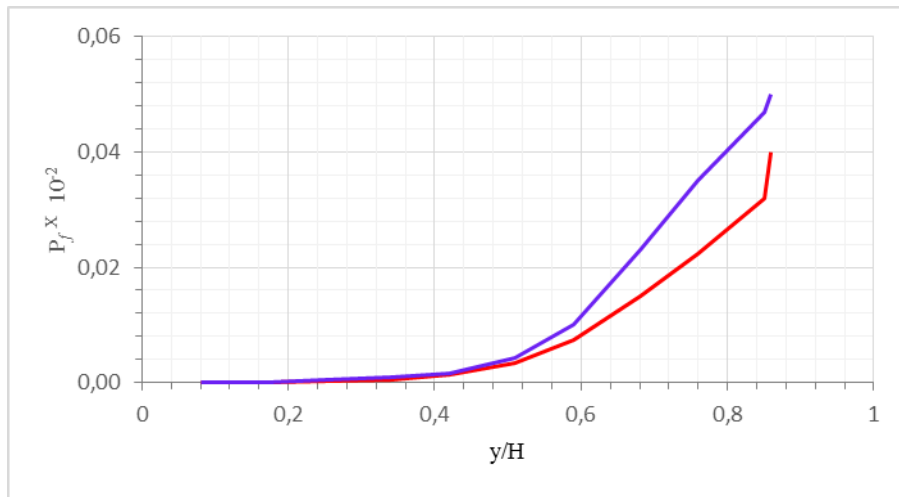
(B) Probabilité de défaillance au glissement cas exceptionnel



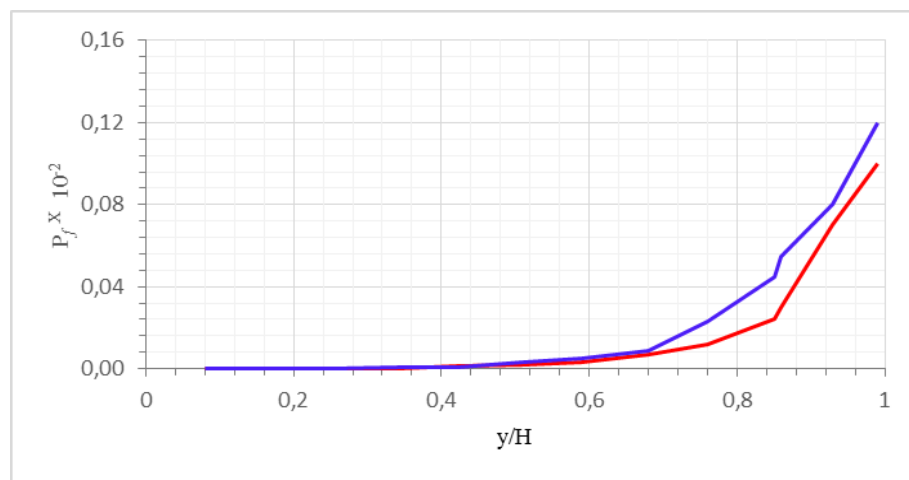
(C) Probabilité de défaillance au glissement cas extrême

— : Drainage effectif — : Drainage défaillant

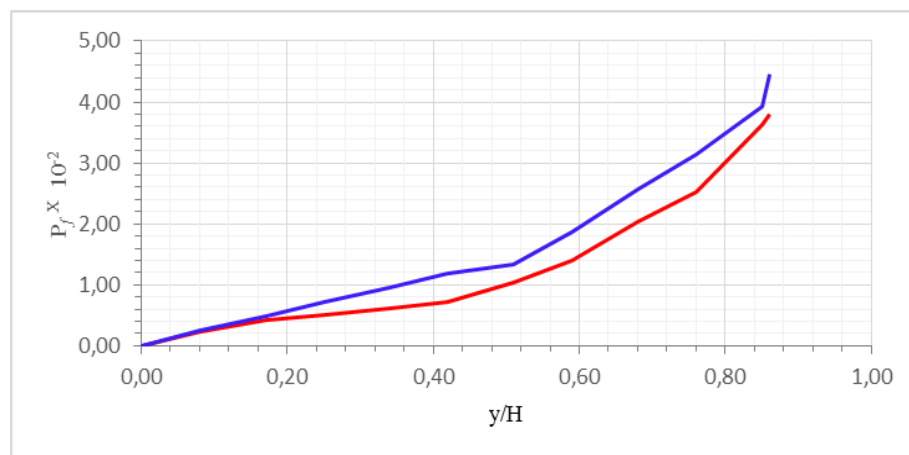
**Figure V.18:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Oued Fodda



(A) Probabilité de défaillance au glissement cas usuel



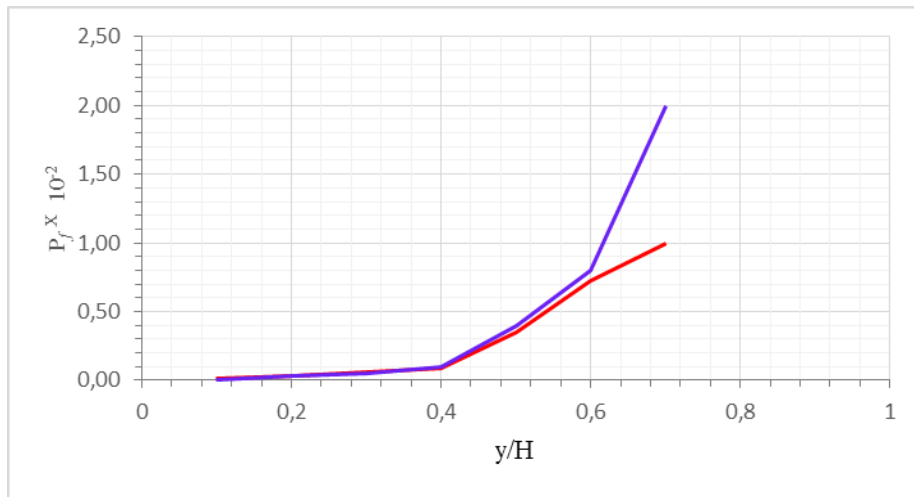
(B) Probabilité de défaillance au glissement cas exceptionnel



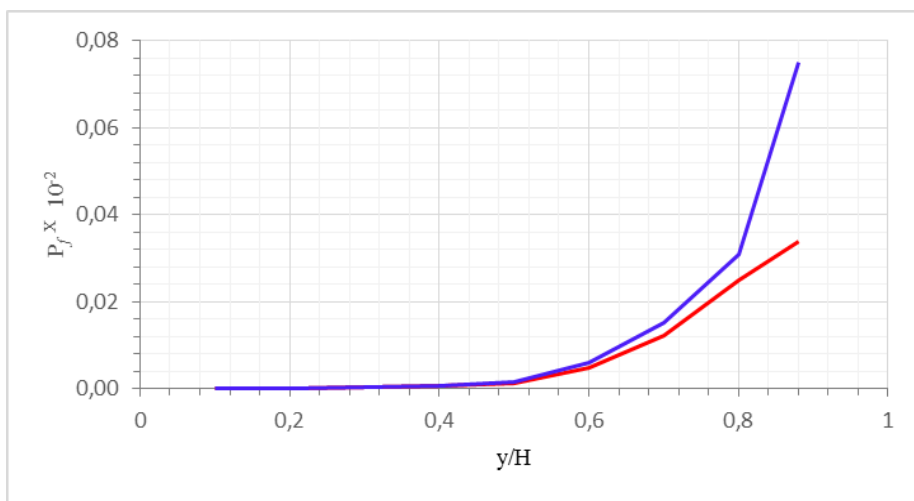
(C) Probabilité de défaillance au glissement cas extrême

— : Drainage effectif    — : Drainage défaillant

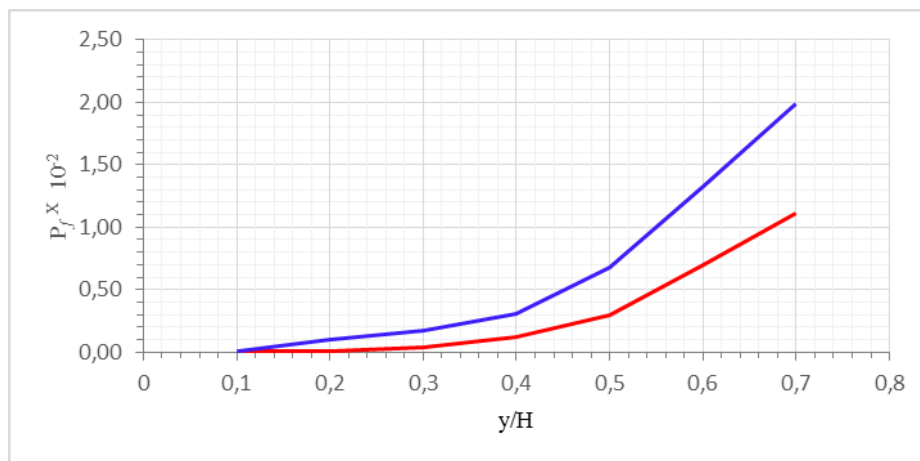
**Figure V.19:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Beni Haroun



A) Probabilité de défaillance au glissement cas usuel



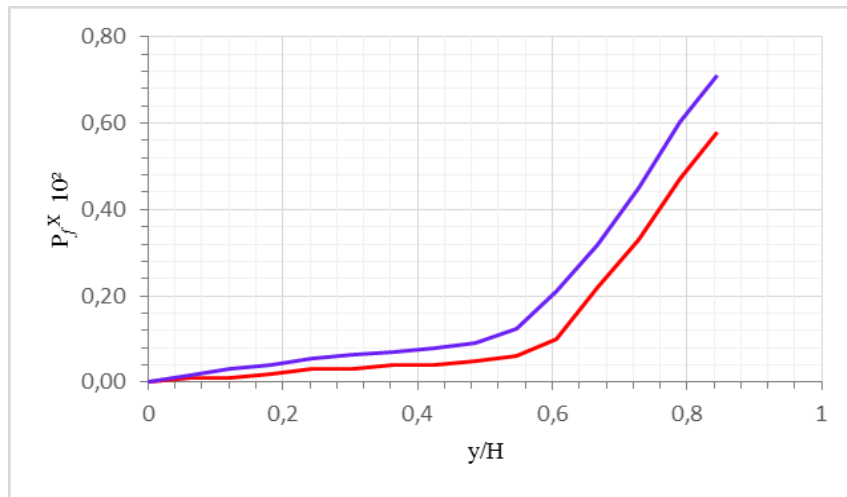
(B) Probabilité de défaillance au glissement cas exceptionnel



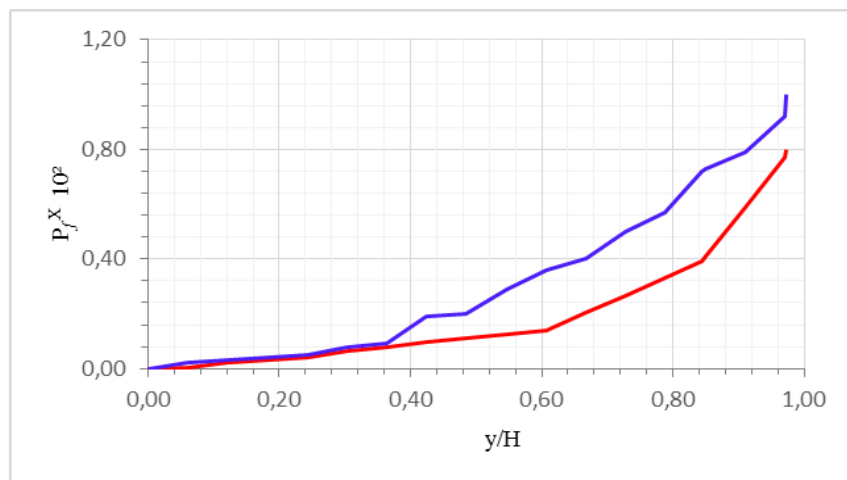
(A) Probabilité de défaillance au glissement cas extrême

— : Drainage effectif    — : Drainage défaillant

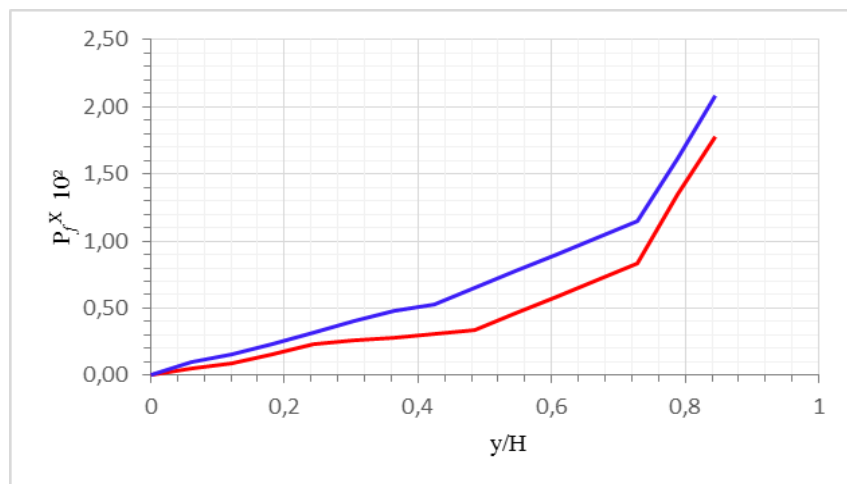
Figure V.20: Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Hamiz



(A) Probabilité de défaillance au glissement cas usuel



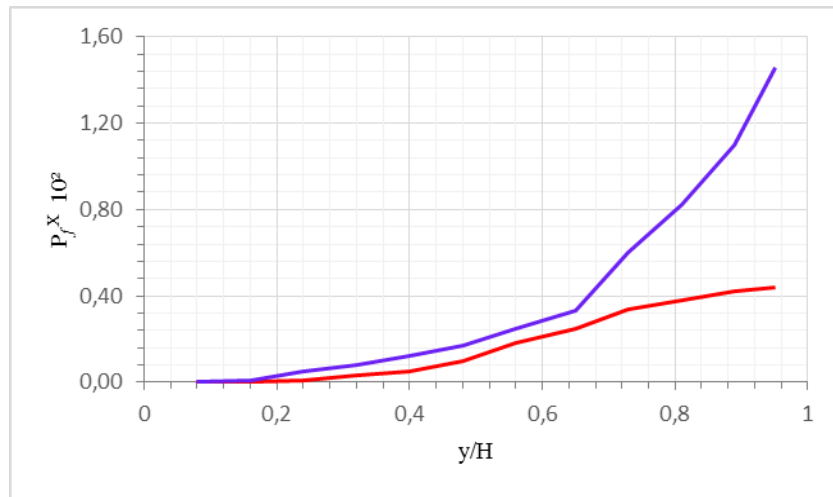
(B) Probabilité de défaillance au glissement cas exceptionnel



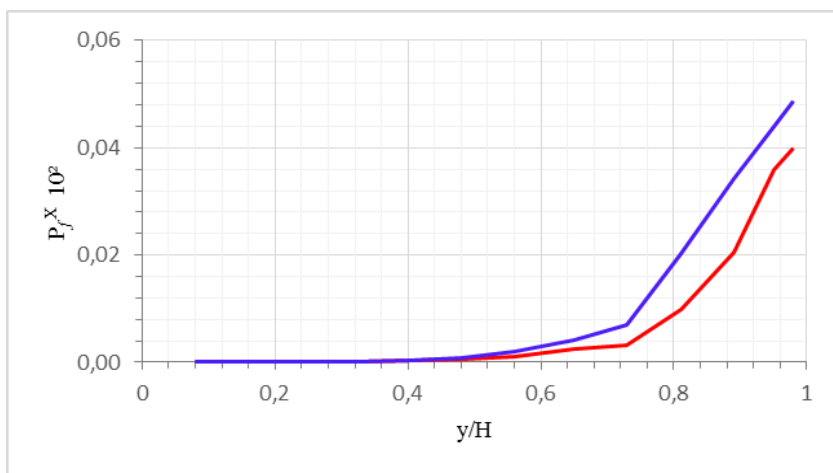
(A) Probabilité de défaillance au glissement cas extrême

— : Drainage effectif — : Drainage défaillant

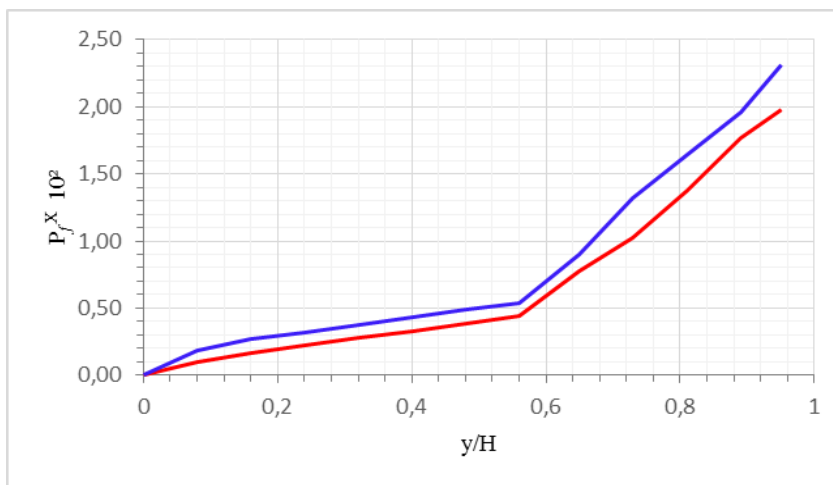
**Figure V.21** : Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Cheurfas II



(A) Probabilité de défaillance au glissement cas usuel



(B) Probabilité de défaillance au glissement cas exceptionnel



(A) Probabilité de défaillance au glissement cas extrême

— : Drainage effectif    — : Drainage défaillant

**Figure V.22:** Evolution de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport  $(y/H)$  pour le barrage Rupsiabagar-Khasiabara

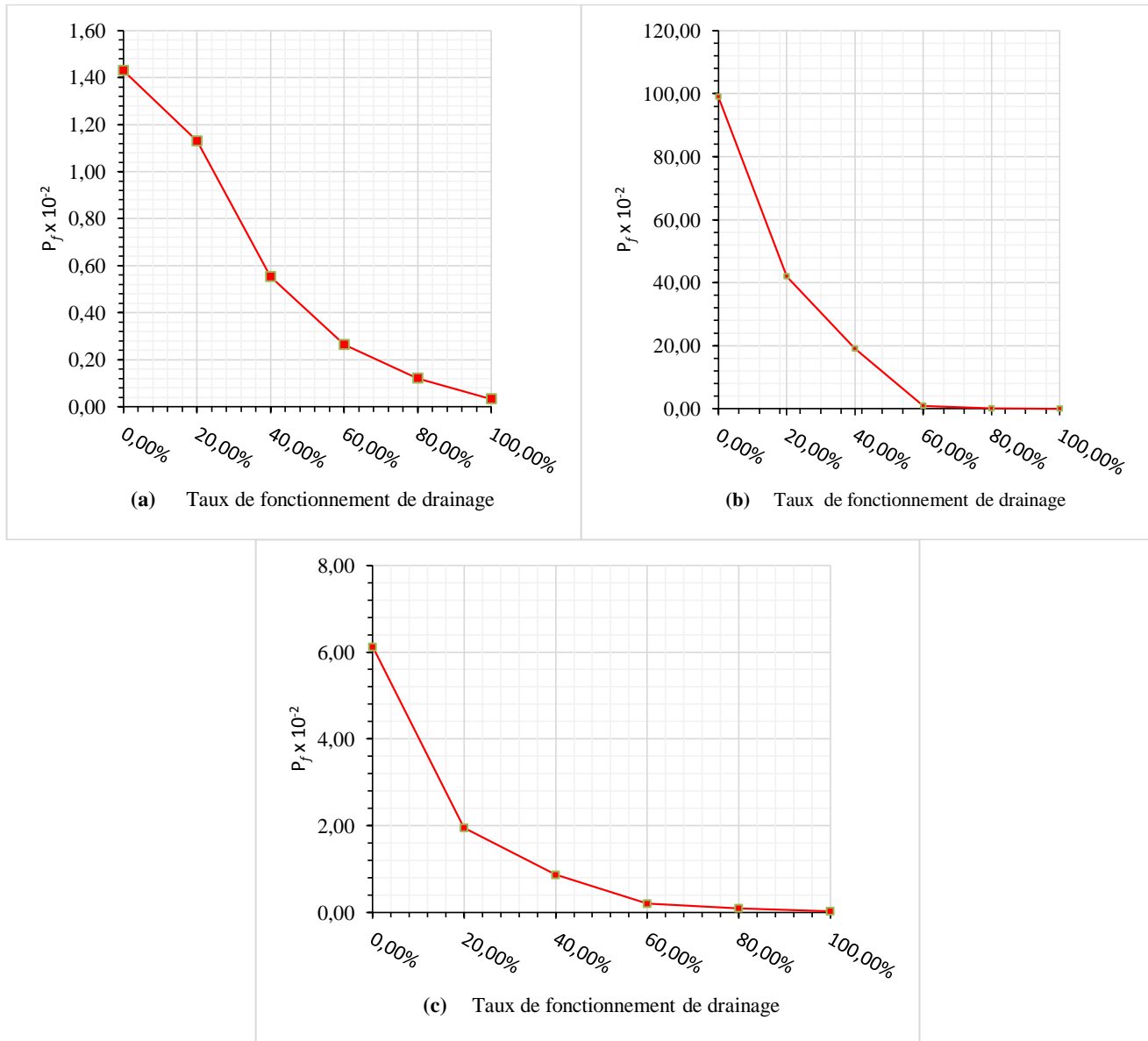
V.4.3. Approche de calcul probabiliste par le code CADAM

Tableau V.15: Récapitulatif de calcul de probabilité de défaillance et de sécurité au glissement des sept barrages étudiés :

Barrages	Cas de calcul	CADAM			
		Drainage effectif		Drainage défaillant	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
Boussiaba	Usuel	0,120	99,880	0,220	99,780
	Exceptionnel	0,140	99,860	0,240	99,760
	Extrême	1,600	98,400	2,100	97,900
Koudiat Acerdoune	Usuel	0,060	99,940	0,080	99,920
	Exceptionnel	0,100	99,900	0,120	99,880
	Extrême	3,000	97,000	3,900	96,100
Oued Fodda	Usuel	0,070	99,930	0,120	99,880
	Exceptionnel	0,100	99,900	0,140	99,860
	Extrême	3,700	96,300	4,800	95,200
Beni Haroun	Usuel	0,040	99,960	0,060	99,940
	Exceptionnel	0,110	99,890	0,130	99,870
	Extrême	3,300	96,700	4,600	95,400
Hamiz	Usuel	0,001	99,999	0,020	99,980
	Exceptionnel	0,020	99,980	0,030	99,970
	Extrême	0,850	99,150	3,000	97,000
Cheurfas II	Usuel	0,400	99,600	0,690	99,310
	Exceptionnel	0,820	99,180	1,000	99,000
	Extrême	1,100	98,900	1,180	98,820
Rupsiabagar Khasiabara	Usuel	0,001	99,999	0,010	99,990
	Exceptionnel	0,400	99,600	0,600	99,400
	Extrême	1,620	98,380	2,100	97,900

**Tableau V.16** : Récapitulatif de probabilité de défaillance ( $P_f \times 10^{-2}$ ) au glissement des sept barrages étudiés :

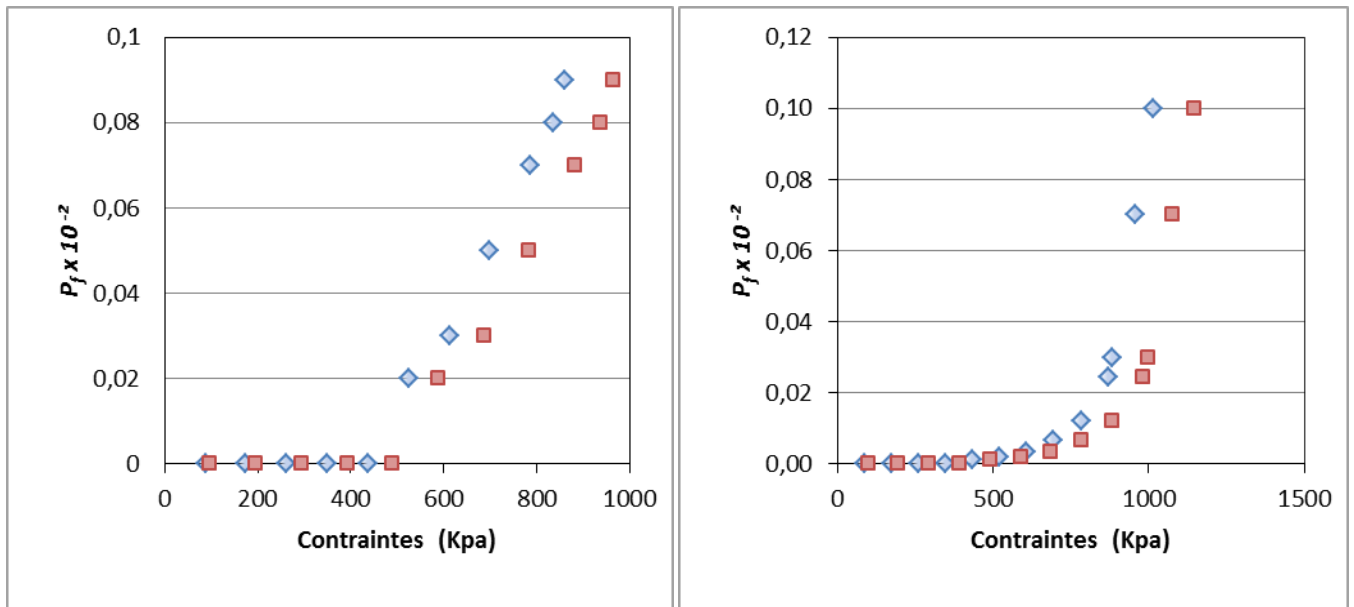
Barrages	Cas de calcul	Méthode de calcul					
		Taylor		Monte Carlo		CADAM	
		Drainage effectif	Drainage défaillant	Drainage effectif	Drainage défaillant	Drainage effectif	Drainage défaillant
Boussiaba	Usuel	0,033	1,430	0,110	0,200	0,120	0,220
	Exceptionnel	0,386	6,330	0,130	0,220	0,140	0,240
	Extrême	0,619	23,170	1,800	2,340	1,600	2,100
Koudiat Acerdoune	Usuel	0,005	0,021	0,070	0,090	0,060	0,080
	Exceptionnel	0,020	0,073	0,120	0,130	0,100	0,120
	Extrême	0,794	2,546	3,710	4,600	3,000	3,900
Oued Fodda	Usuel	0,003	99,000	0,060	0,100	0,070	0,120
	Exceptionnel	0,200	100,000	0,090	0,130	0,100	0,140
	Extrême	0,821	100,000	4,820	8,550	3,700	4,800
Beni Haroun	Usuel	0,016	6,120	0,040	0,050	0,040	0,060
	Exceptionnel	0,460	25,020	0,100	0,120	0,110	0,130
	Extrême	0,500	32,024	3,800	4,450	3,300	4,600
Hamiz	Usuel	0,000	0,000	0,010	0,020	0,001	0,020
	Exceptionnel	0,030	0,520	0,040	0,080	0,020	0,030
	Extrême	0,160	1,510	0,850	1,000	0,850	3,000
Cheurfas II	Usuel	0,001	0,106	0,580	0,710	0,400	0,690
	Exceptionnel	0,628	2,792	0,800	1,000	0,820	1,000
	Extrême	8,361	17,172	0,950	1,220	1,100	1,180
Rupsiabagar Khasiabara	Usuel	0,116	40,000	0,040	0,052	0,001	0,010
	Exceptionnel	0,222	95,000	0,440	1,460	0,400	0,600
	Extrême	0,588	26,810	1,980	2,310	1,620	2,100



**Figure V.23 :** Probabilité de défaillance au glissement en fonction du taux de fonctionnement du dispositif de drainage pour une exploitation usuelle; (a) barrage Boussiaba, (b) barrage Oued fodda, (c) barrage Beni Haroun

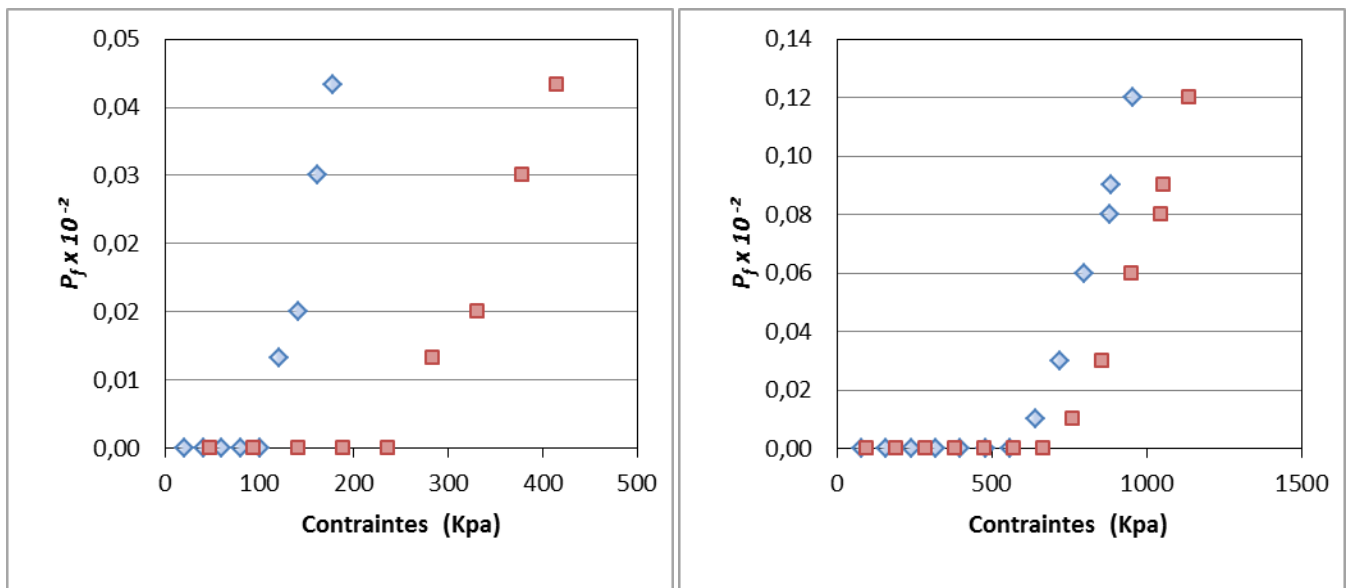


V.5. CALCUL DES CONTRAINTES



(a) Oued Fodda

(b) Beni Haroun

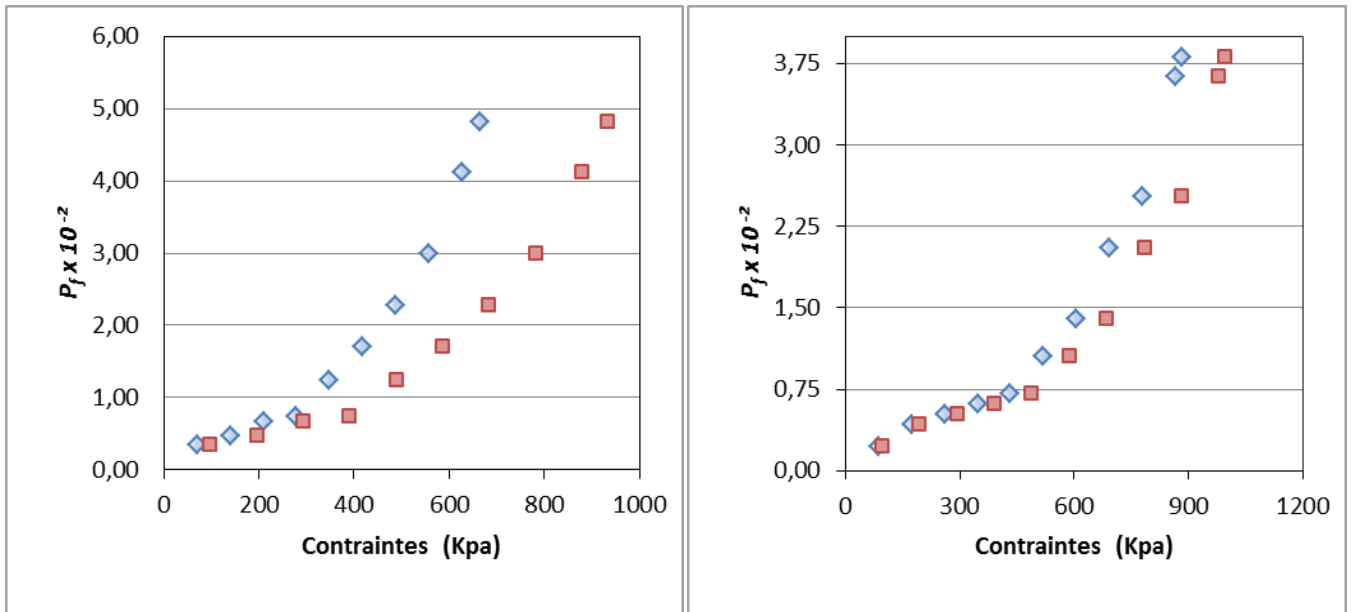


(c) Hamiz

(d) Koudiat Acerdoune

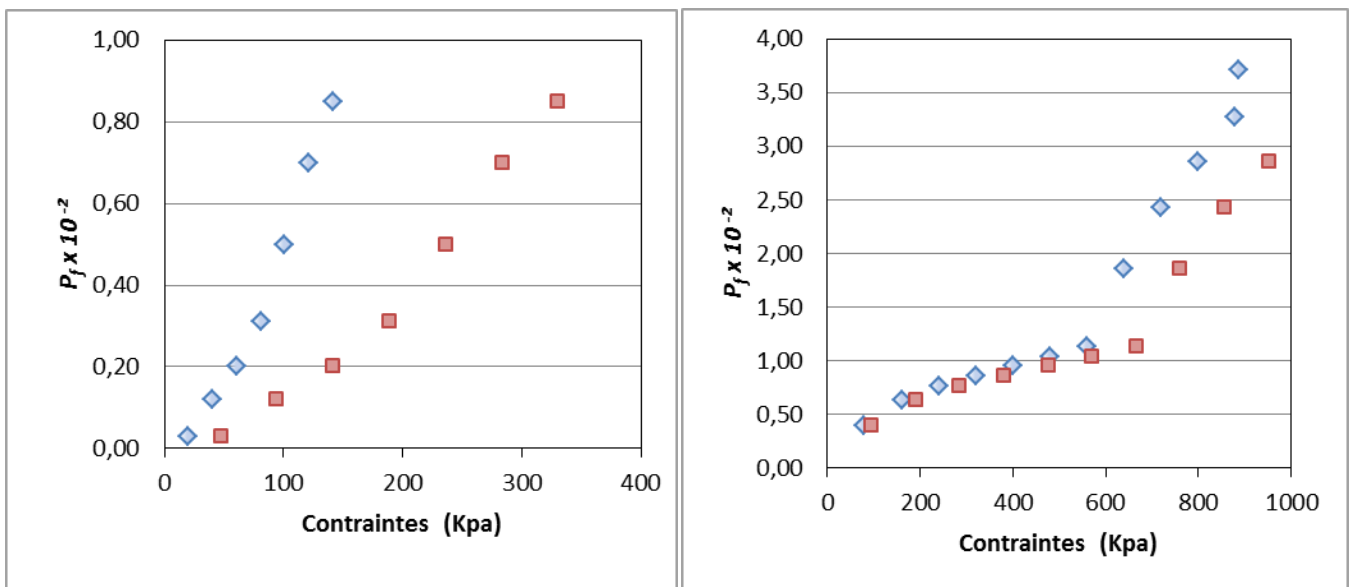
■ : Contrainte normale ( $\sigma_A$ )    ◆ : Contrainte horizontale ( $\sigma^2_A$ )

Figure V.24 : Evolution de la probabilité de défaillance au glissement en fonction des contraintes en situation exceptionnelle et drainage effectif.



(a) Oued Fodda

(b) Beni Haroun



(c) Hamiz

(d) Koudiat Acerdoune

■ : Contrainte normale ( $\sigma_A$ )    ◆ : Contrainte horizontale ( $\sigma^*_A$ )

Figure V.25 : Evolution de la probabilité de défaillance au glissement en fonction des contraintes en situation extrême et drainage effectif.

## V.6. RESULTATS ET DISCUSSION

Les résultats obtenus et illustrés en figure V.8, permettent de confirmer la validité des résultats obtenus de la probabilité de défaillance  $P_f$  par la méthode d'approximation Taylor, via le code de calcul R. Les résultats sont en bonne corrélation avec ceux obtenus via le code CADAM, selon la méthode de Monte-Carlo.

En effet, si on tient compte uniquement des résultats pour le cas du fonctionnement effectif de système de drainage, le coefficient de corrélation a tendance de converger vers l'unité.

Concernant les résultats des figures de V.9 à V.15, de l'étude de la relation probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport ( $y/H$ ), par application de la méthode d'approximation de Taylor et ce suivant l'évolution des sous pressions, représentées par l'état fonctionnement du système de drainage du barrage.

L'analyse de la probabilité de défaillance a été faite en fonction des différentes situations de combinaisons de charges à savoir : cas d'un fonctionnement normal, exceptionnel et extrême. Pour ce faire, l'analyse des résultats a été effectuée sur une étude comparative suivant les méthodes de calculs préconisées et les caractéristiques mécaniques et géométriques précédemment énumérées des barrages évoqués dans cette étude.

Il en ressort, que dans le cas d'un système de drainage effectif, et suivant les différentes situations de remplissage ( $y/H$ ) et pour l'ensemble des barrages étudiés, la probabilité de défaillance au niveau des sections glissement de fondation est presque nulle, c'est à dire  $P_f \approx 0$  (valeur très proche de zéro), ce qui explique que le risque de défaillance est quasi improbable et on peut affirmer que le comportement des barrages étudiés est acceptable.

Néanmoins, en ce qui concerne les sections béton-rocher (interface) et béton-béton (concernant les joints de levées) et pour le même état de fonctionnement du système drainage, on constate que la probabilité de défaillance  $P_f \leq 3.10^{-4}$  à tendance à croître à partir du rapport ( $y/H$ )  $> 0,80$  dans le cas d'une combinaison de charges exceptionnelles (cas de crues), le risque est peu probable d'où on peut admettre que le comportement est acceptable.

En ce qui concerne la combinaison de charges extrêmes (NNR+ séisme), on relève que pour l'ensemble des barrages une probabilité de défaillance  $P_f$  qui augmente à partir de la valeur du rapport ( $y/H$ )  $> 0,8$  et la valeur maximale atteinte est égale  $P_f \leq 8,4.10^{-2}$  au niveau des barrages : Beni-Haroun, Cheurfas, Boussiaba et Oued Fodda. Par contre, la valeur de la probabilité de défaillance à tendance à diminuer pour le cas des barrages de : Hamiz et Koudiat Acerdoune ( $P_f < 0,61.10^{-2}$ ).

Nous pouvons conclure alors que la première catégorie des barrages cités, le risque est plus important comparativement à la seconde catégorie de barrages à savoir les barrages de Hamiz et Koudiat Acerdoune.

En conséquent il faut que le risque requiert une réduction afin d'épargner le développement de contraintes de traction pouvant engendrer des sections de glissement dans le corps du barrage, notamment pour les barrages à risque sismique, tel que le barrage Oued Fodda (zone III, selon RPA).

A travers ces résultats nous pouvons affirmer que la géométrie de la section transversale du barrage est dictée par la valeur du parement amont en raison des valeurs réduites de la probabilité en trainant ainsi une augmentation de la sécurité aux barrages, le cas des barrages : Hamiz et Koudiat Acerdoune.

Pour le cas d'un système de drainage défaillant et selon les différentes combinaisons de charges, la probabilité de défaillance est très probable qui se traduit par un risque intolérable, c'est à dire que le glissement est certain à se produire pour l'ensemble des sections de glissement en l'occurrence béton-rocher (interface) et béton-béton.

En conséquent, il est impératif de prévoir un système de drainage et de veiller à son bon fonctionnement.

Les figures de V.16 à V.22, illustrent les résultats de calculs de la probabilité de défaillance  $P_f$  en fonction du rapport de remplissage ( $y/H$ ) par la méthode des simulations de Monte Carlo établi par le code R. Les calculs sont été faits pour les trois sections de glissement suscitées et avec un nombre de simulation  $N \geq 20\ 000$  tests pour différentes situations de combinaisons de charges.

On remarque, que dans le cas d'un système de drainage effectif, et suivant une situation de charge usuelle, la probabilité de défaillance pour l'ensemble des barrages : Koudiat Acerdoune, Beni Haroun, Hamiz, Oued Fodda et Rupsiabagar Khasiabara  $P_f \leq 6.10^{-4}$ , ce qui explique que le risque de défaillance est quasi improbable et qu'une menace peut se produire occasionnellement, donc on peut affirmer que le comportement des barrages étudiés reste acceptable. Par contre la probabilité de défaillance est un peu élevée pour le barrage de Boussiaba et Cheurfas II  $P_f \leq 5,8.10^{-3}$ .

Pour une combinaison de charge exceptionnelle et avec état de fonctionnement du système drainage, on constate que la probabilité de défaillance  $P_f \leq 9.10^{-4}$  pour les deux barrages Hamiz et Oued Fodda et elle s'augmente  $P_f \leq 8.10^{-3}$  pour les cinq barrages qui restent.

Pour le cas extrême (NNR+ séisme), la probabilité de défaillance par cette méthode à tendance de se croitre à partir du rapport ( $y/H$ )  $> 0,85$  et la valeur maximale atteinte est égale  $P_f \leq 4,42.10^{-2}$ , le risque est presque intolérable et une menace peut s'attendre à se produire, donc on peut affirmer que le comportement des barrages dans le cas extrême est non acceptable surtout pour les barrages situés en zone sismique III.

Ces résultats méritent d'être examinés par des calculs de simulation numériques pour évaluer la résistance du corps du barrage en mode dynamique afin de vérifier l'état de contraintes en fonction d'un accélogramme sismique et en tirer les enseignements, en conformité des recommandations de la CIGB (Bowles et al, 2010), relatives aux barrages en exploitation.

Pour l'approche probabiliste par le code CADAM, on constate que la probabilité de défaillance est beaucoup proche à celle établie par le code R, ce qu'a été confirmé par le calage des résultats (Cf. figure V.8), on remarque pour une combinaison de charge usuelle et avec l'état de fonctionnement du système drainage la probabilité de défaillance pour l'ensemble des barrages : Koudiat Acerdoune, Beni Haroun, Hamiz, Oued Fodda et Rupsiabagar Khasiabara, est de l'ordre  $P_f \leq 7.10^{-4}$ , donc le risque de défaillance est quasi improbable et qu'il peut se produire occasionnellement . Le comportement des barrages étudiés reste acceptable. Par contre la probabilité de défaillance pour le barrage de Boussiaba et Cheurfas II,  $P_f \leq 4.10^{-3}$ .

Le raisonnement est presque analogue pour une combinaison de charge exceptionnelle et avec état de fonctionnement du système drainage, on constate que la probabilité de défaillance  $P_f \leq 1.10^{-3}$  pour les deux barrages Hamiz et Oued Fodda et elle s'augmente  $P_f \leq 8,2.10^{-3}$  pour les cinq barrages qui restent.

Concernant la combinaison de charges extrêmes, on constate que pour l'ensemble des barrages: Cheurfas II, Boussiaba, Hamiz et Rupsiabagar Khasiabara probabilité de défaillance  $P_f \leq 1,62.10^{-2}$  et augmente pour atteindre une valeur maximale  $P_f \leq 3,7.10^{-2}$  pour les barrages : Oued Fodda, Koudiat Acerdoune et Beni Haroun.

On peut justifier cette différence par le facteur sismique et le profil de la coupe transversale du barrage (Koudiat Acerdoune et Oued Fodda), ayant un parement amont incliné mais se trouvant sur des sites à forte sismicité (zone III, RPA). Contrairement au barrage Beni Haroun dont le parement amont est vertical et le site correspond à une zone sismique à magnitude moins élevée que la première mais sa probabilité de défaillance est proche aux barrages sus-cités s'explique par la hauteur importante du barrage qui dépasse les 100m.

La figure V.23, présente la relation entre la probabilité de défaillance au glissement et le taux de fonctionnement de dispositif de drainage ( $P_f = T$ ) avec cas d'exploitation usuel, pour les trois barrages ; Boussiaba, Oued Fodda et Beni Haroun.

En considérant que le drainage et défaillant pour un taux correspond à  $T = 0\%$  et effectif pour  $T = 100\%$ , on constate que cette relation est réversible et  $P_f$  est inacceptable à partir d'un taux  $T < 40\%$  et elle devient raisonnable et acceptable lorsque  $T > 70\%$  ce qui confirme les lois théoriques relatif à l'effet de sous pressions exprimé par la règle de Maurice Levy mettant la a nécessité impérieuse du dispositif de drainage dans les barrages en béton.

Concernant le calcul des contraintes, les figures : V.24 et V.25 illustrent la relation entre la probabilité de défaillance au glissement et les contraintes (normales  $\sigma_A$  suivant le plan OY et horizontale  $\sigma'_A$  suivant le plan OX) au pied amont des quatre barrages étudiées : Oued Fodda, Beni Haroun, Koudiat Acerdoune et Hamiz, pour des combinaisons de charges exceptionnelle et extrême et avec dispositif de drainage effectif, l'influence de l'inclinaison du parement amont est remarquable puisque on remarque que, pour une combinaison de charge exceptionnelle la contrainte normale de barrage Beni Haroun (parement amont vertical  $n=0$ )  $\sigma_A = 1012,88$  Kpa est supérieure aux celles des barrages : Oued Fodda (parement amont incliné  $n=0,1$ )  $\sigma_A = 860,85$  Kpa, Hamiz (parement amont incliné  $n=0,25$ )  $\sigma_A = 177,39$  Kpa et Koudiat Acerdoune (parement amont incliné  $n=0,4$ )  $\sigma_A = 656.30$  Kpa.

Pour la combinaison de charge extrême la contrainte normale développée au barrage de Beni Haroun  $\sigma'_A = 881,93$  Kpa est supérieure aux celles des barrages : Oued Fodda  $\sigma'_A = 666$  Kpa, Hamiz  $\sigma'_A = 141,11$  Kpa et Koudiat Acerdoune  $\sigma'_A = 878,24$  Kpa.

Le même constat est constaté pour les contraintes de cisaillement suivant le plan OX, ou la relation entre les contraintes et l'inclinaison de parement amont est irréversible (lorsque  $n$  s'augmente,  $\sigma$  se diminue). Cette relation est due à la décomposition de charges horizontales et verticales suivant le plan.

Même raisonnement est à conduire pour l'étude de la probabilité de défaillance au glissement, on remarque que  $P_f$  à tendance à croître pour les barrages, lorsque l'inclinaison du parement amont est nulle, donc on peut confirmer que ce facteur joue un rôle très important dans l'allègement des contraintes situées au pieds amont du barrage pour offrant plus de sécurité au barrage toute en occultant le facteur économique.

## **Conclusion**

Dans ce chapitre, la probabilité de défaillance  $P_f$  et de fiabilité  $P_s$  ont été calculées au glissement par l'emploi des méthodes d'approximation de Taylor, méthode de Monte-Carlo. L'analyse a été faite avec différents taux de remplissage de réservoir pour bien illustrer le développement de  $P_f$  en passant par les niveaux NNR et NPHE représentant respectivement les trois cas de combinaison de charges ;cas usuel et cas exceptionnel, ainsi le cas sismique (NNR + séisme).

Les méthodes ont donné des probabilités improbables d'une part et quasi probables pour un système de drainage effectif, selon la combinaison de charge à appliquer, pour le cas de disfonctionnement de drainage, une probabilité probable et un risque de défaillance intolérable dans la majorité des barrages étudiés, ce qui confirme la nécessité du drainage et par fois même du voile d'injection. D'autre part le facteur d'inclinaison du parement amont augmente la sécurité de barrage par la réduction des contraintes aux points de fatigue sur le parement amont.

# CONCLUSION GENERALE

Dans le contexte de l'analyse des risques, la défaillance du système signifie l'arrêt du fonctionnement ou des performances correctes, ou une dégradation des performances qui ne correspondent plus à ce qui est attendu d'un système dans son ensemble. Les accidents antérieurs de rupture de barrages dans le monde, ont permis d'aider les travaux de recherche dans l'analyser des risques par l'estimation de la probabilité de défaillance. Ce calcul fournit des informations et permet de prédire le risque pour d'autres barrages en exploitation, en fin de construction ou en travaux confortement et même de disposer et proposer des variantes de projet optimum au stade d'étude.

Ce travail présente une méthodologie d'étude de l'évaluation de la probabilité de défaillance au glissement et un calcul de la sécurité pour des barrages- poids, l'analyse fournit des informations d'une étude basée sur un échantillon de barrages par l'application de la méthode de fiabilité structurale suivant différentes combinaisons de charges à savoir :

- combinaison de charges usuelles qui correspond au niveau nominal (NNR) avec le niveau des sous-pressions et la poussée hydrostatique associé, on prend en compte également la poussée des sédiments et des glaces éventuellement.
- combinaison de charges exceptionnelles correspondant au niveau de remplissage maximum envisagé en cas de crues (NPHE)
- combinaison de charges extrêmes correspond aux charges usuelles plus l'effet sismique correspondant au niveau d'exploitation normale.

Il en résulte de cette étude qu'un espace physique formé par les résistances  $R$  et les sollicitations  $S$ , se divise en trois domaines : domaine de sécurité, domaine de défaillance et l'état limite séparant les deux domaines précédents, la distance géométrique entre l'origine  $O$  de l'espace normalisée et la courbe d'état limite est appelée indice de fiabilité  $\beta$ , il donne un aperçu sur la sécurité de l'ouvrage, plus l'indice de fiabilité est élevé, plus la probabilité de défaillance est faible et par conséquent, plus la structure est fiable.

Les méthodes de la théorie de la fiabilité permettent de calculer de diverses manières la probabilité de défaillance suivant un mode de défaillance donné par application de divers techniques notamment méthodes de fiabilité de niveau II comme les méthodes : *FORM* et *SORM*, qui exigent une connaissance préalable sur la fonction d'état limite.

Une méthode couramment utilisée s'appuie sur les séries de Taylor par approximation de la méthode de *FORM*, elle estime la probabilité de défaillance, elle repose sur une fonction de performance  $M$  et sa variance pour calculer l'indice de fiabilité, ce dernier se conjugue pour estimer la probabilité de défaillance  $P_f$ . Une autre approche de calcul probabiliste de niveau III basée sur les simulations de Monte-Carlo intégrant un nombre suffisant de simulations pour pouvoir garantir des résultats avec un minimum d'erreur .

Les résultats de calcul obtenus ont été acceptables et conformes à la théorie, en effet, la probabilité de défaillance augmente avec l'augmentation des sollicitations et la diminution de résistance notamment aux combinaisons de charges exceptionnelles et extrêmes. Sachant, que les efforts tranchants provoquant le glissement deviennent importants, soulignons que le fonctionnement de système de drainage sévère impérieux pour réduire les sollicitations et le risque de défaillance.

Cette étude pourrait servir d'outil de travail pour les gestionnaires et exploitants de barrages à l'étude du risque de défaillance des barrages en cas de dysfonctionnement du système de drainage, perte d'efficacité d'étanchement du voile d'injection ou arrêt des équipements hydromécaniques.

Les perspectives du future travail de recherche concernent l'emploi d'autres méthodes et algorithmes de fiabilité et le développement d'un code de calcul réduisant le problème de re-échantillonnage c'est-à-dire un calcul probabiliste de défaillance qui intègre la fatigue du matériau résistant pour une meilleure quantification du risque à un phénomène connu.



## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

---

**Allen. C-E. (1997).** *A System Reliability Approach to the Life Time Optimization Of Inspection And Repair Of Highway Bridges. PhD thesis, l'université Colorado, Département de génie civil, environnement et génie architecturale, 166 p*

**Altarejos. G., Ignacio. E-B., Armando S-L., Manuel. G. (2012).** *Methodology for estimating the probability of failure by sliding in concrete gravity dams in the context of risk analysis, Structural Safety, Volumes 36–37, pp. 1-13.*

**Anderson. C, Caroline. M, Larry. M, Bitsy. Cet Gregg. S. (1998).** *Concrete Dams Case Histories of Failures and Non failures with Back Calculations, USBR , pp. 02-23.*

**Anton. J-S, Henri. P. (2011).** *Les Barrages Du Projet A La Mise En Service, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.*

**Ballière. A, Ben Milad. Y, Anne-S-C, Christian .C, Denis. D, Jean-Bernard .H ; Le Quéré. C, Claire . M., Jérôme. M. (2012).** *Rapport d'études de la fiabilité. Application à l'évolution structurale des ouvrages d'art. Ministère de l'écologie, du développement durable, des transports et du logement. France, pp. 10-15.*

**Beser. M.R. (2005).** *A Study on the Reliability – Based Safety Analysis of Concrete Gravity Dams. Master thesis, The graduate school of natural and applied sciences of middle east technical university, pp. 30-40.*

**Bomel. L. (2001).** *Probabilistic methods: Uses and abuses in structural integrity , contract research report, 398/2001, Her Majesty's Stationery Office, United Kingdom, pp. 32-54.*

**Bouhlali. M. (2006).** *Les risques associés aux barrages, laboratoire eau et ouvrages dans leur environnement, Faculté de science de l'ingénieur, mémoire de Magister, département de génie civil, Université du Tlemcen.*

**British Dam Society. (2014).** *Maintaining the Safety of our Dams and Reservoirs. Edited by Andrew Pepper, Université Queen de Belfast, 536 p.*

**Carvajal. C, Bécue. J-P, Varon. C, Peyras. L, Royet. P, Boissier. D. (2009).** *Analyse fiabiliste de la sécurité Structurale des barrages poids. Colloque CFBR-SHF: dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues, pp. 20-21.*

**CFBR. (2006).** *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages poids. Comité Français des Grands Barrages, pp. 8-41.*

**CFBR. (2002).** *Justification des barrages poids. Faisabilité de la calibration de la méthode semi-probabiliste sur les pratiques actuelles, Synthèse des principales recommandations et état de la pratique des méthodes déterministes. Comité Français des Grands Barrages, pp. 15-30.*

**Denver, Colorado. (1976).** *Design manual for concrete gravity dams, United States department of the interior, bureau of reclamation.*

**Ditlevsen. O, Madsen. H-O. (2005).** *Structural Reliability Methods, Department of Mechanical Engineering, Technical university of Denmark.*

**Duran. J-M., Degoutte. G., Roye. P, Jensen. M. (1998) :** La technique du béton compacte au rouleau (B.C.R.) : possibilités d'application pour les barrages en Afrique, Revue sud-sciences et technologie, pp. 57-59.

**Florent. B, Brice. L, Dominique. C et Patrick. L. (2010).** Modélisation des taux de défaillance en mécanique, Performances et Nouvelles Technologies en Maintenance, Belgique, pp 03-05.

**Hansen.K. (2012).** *Thermal Induced Cracking Performance of RCC Dams, 6<sup>TH</sup>International Symposium on Roller Compacted Concrete (RCC) dams.*

**ICOLD. (2000).** *The gravity dam, a dam for the future-Review and, Recommendations, Bulletin 117.*

**ICOLD. (2003).** *Rolled – Compacted Concrete dam, State of the art and case histories, ICOLD /CIGB. Bulletin126.*

**ICOLD. (2005).** *Dam foundations, Geologic considerations. Investigation methods Treatment. Monitoring, ICOLD/CIGB ,CD Rom 69p. Bulletin 129.*

**ICOLD. (2005).** *Risk Assessment in Dam Safety Management, ICOLD/CIGB, CD Rom, Bulletin 130.*

**Iqbal. A. (2012).** *Probability of Failure for Concrete Gravity Dams for Sliding Failure., Thèse Master thesis, Département mécanique des sols et des roches. Université de Lund. Suède. pp26-28.*

**Jhojan. E-R. (2008).** Méthodologie d'analyse de fiabilité basée sur des techniques heuristiques d'optimisation et modèles sans maillage : applications aux systèmes mécaniques. Thèse de Doctorat, institut national de sciences appliquées(INSA) Rouen, France. 35p.

**Johansson. F (2009).** *Shear Strength of Unfilled and Rough Rock Joints in Sliding Stability Analyses of Concrete Dams.* Thèse Doctorat, Division du sol et mécanique des roches. Département de génie civil et d'architecture. Institut Royal, Stockholm, pp. 14-23.

**Kitapcigil. S-N. (2010).** *A study on the reliability – based safety analysis of hard fill dams.* Une thèse master à l'école supérieure des sciences. Turquie. pp04-31.

**Kovarik .J-B. (1999).** La vérification des ouvrages maritimes aux états-limites. SESSION V : Innovation en génie civil - génie côtier.

**Le Moine. M, Kovarik. J-B, Piet. O. Rosa 2000.** Les Recommandations pour le calcul aux états-limites des Ouvrages en Site Aquatique. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. , pp. 02-06.

**Ljubomir. T. (2005).** *Dams and Appurtenant Hydraulic Structures.* 2<sup>ème</sup> édition, Taylor et Francis Group.

**Luc. D, Boris. J. (2011).** Notes sur l'accidentologie des barrages-poids. Colloque CFBR-AFEID: Etudes de dangers. Pp11-22.

**Maier, Holger. R, Lence, B. J, Tolson. B-A et Foschi. R-O.(2001).** *First-order reliability method for estimating reliability, vulnerability and resilience. FORM, American Geophysical Union*, pp779-790.

**Marie. W (2010).** *Reliability-based assessment of concrete dam stability.* Thèse de Doctorat. Département d'ingénierie structurale. Université de Lund. Suède. pp 35-37.

**Marche. C. (2004).** Barrages crues de rupture et protection civile, Ecole polytechnique fédérale de Montréal.

**Martin. L, Pierre. L, René. T. (2001).** *CADAM user's manual. Department of Civil, Geological and Mining Engineering.* École Polytechnique de Montréal.

**Mellal. A. (2006).** Modélisation du comportement dynamique des sols sous sollicitations cycliques et dynamiques. *TECHNICALS NEWS*, Ecole Centrale, Paris.01p.

**Michel. B, Gildas. H. (2014).** Méthodes *FORM* et *SORM*. Université Pierre et Marie Curie. France, pp. 08-15.

**Paul. A, Bosela, Ph. D. PE Parnalee. A, Brady, Ph. D. PE Norbert. J, Delatte, Ph. D. PE ; et M. Kelvin Parfiu. (2013).** *Failure Case Studies In Civil Engineering.* Société Américaine d'ingénierie civile, Reston, Virginia. 40p.

**Philippe. R, Vincent. H. (2011).** Voies navigables et constructions hydrauliques. Faculté des Sciences Appliquée Département ArGEnCo. Université de Liège, Cours pour deuxième année Master. 354p.

**Royet P. Laurent .P, Jean-Pierre. B. (2012).** Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids, Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR), CEMAGREF.117p

**Royet. P, Degoutte. G. (2002).** Petits barrages. Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. CEMAGREF. 125p.

**Ruggeri . G. (2004).** *Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams, European Working Group.* Groupe de travail Européen (ICOLD). 06,13,21p.

**Soheil. M.S. (2007).** Contribution à L'Etude de la Redondance dans les Ponts : Analyses des Mécanismes de Défaillance dar Surfaces de Réponse, Thèse de Doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées (ENPC), France .

**Sørensen. J-D. (2004).** *Structural Reliability Theory and Risk Analysis, Institute of Building Technology and Structural Engineering, Aalborg University,* pp .35-55.

**Straub, D. , Kiureghian, A.D (2011)** *Reliability Acceptance Criteria for Deteriorating Elements of Structural Systems , journal of Structural Engineering , Trans. ASCE, 137, (12) pp. 1573–1582.*

**Thibault. B, Anabel. L. (2012).** Conséquences d'accidents Majeurs de Barrages : Etat des Réflexions de l'INERIS pour L'évaluation de la gravité, Rapport, Institut national de l'environnement industriel et des risques (INERIS), 109 p.

**U.S. Army Corps of Engineers. (1995).** *Engineering And Design, Gravity Dam Design. National Technical Information*, pp07-10.

**U.S. Departement of Interior. (2012).** *Risk Anaysis For Concrete Gravity Structures.* Etats Unies, département de l'intérieur, pp .1-05.

**Xavier. Z. (2005).** Modèle d'évaluation de la Fiabilité et de la Maintenabilité au stade de La Conception, Thèse Doctorat, Université Louis-Pasteur, Strasbourg, France.

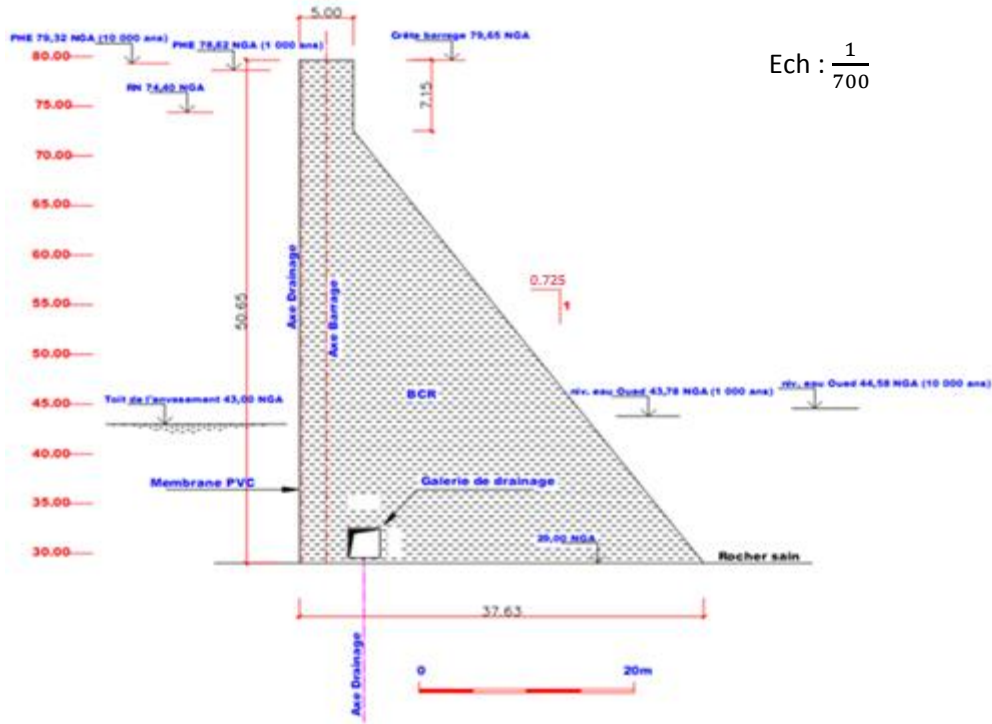
## REFERENCES SITOGRAPHIQUES

---

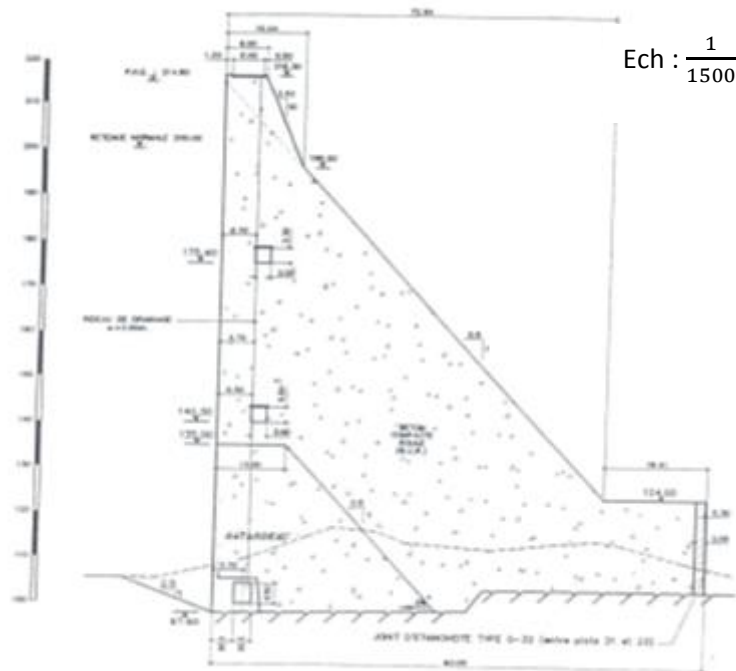
- [01] <https://books.google.dz/intl/fr//googlebooks/about.html>; Consulté le 01.03.2014.
- [02] <http://community.dur.ac.uk/~des0www4/cal/dams/cons/cons.htm> ; Consulté le 01.03.2014.
- [03] [www.kstr.lth.se](http://www.kstr.lth.se) ; Consulté le 01.03.2014.
- [04] [http://www.agu.org/pubs/authors/usage\\_permissions.shtml](http://www.agu.org/pubs/authors/usage_permissions.shtml) ; Consulté le 09.03.2014.
- [05] <http://www.secheresse.info/> ; Consulté le 06.04.2014.
- [06] <http://tel.archives-ouvertes.fr/> ; Consulté le 06.04.2014.
- [07] <http://www.athys-soft.org/v1/Index.html> ; Consulté le 10.04.2014.
- [08] <http://www.epfl.ch/> ; Consulté le 21.04.2014.
- [09] <http://www.inrs.ca/> ; Consulté le 21.04.2014.
- [10] <http://www.memoireonline.com/> ; Consulté le 19.05.2014.
- [11] <https://www.crcpress.com/> ; Consulté le 22.05.2014.
- [12] <http://www.tib-hannover.de/> ; Consulté le 22.05.2014.
- [13] <http://community.dur.ac.uk/~des0www4/cal/dams/load/lf4.htm> ; Consulté le 11.08.2014.
- [14] <http://www.journals.elsevier.com/reliability-engineering-and-system-safety/> ; Consulté le 11.08.2014.
- [15] <http://link.springer.com/search?facet-content-type=%22Journal%22> ; Consulté le 15.08.2014.
- [16] <http://www.ijnsweb.com/?type=common&action=home> ; Consulté le 01.03.2014.
- [17] [http://www.cs.nyu.edu/courses/fall06/G22.2112-001/Monte Carlo.pdf](http://www.cs.nyu.edu/courses/fall06/G22.2112-001/Monte_Carlo.pdf) ; Consulté le 13.03.2014.
- [18] <http://geo.cv.nctu.edu.tw/prob/download/FOSM.pdf> ; Consulté le 01.09.2014.
- [19] <https://books.google.dz/books?id=Ja1vIeYJBJS&printsec=frontcover&hl=fr> ; Consulté le 09.11.2014.
- [20] <https://books.google.dz/books?id=Ja1vIeYJBJS&printsec=frontcover&hl=fr#v=onepage&q&f=false> ; Consulté le 05.12.2014.
- [21] <http://www.sndl.cerist.dz/> ; Consulté le 16.12.2014.
- [22] <https://books.google.dz/books?id=MwfnBQAAQBAJ&printsec=frontcover&hl=fr> ; Consulté le 23.12.2014.
- [23] <http://uwrl.usu.edu/sites/default/files/pdf/ancold03estimating.pdf> ; Consulté le 23.12.2014.

# ANNEXES

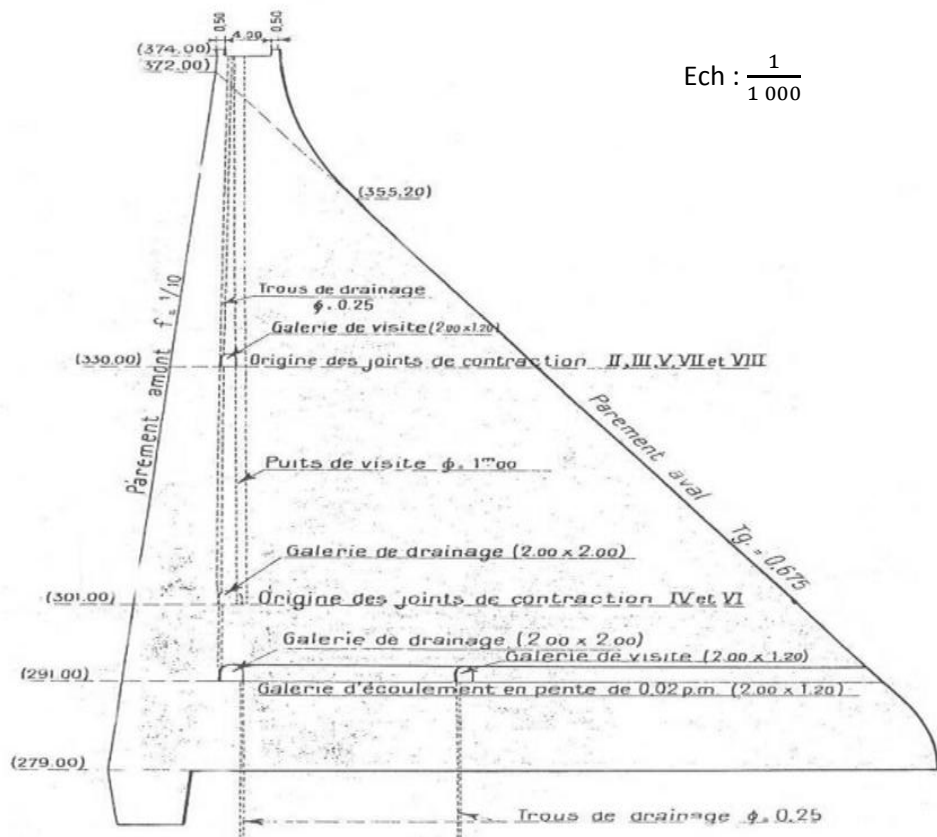
## ANNEXE A.1 : Coupes transversales des barrages.



(a) BOUSSIABA

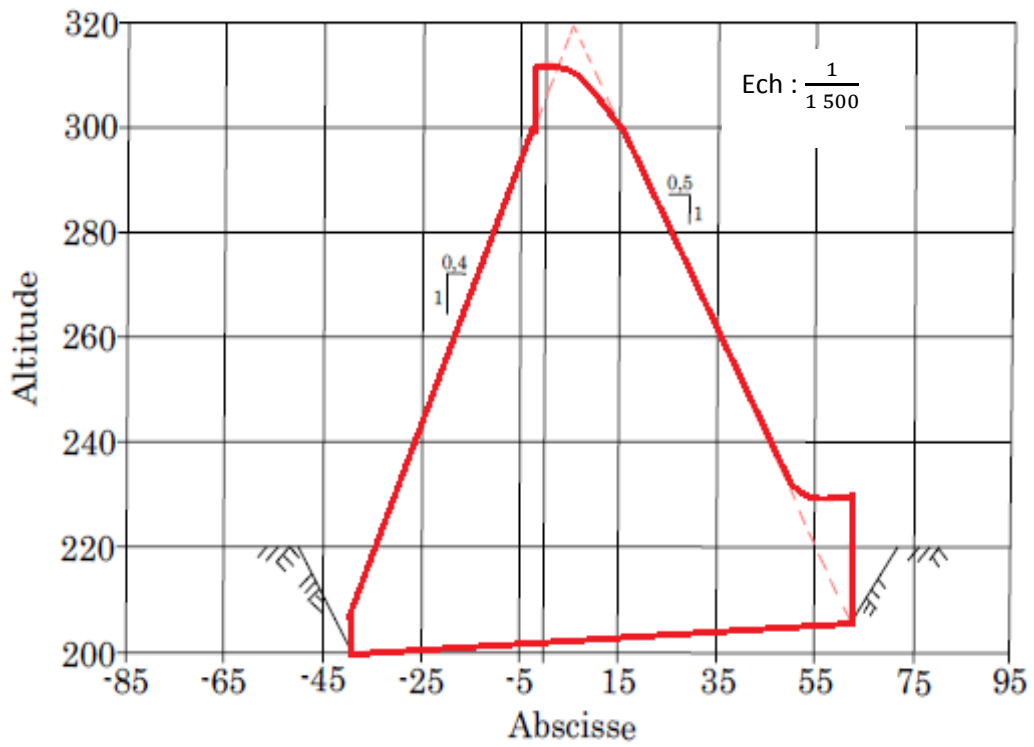


(b) BENI HAROUN

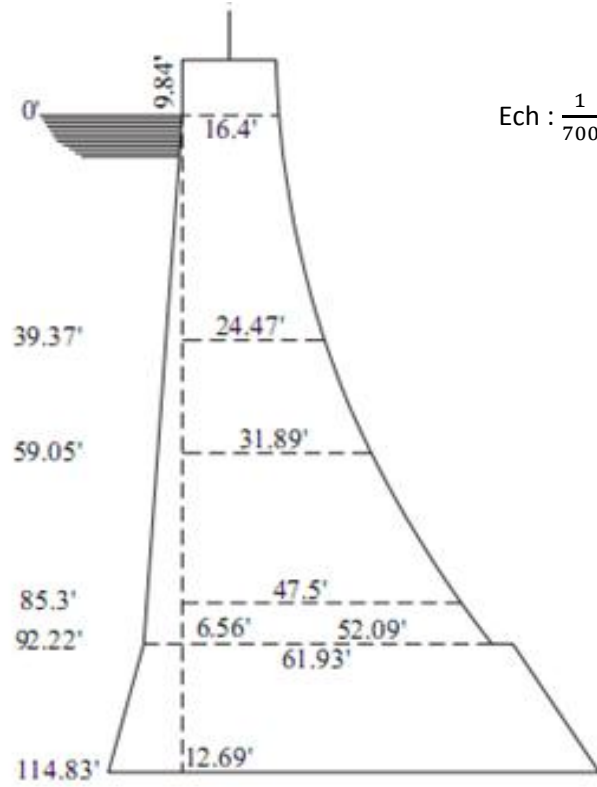


Ech :  $\frac{1}{1000}$

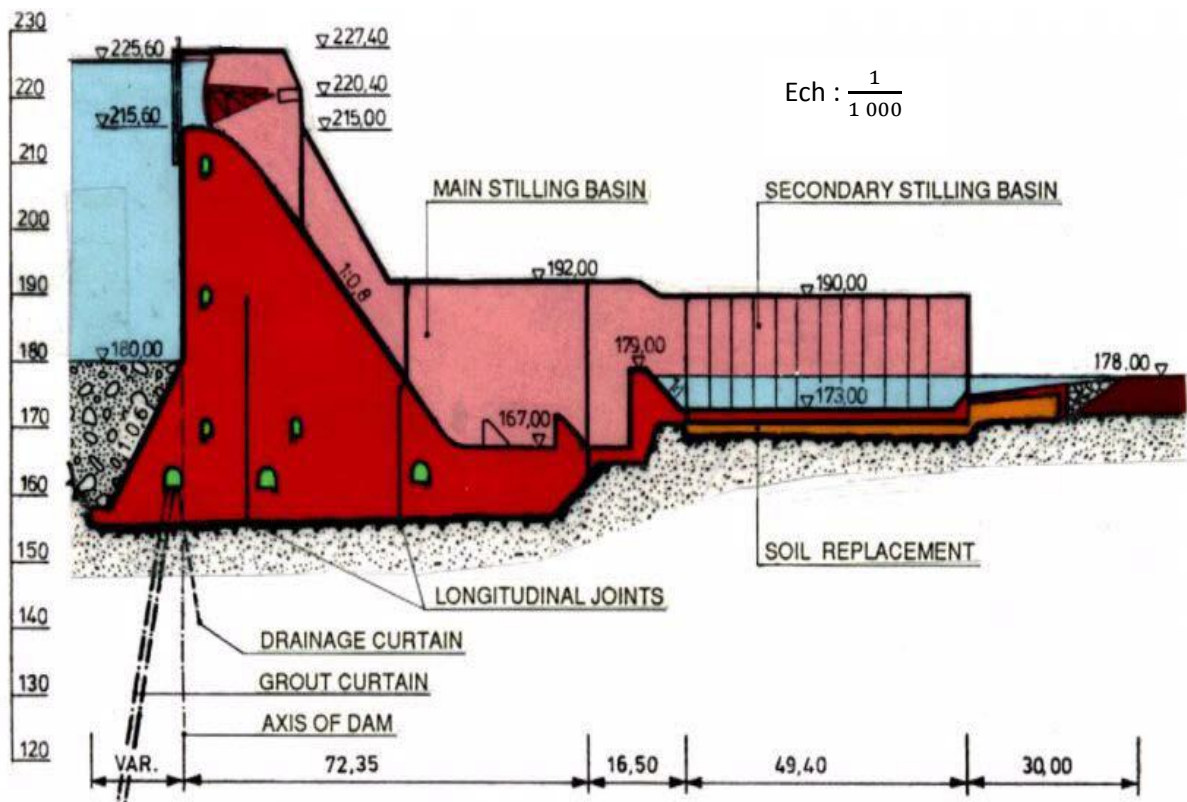
(c) OUED FODDA



(d) KOUDIAT ACERDOUNE

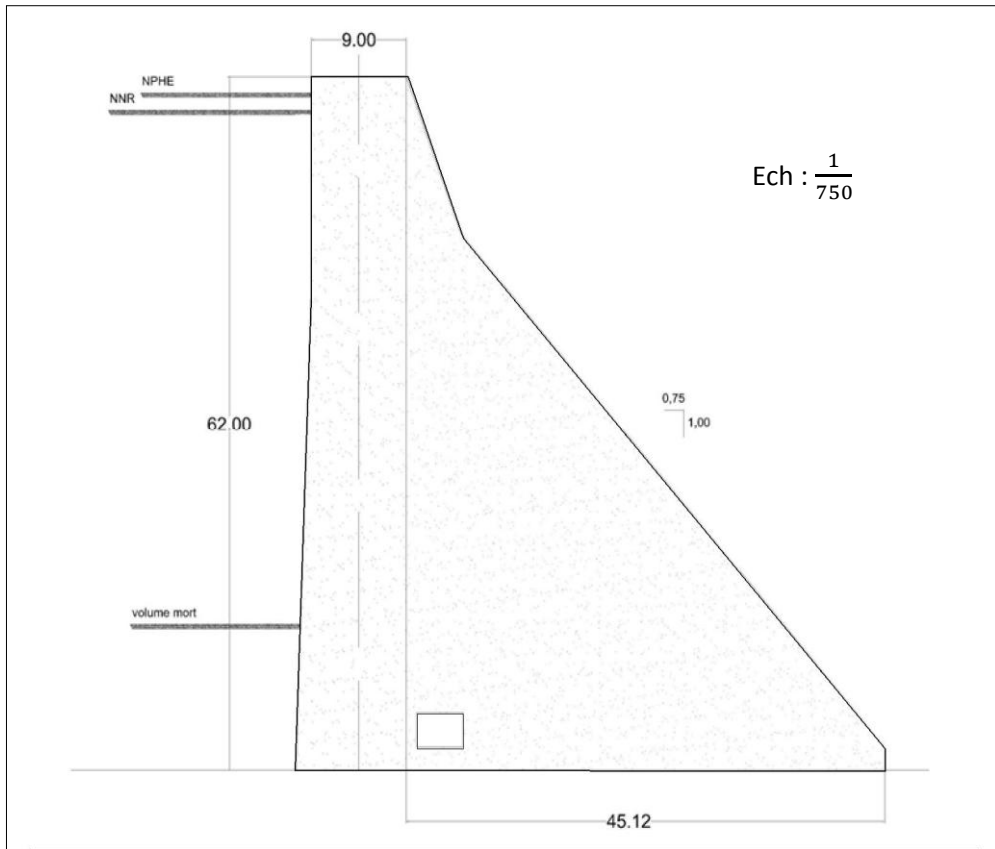


(e) HAMIZ



(f) CHEURFAS II





(g) RUPSIABAGAR-KHASIABA (INDE)

**ANNEXEA.2 : Les données d'entées (D'après l'ANBT et Laboratoire de Mécanique des Roches LM ).**

<b>Caractéristiques</b>	<b>Oued Fodda</b>	<b>Rupsiabagar Khasiaba</b>	<b>Cheurfas II</b>	<b>Hamiz</b>	<b>Beni Haroun</b>	<b>Koudiat Acerdoune</b>	<b>Boussiaba</b>	<b>Unité</b>	
Accélération de gravité	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	m /s <sup>2</sup>	
La masse volumique du béton	2400	2400	2500	2400	2400	2400	2400	Kg/m <sup>3</sup>	
<b>Les propriétés des matériaux</b>									
<b>Les fondations</b>									
Résistance de compression f <sub>c</sub>	571	1330	1330	34110	42500	1330	34020	Kpa	
Résistance de traction f <sub>t</sub>	86	34,038	34,038	5297	14875	34,038	5297	Kpa	
Cohésion C	80	438	425	10722	1725	425	2212	Deg	
Angle de frottement φ	51	33	32	42,2	51	32	47	Kpa	
Contrainte de compression normale	0	0	0	0	0	0	0	Kpa	
<b>Les joints de reprise</b>	<b>Béton</b>	<b>Béton</b>	<b>Béton</b>	<b>Maçonnerie</b>	<b>BCR</b>	<b>BCR</b>	<b>BCR</b>		
Résistance de compression f <sub>c</sub>	30000 [2]	300000	300000	10000 [3]	10000	10500	10000 [1]	Kpa	
Résistance de traction f <sub>t</sub>	4500 [2]	4000	4500	0 [3]	600.6	600.6	600.6	Kpa	
Cohésion C	1733	1733	145	272	1733	1733	1733	Kpa	
Angle de frottement φ	34,94	56	35	44,74	38,5	34,94	56	Deg	
Contrainte de compression minimale	0	0	0	0	0	0	0	Kpa	
<b>L'interface</b>									
Résistance de compression f <sub>c</sub>	40000[5]	30000	20000	30000	100000	400000	34000	Kpa	
Résistance de traction f <sub>t</sub>	7000	4000	1200.6	2000	6000.6	2400.6	2040.6	Kpa	
Cohésion C	80	448,3	145	5497	1715	1330	1925	Kpa	
Angle de frottement φ	51	32,58	35	44,46	43,97	34,038	52	Deg	
Contrainte de compression normale	0	0	0	0	0	0	0	Kpa	
<b>Les niveaux du réservoir</b>									
Poids volumique de l'eau	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	KN/m <sup>3</sup>	
Niveau normale de la retenue	Amont	95.5	69.6	69.6	35	101.7	111	45.4	m
	aval	0	32.6	32.6	3.04	19.5	25	14.78	m
Niveau de crue de la retenue	Amont	98.5	80.2	80.2	44	116.8	119.64	49.62	m
	Aval	0	32.6	32.6	3.04	19.5	25	15.58	m
<b>La charge due à la poussé des glace</b>									
La charge de la glace par unité de longueur	150[3]	150	150	150	150	150	//	KN/m	
Epaisseur de la glace	0.8 [3]	0.4	0.5	0.3	0.4	0.6	//	m	
<b>Sédiment (cas limon)</b>									
Élévation	30	13	35	20	34.7	66	13	m	
Unité du poids efficace	16	16	16	16	16	16	16	KN/m <sup>3</sup>	
Angle de frottement interne	30	20	30	30	30	30	0	Deg	

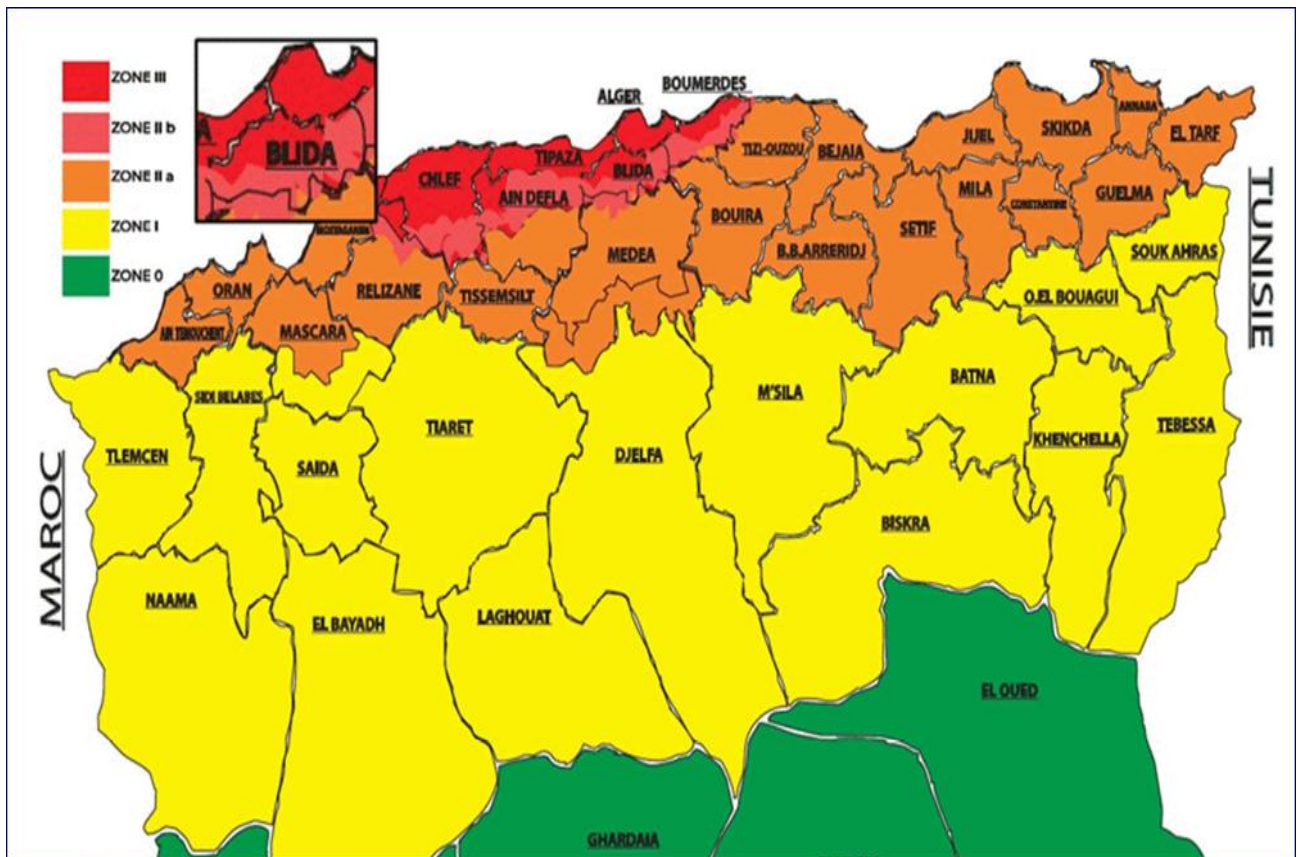
**ANNEXE A.3 : Récapitulatif des données d'entrées pour l'analyse pseudo-statique (D'après l'ANBT et RPA Séismicité de l'Algérie  
Recommandations pour l'évaluation des charges sismiques. *Rapport Stanford University CSIC Juin 1978.***

<b>Caractéristique</b>	<b>OUED FODDA</b>	<b>Rupsiabagar- Khasiaba</b>	<b>Cheurfas II</b>	<b>HAMIZ</b>	<b>BENI HAROUN</b>	<b>KOUDIAT ACERDOUNE</b>	<b>BOUSSIABA</b>	<b>Unité</b>
Période de retour du séisme	500	2500	500	500	500	100	500	année
<b>Analyse de contrainte (accélération de pointe)</b>								
Accélération de pointe horizontale du sol	0.35	0.3	0.16	0.25	0.25	0.25	0.16	g
Accélération de pointe verticale du sol	0.234	0.22	0.107	0.16	0.16	0.16	0.107	g
<b>Analyse de stabilité (accélération résiduelle)</b>								
Accélération de résiduelle horizontale du sol	0.175	0.15	0.08	0.125	0.125	0.125	0.08	g
Accélération de résiduelle verticale du sol	0.117	0.09	0.053	0.083	0.083	0.083	0.053	g

**ANNEXE A.4 : Les données d'entrée pour l'analyse pseudo-dynamique (D'après l'ANBT).**

Caractéristique	OUED FODDA	Rupsiabagar-Khasiaba	Cheurfas II	HAMIZ	BENI HAROUN	KOUDIAT ACERDOUNE	BOUSSIABA	Unité
Période de retour du séisme	500	2500		500	500	100	500	ans
<b>Accélération</b>								
Analyse de contrainte (accélération de pointe)								
Accélération de pointe horizontale du sol (HPGA)	0.35	0.3	0.16	0.25	0.25	0.25	0.16	g
Accélération de pointe verticale du sol (VPGA)	0.234	0.22	0.107	0.16	0.16	0.16	0.107	g
Accélération spectrale horizontale	0.089	0.175	0.057	0.151	0.049	0.048	0.057	g
Analyse de stabilité (accélération résiduelle)								
Accélération de résiduelle horizontale du sol	0.175	0.15	0.08	0.125	0.125	0.125	0.08	g
Accélération de résiduelle verticale du sol	0.117	0.09	0.053	0.083	0.083	0.083	0.053	g
Accélération résiduelle spectrale horizontale	0.0445	0.08	0.028	0.075	0.024	0.024	0.028	g
<b>Barrage</b>								
Module du Young $E_s$	31000[6]	27400	23698.78	23698.78	23698.78	23698.78	23698.78	MPa
Amortissement $\xi$ (sec)	0.1	0.178	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	sec
<b>Réservoir</b>								
Coefficient de l'onde de réflexion $\alpha$	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
Vitesse de l'onde de pression C	1440	1440	1440	1440	1440	1440	1440	m/s
<b>Fondation</b>								
Module du Young $E_f$	40000	27400	16000	34179.55	51057.47	6000	16000	MPa

**ANNEXE A.5 : Zonage sismique établi par le règlement parasismique algérien (RPA),**



**ANNEXE B.1 : Présentation de programme R**

R Version 3.0.3 (06/03/2014) - "Puppy chaud"

Copyright (C) 2014 La Fondation pour le calcul statistique R

Plate-forme: i386-w64-mingw32 / i386 (32 bits) ([www-lmpa.univ-littoral.fr](http://www-lmpa.univ-littoral.fr)).

## ANNEXE B.2 : Codes source de calcul pour chaque combinaison de charges

### ❖ Cas usuel

```
chemin<-choose.files()
chemin #afficher le chemin
table<-data.frame(read.table(chemin,header=TRUE))
table_result<-data.frame(H=h,pourcentage=pourcentage)
table
h<-table$Hf1
fv<-table$FV1
fh<-table$FH1
cpt<-0
i<-1
j<-1
l<-93
for (i in 1:10){
cpt<-0
for (j in 1:20000){
c=runif(20000,min=0,max=6000)
fi=runif(20000,min=0,max=pi/2)
cf=(fv[i]*tan(fi[j])+c[j]*l)/fh[i]
#print(cf)
if (cf< 1,33){
cpt<-cpt+1
}
}
pourcentage=(cpt/20000)*100
print (pourcentage)
table_result[i,2]<-pourcentage
}
table_result
write.table(table_result,file="C:\Documents and Settings\Administrateur\Bureau\projet
seddik\prgrammeseddik\résultats\beni 1 avec
D.txt",quote=TRUE,row.names=FALSE,col.names=TRUE)

H<-table_result$H
prctage<-table_result$pourcentage
plot (H,prctage,type="l")
```

## ❖ Cas exceptionnel

```
chemin<-choose.files()
chemin #aficher le chemin
table<-data.frame(read.table(chemin,header=TRUE))
table_result<-data.frame(H=h,pourcentage=pourcentage)
table
h<-table$Hf1
fv<-table$FV1
fh<-table$FH1
cpt<-0
i<-1
j<-1
l<-93
for (i in 1:10){
cpt<-0
for (j in 1:20000){
c=runif(20000,min=0,max=6000)
fi=runif(20000,min=0,max=pi/2)
cf=(fv[i]*tan(fi[j])+c[j]*l)/fh[i]
#print(cf)
if (cf< 1,1){
cpt<-cpt+1
}
}
pourcentage=(cpt/20000)*100
print (pourcentage)
table_result[i,2]<-pourcentage
}
table_result
write.table(table_result,file="C:\Documents and Settings\Administrateur\Bureau\projet
seddik\prgrammeseddik\résultats\beni 1 avec
D.txt",quote=TRUE,row.names=FALSE,col.names=TRUE)

H<-table_result$H
prctage<-table_result$pourcentage
plot (H,prctage,type="l")
```

## ❖ Cas Extrême

```
hemin<-choose.files()
chemin #aficher le chemin
table<-data.frame(read.table(chemin,header=TRUE))
table_result<-data.frame(H=h,pourcentage=pourcentage)
table
h<-table$Hf1
fv<-table$FV1
fh<-table$FH1
cpt<-0
i<-1
j<-1
l<-93
for (i in 1:13){
cpt<-0
for (j in 1:20000){
c=runif(20000,min=0,max=6000)
fi=runif(20000,min=0,max=pi/2)
cf=(fv[i]*tan(fi[j])+c[j]*l)/fh[i]
#print(cf)
if (cf< 1,05){
cpt<-cpt+1
}
}
pourcentage=(cpt/20000)*100
print (pourcentage)
table_result[i,2]<-pourcentage
}
table_result
write.table(table_result,file="C:\\Users\\a_zidane\\Desktop\\projet
seddik\\prgrammeseddik\\résultats\\beni 2 avec
D.txt",quote=TRUE,row.names=FALSE,col.names=TRUE)

H<-table_result$H
prctage<-table_result$pourcentage
plot (H,prctage,type="l")
```



**ANNEXE C.1** : liste des caractéristiques (la cohésion et l'angle de frottement) pour les sept barrages à étudier est représenté dans l'annexe C.1 (Cf. annexe C.1)

Barrages	Cohésion "C" et angle de frottement " $\varphi$ "	Fondation		Interface		Corps du barrage	
		Min	Max	Min	Max	Min	Max
Boussiaba	C (KPa)	2,00	2,35	0,50	4,00	5,00	4,00
	$\varphi$ (degré)	44,00	52,00	44,00	58,00	52,00	60,00
Koudiat Acerdoune	C (KPa)	0,25	0,60	0,26	4,00	5,00	4,00
	$\varphi$ (degré)	27,00	37,00	27,00	42,00	52,00	60,00
Oued Fodda	C (KPa)	0,02	0,12	0,02	0,12	2,00	3,00
	$\varphi$ (degré)	49,00	53,00	48,00	54,00	53,00	56,00
Beni Haroun	C (KPa)	1,22	2,33	0,50	4,00	7,50	11,00
	$\varphi$ (degré)	48,00	54,00	34,00	54,00	52,00	60,00
Hamiz	C (KPa)	6,45	15,00	0,50	4,00	0,10	0,40
	$\varphi$ (degré)	38,00	46,00	44,00	58,00	38,70	51,00
Cheurfas II	C (KPa)	3,00	35,00	0,02	0,12	2,00	3,00
	$\varphi$ (degré)	37,00	58,00	48,00	54,00	53,00	56,00
Rupsiabagar-Khasiabara	C (KPa)	0,15	0,70	0,15	0,70	2,00	3,00
	$\varphi$ (degré)	30,00	36,00	30,00	36,00	53,00	56,00

**ANNEXE C.2 : Bilan des forces horizontales et verticales de barrages étudiés pour différents taux de remplissages y compris le NNR et NPHE.**

**Koudiate Acerdoune**

Niveau	H/y	cas sismique				cas non sismique			
		drainage effectif		drainage défaillant		drainage effectif		drainage défaillant	
		$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
	0,08	167340,23	46558,03	165689,21	46558,03	167223,99	11170,94	165572,96	11170,94
	0,17	164582,35	48058,83	161280,30	48058,83	164460,51	12642,44	161158,46	12642,44
	0,25	162220,60	50560,15	157267,53	50560,15	162089,43	15094,94	157136,36	15094,94
	0,33	160254,98	54062,01	153650,89	54062,01	160110,75	18528,44	153506,66	18528,44
	0,41	158685,50	58564,40	150430,38	58564,40	158524,48	22942,94	150269,36	22942,94
	0,50	157512,14	64067,31	147606,00	64067,31	157330,60	28338,44	147424,46	28338,44
	0,58	156734,92	70570,76	145177,76	70570,76	156529,12	34714,94	144971,96	34714,94
	0,66	156353,82	78074,74	143145,64	78074,74	156120,05	42072,44	142911,86	42072,44
	0,74	156368,86	86579,25	141509,66	86579,25	156103,37	50410,94	141244,16	50410,94
	0,83	156780,03	96084,29	140269,80	96084,29	156479,09	59730,44	139968,86	59730,44
	0,91	157587,33	106589,86	139426,08	106589,86	157247,22	70030,94	139085,96	70030,94
NNR	0,92	157689,85	107695,45	139363,50	107695,45	157345,61	71114,94	139019,25	71114,94
NPHE	0,99	158740,57	117664,38	138987,73	117664,38	158359,15	80889,28	138606,31	80889,28

**Oued Fodda**

Niveau	H/y	cas sismique				cas non sismique			
		drainage effectif		drainage défaillant		drainage effectif		drainage défaillant	
		$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
	0,10	85703,49	21019,67	81300,03	21019,67	85700,76	3432,00	81297,30	3432,00
	0,20	83640,54	22532,19	74833,61	22532,19	83629,63	4903,50	74822,70	4903,50
	0,30	81681,15	25053,04	68470,76	25053,04	81656,59	7356,00	68446,20	7356,00
	0,40	79825,31	28582,24	62211,46	28582,24	79781,66	10789,50	62167,80	10789,50
	0,50	78073,03	33119,78	56055,71	33119,78	78004,82	15204,00	55987,50	15204,00
	0,59	76424,31	38665,67	50003,52	38665,67	76326,08	20599,50	49905,30	20599,50
	0,69	74879,14	45219,90	44054,89	45219,90	74745,45	26976,00	43921,20	26976,00
	0,79	73437,53	52782,47	38209,82	52782,47	73262,91	34333,50	38035,20	34333,50
	0,89	72099,48	61353,38	32468,30	61353,38	71878,47	42672,00	32247,30	42672,00
NNR	0,95	71407,69	66497,19	29354,61	66497,19	71158,85	47676,33	29105,77	47676,33
NPHE	0,98	71043,55	69431,46	27669,44	69431,46	70778,83	50531,04	27404,72	50531,04

## Beni Haroun

Niveau	H/y	cas sismique				cas non sismique			
		drainage effectif		drainage défailant		drainage effectif		drainage défailant	
		$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
	0,08	131971,58	31571,91	130406,23	31571,91	131832,40	2460,19	130267,05	2460,19
	0,17	128853,14	33072,70	125782,45	33072,70	128776,09	3931,69	125705,40	3931,69
	0,25	125806,17	35574,03	121230,13	35574,03	125719,79	6384,19	121143,75	6384,19
	0,34	122762,92	39075,89	116681,54	39075,89	122663,48	9817,69	116582,10	9817,69
	0,42	119723,41	43578,27	112136,68	43578,27	119607,18	14232,19	112020,45	14232,19
	0,51	116687,62	49081,19	107595,55	49081,19	116550,87	19627,69	107458,80	19627,69
	0,59	113655,57	55584,64	103058,16	55584,64	113494,56	26004,19	102897,15	26004,19
	0,68	110627,25	63088,62	98524,49	63088,62	110438,26	33361,69	98335,50	33361,69
	0,76	107602,66	71593,13	93994,56	71593,13	107381,95	41700,19	93773,85	41700,19
	0,85	104581,80	81098,17	89468,35	81098,17	104325,65	51019,69	89212,20	51019,69
NNR	0,86	104068,62	82813,53	88699,27	82813,53	103806,08	52701,57	88436,72	52701,57
	0,93	101564,67	91603,74	84945,88	91603,74	101269,34	61320,19	84650,55	61320,19
NPHE	0,99	99515,15	99319,03	81872,73	99319,03	99191,05	68884,88	81548,63	68884,88

## Hamiz

Niveau	H/y	cas sismique				cas non sismique			
		drainage effectif		drainage défailant		drainage effectif		drainage défailant	
		$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
	0,10	23939,86	6437,03	23559,48	6437,03	23937,71	1376,30	23557,32	1376,30
	0,20	23260,94	6812,23	22500,17	6812,23	23257,38	1744,17	22496,62	1744,17
	0,30	22644,26	7437,56	21503,11	7437,56	22638,37	2357,30	21497,22	2357,30
	0,40	22089,83	8313,02	20568,30	8313,02	22080,67	3215,67	20559,14	3215,67
	0,50	21597,64	9438,62	19695,72	9438,62	21584,29	4319,30	19682,37	4319,30
	0,60	21167,70	10814,35	18885,40	10814,35	21149,22	5668,17	18866,92	5668,17
NNR	0,70	20800,00	12440,21	18137,32	12440,21	20775,45	7262,30	18112,77	7262,30
	0,80	20494,55	14316,20	17451,48	14316,20	20463,01	9101,67	17419,94	9101,67
NPHE	0,88	20295,00	15997,10	16947,63	15997,10	20257,19	10749,75	16909,82	10749,75

## Cheurfas II

Niveau	H/y	cas sismique				cas non sismique			
		drainage effectif		drainage défaillant		drainage effectif		drainage défaillant	
		$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
	0,06	102556,75	22660,28	88565,24	22660,28	102265,60	3915,38	88274,09	3915,38
	0,12	100616,90	22760,87	86625,39	22760,87	100305,68	3915,38	86314,16	3915,38
	0,18	98575,71	22928,52	84584,20	22928,52	98231,03	3915,38	84239,52	3915,38
	0,24	97219,73	23163,22	83228,21	23163,22	96828,20	3915,38	82836,69	3915,38
	0,30	95877,12	23464,98	81885,61	23464,98	95425,37	3915,38	81433,86	3915,38
	0,36	94547,90	23833,80	80556,38	23833,80	94022,54	3915,38	80031,03	3915,38
	0,42	93232,05	25066,30	79240,54	25066,30	92619,71	4712,00	78628,20	4712,00
	0,49	91929,60	27408,61	77938,08	27408,61	91216,88	6551,38	77225,37	6551,38
	0,55	90640,52	30063,23	76649,01	30063,23	89814,05	8636,00	75822,54	8636,00
	0,61	89364,83	33030,15	75373,32	33030,15	88411,22	10965,88	74419,71	10965,88
	0,67	88102,52	36309,39	74111,01	36309,39	87008,39	13541,00	73016,88	13541,00
	0,73	86853,60	39900,93	72862,08	39900,93	85605,56	16361,38	71614,05	16361,38
	0,79	85618,05	43804,78	71626,54	43804,78	84202,73	19427,00	70211,22	19427,00
NNR	0,84	84493,18	47672,15	70501,66	47672,15	82912,13	22463,98	68920,62	22463,98
	0,85	84395,90	48020,94	70404,38	48020,94	82799,90	22737,88	68808,39	22737,88
	0,91	83187,12	52549,40	69195,61	52549,40	81397,07	26294,00	67405,56	26294,00
	0,97	81991,73	57390,18	68000,21	57390,18	79994,24	30095,38	66002,73	30095,38
NPHE	0,97	81944,19	57590,30	67952,68	57590,30	79938,13	30252,53	65946,62	30252,53

## Rupsiabagar-Khasiabara (Inde)

Niveau	H/y	cas sismique				cas non sismique			
		drainage effectif		drainage défaillant		drainage effectif		drainage défaillant	
		$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$	$\sum F_v$	$\sum F_H$
	0,08	40535,17	8757,65	40097,17	8757,65	40534,12	299,35	40096,12	299,35
	0,16	39684,60	9134,31	38808,58	9134,31	39681,62	667,22	38805,61	667,22
	0,24	38859,83	9762,09	37545,81	9762,09	38853,65	1280,35	37539,63	1280,35
	0,32	38060,87	10640,97	36308,84	10640,97	38050,20	2138,72	36298,17	2138,72
	0,40	37287,72	11770,96	35097,69	11770,96	37271,28	3242,35	35081,24	3242,35
	0,48	36540,37	13152,06	33912,33	13152,06	36516,88	4591,22	33888,84	4591,22
	0,56	35818,84	14784,27	32752,79	14784,27	35787,00	6185,35	32720,96	6185,35
	0,65	35123,11	16667,59	31619,05	16667,59	35081,66	8024,72	31577,60	8024,72
	0,73	34453,19	18802,01	30511,13	18802,01	34400,83	10109,35	30458,77	10109,35
	0,81	33809,07	21187,55	29429,01	21187,55	33744,53	12439,22	29364,47	12439,22
	0,89	33190,77	23824,20	28372,69	23824,20	33112,76	15014,35	28294,69	15014,35
NNR	0,95	32714,70	26114,31	27546,22	26114,31	32625,00	17251,03	27456,52	17251,03
NPHE	0,98	32540,44	27014,54	27240,56	27014,54	32446,13	18130,25	27146,25	18130,25

**ANNEXE C.3 : Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement des sept barrages pour différents taux de remplissage (méthode d'approximation de Taylor).**

**Koudiat Acerdoune**

**a-Cas extrême**

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00030	99,99970	0,00003	99,99997
	0,17	0,00003	99,99997	0,00034	99,99966	0,00003	99,99997
	0,25	0,00003	99,99997	0,00039	99,99961	0,00003	99,99997
	0,33	0,00003	99,99997	0,00046	99,99954	0,00003	99,99997
	0,41	0,00003	99,99997	0,00220	99,99780	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00312	99,99688	0,00003	99,99997
	0,58	0,00003	99,99997	0,00417	99,99583	0,00044	99,99956
	0,66	0,00003	99,99997	0,01820	99,98180	0,01473	99,98527
	0,74	0,00003	99,99997	0,02733	99,97267	0,09201	99,90799
	0,83	0,00037	99,99963	0,10013	99,89987	0,39370	99,60630
	0,91	0,00314	99,99686	0,25746	99,74254	0,76081	99,23919
NNR	0,92	0,00341	99,99659	0,28480	99,71520	0,79410	99,20590
Drainage défaillant							
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,17	0,00003	99,99997	0,00036	99,99964	0,00003	99,99997
	0,25	0,00003	99,99997	0,00042	99,99958	0,00003	99,99997
	0,33	0,00003	99,99997	0,00179	99,99821	0,00003	99,99997
	0,41	0,00003	99,99997	0,00269	99,99731	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00378	99,99622	0,00029	99,99971
	0,58	0,00003	99,99997	0,01595	99,98405	0,00398	99,99602
	0,66	0,00003	99,99997	0,02591	99,97409	0,03288	99,96712
	0,74	0,00003	99,99997	0,03707	99,96293	0,38629	99,61371
	0,83	0,00348	99,99652	0,16546	99,83454	0,80367	99,19633
	0,91	0,02716	99,97284	0,62295	99,37705	2,43882	97,56118
NNR	0,92	0,05788	99,94212	0,65737	99,34263	2,54609	97,45391

### b- Cas usuel et cas exceptionnel

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,17	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,25	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,33	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,41	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,58	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,66	0,00003	99,99997	0,00028	99,99972	0,00003	99,99997
	0,74	0,00003	99,99997	0,00042	99,99958	0,00003	99,99997
	0,83	0,00003	99,99997	0,00251	99,99749	0,00003	99,99997
	0,91	0,00003	99,99997	0,00406	99,99594	0,00040	99,99960
NNR	0,92	0,00003	99,99997	0,00422	99,99578	0,00046	99,99954
NPHE	0,99	0,00003	99,99997	0,02012	99,97988	0,01965	99,98035
Drainage défaillant							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,17	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,25	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,33	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,41	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,58	0,00003	99,99997	0,00020	99,99980	0,00003	99,99997
	0,66	0,00003	99,99997	0,00035	99,99965	0,00003	99,99997
	0,74	0,00003	99,99997	0,00190	99,99810	0,00003	99,99997
	0,83	0,00003	99,99997	0,00360	99,99640	0,00003	99,99997
	0,91	0,00003	99,99997	0,01886	99,98114	0,01650	99,98350
NNR	0,92	0,00003	99,99997	0,02021	99,97979	0,01991	99,98009
NPHE	0,99	2,83684	97,16316	0,07335	99,92665	0,14314	99,85686

## Oued Fodda

### a-Cas extrême

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,59	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,69	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,79	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00267	99,99733
	0,89	0,00307	99,99693	0,00307	99,99693	0,02725	99,97275
NNR	0,95	0,09109	99,90891	0,09109	99,90891	0,82070	99,17930
Drainage défailant							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00044	99,99956
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,02352	99,97648
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,50279	99,49721
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	2,81538	97,18462
	0,50	0,00003	99,99997	0,00011	99,99989	12,11675	87,88325
	0,59	0,00003	99,99997	0,00113	99,99887	21,48292	78,51708
	0,69	1,67909	98,32091	1,67909	98,32091	28,70824	71,29176
	0,79	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000	34,22542	65,77458
	0,89	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000
NNR	0,95	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000

**b- Cas usuel et cas exceptionnel**

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00001	99,99999
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00001	99,99999
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00001	99,99999
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00001	99,99999
	0,50	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00002	99,99998
	0,59	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,69	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00004	99,99996
	0,79	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00005	99,99995
	0,89	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00006	99,99994
NNR	0,95	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00272	99,99728
NPHE	0,98	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,20007	99,79993
Drainage défailant							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00288	99,99712
	0,59	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	1,67304	98,32696
	0,69	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	13,61928	86,38072
	0,79	0,02373	99,97627	0,02373	99,97627	25,69191	74,30809
	0,89	91,00000	9,00000	89,00000	11,00000	33,52111	66,47889
NNR	0,95	98,00000	2,00000	99,00000	1,00000	36,58000	63,42000
NPHE	0,98	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000	38,45600	61,54400



**Beni Haroun****a-Cas extrême**

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,17	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,25	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,34	0,00003	99,99997	0,00015	99,99985	0,00003	99,99997
	0,42	0,00003	99,99997	0,00019	99,99981	0,00003	99,99997
	0,51	0,00003	99,99997	0,00233	99,99767	0,00003	99,99997
	0,59	0,00003	99,99997	0,13054	99,86946	0,00011	99,99989
	0,68	0,00003	99,99997	0,15412	99,84588	0,00797	99,99203
	0,76	0,00003	99,99997	0,18624	99,81376	0,04777	99,95223
	0,85	0,00003	99,99997	0,57664	99,42336	0,31419	99,68581
NNR	0,86	0,00003	99,99997	0,81106	99,18894	0,49742	99,50258
Drainage défaillant							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,11738	99,88262	0,00003	99,99997
	0,17	0,00003	99,99997	0,13618	99,86382	0,00003	99,99997
	0,25	0,00003	99,99997	0,28448	99,71552	0,00003	99,99997
	0,34	0,00003	99,99997	0,20118	99,79882	0,00003	99,99997
	0,42	0,00003	99,99997	0,67827	99,32173	0,00003	99,99997
	0,51	0,00003	99,99997	1,77821	98,22179	0,02367	99,97633
	0,59	0,00003	99,99997	2,95869	97,04131	0,54837	99,45163
	0,68	0,00003	99,99997	7,77848	92,22152	2,78356	97,21644
	0,76	0,00003	99,99997	18,51254	81,48746	8,53995	91,46005
	0,85	0,01357	99,98643	25,00000	75,00000	18,91184	81,08816
NNR	0,86	0,02576	99,97424	32,02418	67,97582	20,14683	79,85317

**b- Cas usuel et cas exceptionnel**

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,17	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,25	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,34	0,00003	99,99997	0,00013	99,99000	0,00003	99,99997
	0,42	0,00003	99,99997	0,00013	99,98000	0,00003	99,99997
	0,51	0,00003	99,99997	0,00318	99,97000	0,00003	99,99997
	0,59	0,00003	99,99997	0,00347	99,89000	0,00003	99,99997
	0,68	0,00003	99,99997	0,00396	99,70000	0,00003	99,99997
	0,76	0,00003	99,99997	0,01333	99,32000	0,00003	99,99997
	0,85	0,00003	99,99997	0,01984	97,76000	0,00011	99,89000
NNR	0,86	0,00003	99,99997	0,02811	97,49000	0,00157	99,84000
	0,93	0,00003	99,99997	0,05811	93,51000	0,07065	97,93000
NPHE	0,99	0,00003	99,99997	0,67684	86,76000	0,46536	93,96000
Drainage défaillant							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,17	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,25	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,34	0,00003	99,99997	0,01000	99,99000	0,00003	99,99997
	0,42	0,00003	99,99997	0,02000	99,98000	0,00003	99,99997
	0,51	0,00003	99,99997	0,03000	99,97000	0,00003	99,99997
	0,59	0,00003	99,99997	0,13000	99,87000	0,00003	99,99997
	0,68	0,00003	99,99997	0,47000	99,53000	0,00003	99,99997
	0,76	0,00003	99,99997	1,61000	98,39000	0,02000	99,98000
	0,85	0,00003	99,99997	5,23000	94,77000	0,81000	99,19000
NNR	0,86	0,00003	99,99997	6,12000	93,88000	1,85000	98,15000
	0,93	0,00003	99,99997	15,57000	84,43000	7,22000	92,78000
NPHE	0,99	0,00038	99,99962	25,02000	74,98000	15,76000	84,24000

**Hamiz****a-Cas extrême**

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,40	0,00003	99,99997	0,00037	99,99963	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00308	99,99692	0,00003	99,99997
	0,60	0,00003	99,99997	0,00613	99,99387	0,00003	99,99997
NNR	0,70	0,00281	99,99719	0,16014	99,83986	0,00003	99,99997
Drainage défaillant							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00023	99,99977	0,00003	99,99997
	0,40	0,00003	99,99997	0,00171	99,99829	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00479	99,99521	0,00003	99,99997
	0,60	0,00040	99,99960	0,11942	99,88058	0,00003	99,99997
NNR	0,70	0,12228	99,87772	1,51083	98,48917	0,00003	99,99997

**b- Cas usuel et cas exceptionnel**

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00000	100,00000	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,20	0,00000	100,00000	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00001	99,99999	0,00004	99,99996	0,00003	99,99997
	0,40	0,00001	99,99999	0,00004	99,99996	0,00003	99,99997
	0,50	0,00001	99,99999	0,00004	99,99996	0,00003	99,99997
	0,60	0,00002	99,99998	0,00004	99,99996	0,00003	99,99997
NNR	0,70	0,00002	99,99998	0,00004	99,99996	0,00003	99,99997
	0,80	0,00004	99,99997	0,00338	99,99662	0,00003	99,99997
NPHE	0,88	0,00004	99,99996	0,02902	99,97098	0,00004	99,99996
Drainage défailant							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,10	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,20	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,50	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,60	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
NNR	0,70	0,00003	99,99997	0,00047	99,99953	0,00003	99,99997
	0,80	0,00003	99,99997	0,02630	99,97370	0,00003	99,99997
NPHE	0,88	0,01620	99,98380	0,51978	99,48022	0,00003	99,99997

## Cheurfas II

### a-Cas extrême

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,06	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,12	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,18	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,24	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,36	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00034	99,99966
	0,42	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00258	99,99742
	0,49	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,02147	99,97853
	0,55	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,12369	99,87631
	0,61	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,54095	99,45905
	0,67	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	1,66789	98,33211
	0,73	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	2,81598	97,18402
	0,79	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	6,26322	93,73678
NNR	0,84	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	8,36112	91,63888
Drainage défailant							
	0,06	0,00001	99,99999	0,00001	99,99999	0,00039	99,99961
	0,12	0,00002	99,99998	0,00002	99,99998	0,00039	99,99961
	0,18	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00284	99,99716
	0,24	0,00004	99,99996	0,00004	99,99996	0,00371	99,99629
	0,30	0,00005	99,99995	0,00005	99,99995	0,00371	99,99629
	0,36	0,00006	99,99994	0,00006	99,99994	0,01978	99,98022
	0,42	0,00007	99,99993	0,00007	99,99993	0,07658	99,92342
	0,49	0,00008	99,99992	0,00008	99,99992	0,17679	99,82321
	0,55	0,00009	99,99991	0,00009	99,99991	0,75537	99,24463
	0,61	0,00010	99,99990	0,00010	99,99990	2,33031	97,66969
	0,67	0,00011	99,99989	0,00011	99,99989	5,24075	94,75925
	0,73	0,00012	99,99988	0,00012	99,99988	7,73664	92,26336
	0,79	0,00013	99,99987	0,00013	99,99987	13,48098	86,51902
NNR	0,84	0,00014	99,99986	0,00014	99,99986	17,17230	82,82770

### b- Cas usuel et cas exceptionnel

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,06	0,00001	99,99999	0,00001	99,99999	0,00001	99,99999
	0,12	0,00002	99,99999	0,00002	99,99999	0,00002	99,99998
	0,18	0,00002	99,99999	0,00002	99,99998	0,00003	99,99997
	0,24	0,00003	99,99998	0,00003	99,99998	0,00004	99,99996
	0,30	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00005	99,99995
	0,36	0,00004	99,99997	0,00004	99,99997	0,00006	99,99994
	0,42	0,00004	99,99996	0,00004	99,99996	0,00007	99,99993
	0,49	0,00005	99,99996	0,00005	99,99996	0,00008	99,99992
	0,55	0,00005	99,99995	0,00005	99,99995	0,00009	99,99991
	0,61	0,00006	99,99995	0,00006	99,99995	0,00010	99,99990
	0,67	0,00006	99,99994	0,00006	99,99994	0,00011	99,99989
	0,73	0,00007	99,99994	0,00007	99,99994	0,00012	99,99988
	0,79	0,00007	99,99993	0,00007	99,99993	0,00013	99,99987
NR	0,84	0,00008	99,99993	0,00008	99,99993	0,00061	99,99939
	0,85	0,00008	99,99992	0,00008	99,99992	0,00327	99,99673
	0,91	0,00009	99,99992	0,00009	99,99992	0,09768	99,90232
	0,97	0,00009	99,99991	0,00009	99,99991	0,60575	99,39425
NPHE	0,97	0,00010	99,99991	0,00010	99,99991	0,62754	99,37246
Drainage défaillant							
	0,06	0,00001	99,99999	0,00001	99,99999	0,00001	99,99999
	0,12	0,00002	99,99998	0,00002	99,99998	0,00002	99,99998
	0,18	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,24	0,00004	99,99996	0,00004	99,99996	0,00004	99,99996
	0,30	0,00005	99,99995	0,00005	99,99995	0,00005	99,99995
	0,36	0,00006	99,99994	0,00006	99,99994	0,00006	99,99994
	0,42	0,00007	99,99993	0,00007	99,99993	0,00007	99,99993
	0,49	0,00008	99,99992	0,00008	99,99992	0,00008	99,99992
	0,55	0,00009	99,99991	0,00009	99,99991	0,00009	99,99991
	0,61	0,00010	99,99990	0,00010	99,99990	0,00010	99,99990
	0,67	0,00011	99,99989	0,00011	99,99989	0,00011	99,99989
	0,73	0,00012	99,99988	0,00012	99,99988	0,00012	99,99988
	0,79	0,00013	99,99987	0,00013	99,99987	0,00349	99,99651
NR	0,84	0,00014	99,99986	0,00014	99,99986	0,10570	99,89430
	0,85	0,00015	99,99985	0,00015	99,99985	0,11900	99,88100
	0,91	0,00016	99,99984	0,00016	99,99984	0,73419	99,26581
	0,97	0,00017	99,99983	0,00017	99,99983	2,73140	97,26860
NPHE	0,97	0,00018	99,99982	0,00018	99,99982	2,79170	97,20830

**Rupsiabagar-Khasiabara (Inde)**

**a-Cas extrême**

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,16	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,24	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,32	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00380	99,99620
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,02141	99,97859
	0,48	0,00039	99,99961	0,00003	99,99997	0,05425	99,94575
	0,56	0,00045	99,99955	0,00003	99,99997	0,09118	99,90882
	0,65	0,00081	99,99919	0,02306	99,97694	0,28116	99,71884
	0,73	0,00108	99,99892	0,06381	99,93619	0,35050	99,64950
	0,81	0,00134	99,99866	0,27173	99,72827	0,41984	99,58016
	0,89	0,00160	99,99840	0,36229	99,63771	0,48918	99,51082
NNR	0,95	0,00186	99,99814	0,45286	99,54714	0,55852	99,44148
Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,16	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,24	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00043	99,99957
	0,32	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,01619	99,98381
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,12585	99,87415
	0,48	0,00411	99,99589	0,00034	99,99966	0,68571	99,31429
	0,56	0,15834	99,84166	0,03010	99,96990	2,55288	97,44712
	0,65	3,14858	96,85142	2,45091	97,54909	6,75161	93,24839
	0,73	25,77887	74,22113	27,11161	72,88839	13,50781	86,49219
	0,81	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000	19,07390	80,92610
	0,89	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000	23,68834	76,31166
NNR	0,95	100,00000	0,00000	100,00000	0,00000	26,80612	73,19388

**b- Cas usuel et cas exceptionnel**

Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,16	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,24	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,32	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,48	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,56	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,65	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,73	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00100	99,99900
	0,81	0,00038	99,99962	0,00003	99,99997	0,00999	99,99001
	0,89	0,00072	99,99928	0,01936	99,98064	0,05072	99,94928
NNR	0,95	0,00107	99,99893	0,03868	99,96132	0,11573	99,88427
NPHE	0,98	0,00142	99,99858	0,05801	99,94199	0,22257	99,77743
Drainage effectif							
Niveau	y/H	fondation		interface		corps de barrage	
		$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
	0,08	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,16	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,24	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,32	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,40	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,48	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,56	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997
	0,65	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,00035	99,99965
	0,73	0,00003	99,99997	0,00003	99,99997	0,12138	99,87862
	0,81	0,00563	99,99437	0,00224	99,99776	1,94361	98,05639
	0,89	2,67911	97,32089	1,94415	98,05585	7,02108	92,97892
NNR	0,95	28,15625	71,84375	40,00000	60,00000	14,44656	85,55344
NPHE	0,98	96,00000	4,00000	95,00000	5,00000	16,67765	83,32235



**ANNEXE C.3 : Probabilité de défaillance et de sécurité au glissement des sept barrages pour différents taux de remplissage (méthode de Monte-Carlo).**

**Koudiat Acerdoune**

**a- Cas usuel**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,17	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,25	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,33	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,41	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,5	0,00000	100,00000	0,01000	99,99000
0,58	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,66	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,74	0,03000	99,97000	0,04000	99,96000
0,83	0,05000	99,95000	0,06000	99,94000
0,91	0,07000	99,93000	0,08000	99,92000
0,92	0,07000	99,93000	0,09000	99,91000

**b- Cas exceptionnel**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,17	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,25	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,33	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,41	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,5	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,58	0,00000	100,00000	0,01000	99,99000
0,66	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,74	0,03000	99,97000	0,04000	99,96000
0,83	0,06000	99,94000	0,06000	99,94000
0,91	0,08000	99,92000	0,09000	99,91000
0,92	0,09000	99,91000	0,09000	99,91000
0,99	0,12000	99,88000	0,13000	99,87000

### C-Cas extrême

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,40000	99,60000	0,67000	99,33000
0,17	0,64000	99,36000	0,82000	99,18000
0,25	0,77000	99,23000	0,93000	99,07000
0,33	0,86000	99,14000	1,10000	98,90000
0,41	0,95000	99,05000	1,37000	98,63000
0,50	1,04000	98,96000	1,57000	98,43000
0,58	1,13000	98,87000	1,71000	98,29000
0,66	1,86000	98,14000	2,32000	97,68000
0,74	2,43000	97,57000	2,72000	97,28000
0,83	2,85000	97,15000	3,33000	96,67000
0,91	3,27000	96,73000	4,07000	95,93000
0,92	3,71000	96,29000	4,60000	95,40000

### Oued Fodda

#### a- Cas usuel

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,1	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,2	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,3	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,4	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,5	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,59	0,02000	99,98000	0,03000	99,97000
0,69	0,03000	99,97000	0,05000	99,95000
0,79	0,04000	99,96000	0,07000	99,93000
0,89	0,05000	99,95000	0,09000	99,91000
0,95	0,06000	99,94000	0,10000	99,90000

#### b- Cas exceptionnel

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,1	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,2	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,3	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,4	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,5	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,59	0,02000	99,98000	0,02000	99,98000
0,69	0,03000	99,97000	0,04000	99,96000
0,79	0,05000	99,95000	0,06000	99,94000
0,89	0,07000	99,93000	0,08000	99,92000
0,95	0,08000	99,92000	0,11000	99,90000
0,98	0,09000	99,91000	0,13000	99,87000

**C-Cas extrême**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,1	0,34000	99,66000	0,48000	99,52000
0,2	0,47000	99,53000	0,58000	99,42000
0,3	0,66000	99,34000	0,89000	99,11000
0,4	0,74000	99,26000	1,04000	98,96000
0,5	1,24000	98,76000	1,68000	98,32000
0,59	1,71000	98,29000	2,49000	97,51000
0,69	2,28000	97,72000	3,41000	96,59000
0,79	3,00000	97,00000	5,37000	94,63000
0,89	4,12000	95,88000	7,01000	92,99000
0,95	4,82000	95,18000	8,55000	91,45000

**Beni Haroun****a- Cas usuel**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,17	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,25	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,34	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,42	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,51	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,59	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,68	0,02000	99,98000	0,02000	99,98000
0,76	0,02000	99,98000	0,04000	99,96000
0,85	0,03000	99,97000	0,05000	99,95000
0,86	0,04000	99,96000	0,05000	99,95000

**b- Cas exceptionnel**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,17	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,25	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,34	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,42	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,51	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,59	0,00000	100,00000	0,01000	99,99000
0,68	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,76	0,01000	99,99000	0,02000	99,98000
0,85	0,02000	99,98000	0,04000	99,96000
0,86	0,03000	99,97000	0,05000	99,95000
0,93	0,07000	99,93000	0,09000	99,91000
0,99	0,10000	99,90000	0,12000	99,88000

**C- Cas extrême**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,22000	99,78000	0,26000	99,74000
0,17	0,42000	99,58000	0,49000	99,51000
0,25	0,52000	99,48000	0,73000	99,27000
0,34	0,61000	99,39000	0,96000	99,04000
0,42	0,71000	99,29000	1,20000	98,80000
0,51	1,05000	98,95000	1,33000	98,67000
0,59	1,40000	98,60000	1,86000	98,14000
0,68	2,05000	97,95000	2,56000	97,44000
0,76	2,53000	97,47000	3,15000	96,85000
0,85	3,63000	96,37000	3,93000	96,07000
0,86	3,80000	96,20000	4,47000	95,53000

**Hamiz****a- Cas usuel**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,10	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,20	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,30	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,40	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,50	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,60	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,70	0,01000	99,99000	0,02000	99,98000

**b- Cas exceptionnel**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,10	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,20	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,30	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,40	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,50	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,60	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,70	0,0150	99,99000	0,02000	99,98000
0,80	0,03000	99,97000	0,03000	99,97000
0,88	0,04000	99,96000	0,08000	99,92000

**C- Cas extrême**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,10	0,03000	99,97000	0,11000	99,89000
0,20	0,12000	99,88000	0,21000	99,79000
0,30	0,20000	99,80000	0,32000	99,68000
0,40	0,31000	99,69000	0,41000	99,59000
0,50	0,50000	99,50000	0,60000	99,40000
0,60	0,70000	99,30000	0,82000	99,18000
0,70	0,85000	99,15000	1,00000	99,00000

**Rupsiabagar Khasiabara (Inde)****a- Cas usuel**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,00000	100,00000	0,00000	100,00000
0,16	0,00000	100,00000	0,01000	99,99000
0,24	0,01000	99,99000	0,05000	99,95000
0,32	0,03000	99,97000	0,08000	99,92000
0,4	0,05000	99,95000	0,12000	99,88000
0,48	0,10000	99,90000	0,17000	99,83000
0,56	0,18000	99,82000	0,25000	99,75000
0,65	0,25000	99,75000	0,33000	99,67000
0,73	0,34000	99,66000	0,60000	99,40000
0,81	0,38000	99,62000	0,83000	99,17000
0,89	0,42000	99,58000	1,10000	98,90000
0,95	0,44000	99,56000	1,46000	98,54000

**b- Cas exceptionnel**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,10000	99,90000	0,18000	99,82000
0,16	0,17000	99,83000	0,27000	99,73000
0,24	0,22000	99,78000	0,32000	99,68000
0,32	0,28000	99,72000	0,38000	99,62000
0,4	0,33000	99,67000	0,43000	99,57000
0,48	0,39000	99,61000	0,49000	99,51000
0,56	0,44000	99,56000	0,54000	99,46000
0,65	0,78000	99,22000	0,90000	99,10000
0,73	1,02000	98,98000	1,32000	98,68000
0,81	1,38000	98,62000	1,65000	98,35000
0,89	1,77000	98,23000	1,96000	98,04000
0,95	1,98000	98,02000	2,31000	97,69000

**C- Cas extrême**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,08	0,10000	99,90000	0,18000	99,82000
0,16	0,17000	99,83000	0,27000	99,73000
0,24	0,22000	99,78000	0,32000	99,68000
0,32	0,28000	99,72000	0,38000	99,62000
0,4	0,33000	99,67000	0,43000	99,57000
0,48	0,39000	99,61000	0,49000	99,51000
0,56	0,44000	99,56000	0,54000	99,46000
0,65	0,78000	99,22000	0,90000	99,10000
0,73	1,02000	98,98000	1,32000	98,68000
0,81	1,38000	98,62000	1,65000	98,35000
0,89	1,77000	98,23000	1,96000	98,04000
0,95	1,98000	98,02000	2,31000	97,69000

## Cheurfas II

### a- Cas usuel

y/H	Drainage effectif		Drainage défailant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,06	0,01000	99,99000	0,01000	99,99000
0,12	0,01000	99,99000	0,03000	99,97000
0,18	0,02000	99,98000	0,04000	99,96000
0,24	0,03000	99,97000	0,06000	99,94000
0,30	0,03000	99,97000	0,07000	99,93000
0,36	0,04000	99,96000	0,07000	99,93000
0,42	0,04000	99,96000	0,08000	99,92000
0,49	0,05000	99,95000	0,09000	99,91000
0,55	0,06000	99,94000	0,12000	99,88000
0,61	0,10000	99,90000	0,21000	99,79000
0,67	0,22000	99,78000	0,32000	99,68000
0,73	0,33000	99,67000	0,45000	99,55000
0,79	0,47000	99,53000	0,60000	99,40000
0,84	0,58000	99,42000	0,71000	99,29000

### b- Cas exceptionnel

y/H	Drainage effectif		Drainage défailant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,06	0,01000	99,99000	0,02000	99,98000
0,12	0,02000	99,98000	0,03000	99,97000
0,18	0,03000	99,97000	0,04000	99,96000
0,24	0,04000	99,96000	0,05000	99,95000
0,30	0,07000	99,93000	0,08000	99,92000
0,36	0,08000	99,92000	0,09000	99,91000
0,42	0,10000	99,90000	0,15000	99,85000
0,49	0,11000	99,89000	0,20000	99,80000
0,55	0,13000	99,87000	0,29000	99,71000
0,61	0,14000	99,86000	0,36000	99,64000
0,67	0,20000	99,80000	0,40000	99,60000
0,73	0,27000	99,73000	0,50000	99,50000
0,79	0,33000	99,67000	0,57000	99,43000
0,84	0,39000	99,61000	0,72000	99,28000
0,85	0,41000	99,59000	0,73000	99,27000
0,91	0,59000	99,41000	0,79000	99,21000
0,97	0,77000	99,23000	0,92000	99,08000
0,97	0,80000	99,20000	1,00000	99,00000
0,67	0,20000	99,80000	0,40000	99,60000
0,73	0,27000	99,73000	0,50000	99,50000
0,79	0,33000	99,67000	0,57000	99,43000
0,84	0,39000	99,61000	0,72000	99,28000
0,85	0,41000	99,59000	0,73000	99,27000
0,91	0,59000	99,41000	0,79000	99,21000
0,97	0,77000	99,23000	0,92000	99,08000
0,97	0,80000	99,20000	1,00000	99,00000

**C- Cas extrême**

y/H	Drainage effectif		Drainage défaillant	
	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$	$P_f \times 10^{-2}$	$P_s \times 10^{-2}$
0,06	0,05000	99,95000	0,10000	99,90000
0,12	0,09000	99,91000	0,15000	99,85000
0,18	0,16000	99,84000	0,24000	99,76000
0,24	0,23000	99,77000	0,32000	99,68000
0,30	0,26000	99,74000	0,40000	99,60000
0,36	0,28000	99,72000	0,48000	99,52000
0,42	0,31000	99,69000	0,52000	99,48000
0,49	0,33000	99,67000	0,65000	99,35000
0,55	0,46000	99,54000	0,77000	99,23000
0,61	0,58000	99,42000	0,90000	99,10000
0,67	0,71000	99,29000	1,02000	98,98000
0,73	0,84000	99,16000	1,15000	98,85000
0,79	1,35000	98,66000	1,62000	98,38000
0,84	1,78000	98,22000	2,08000	97,92000