

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 à l'étude de stabilité des barrages poids par une
approche semi -probabiliste aux états limites.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 7-0003-13

APA Citation (APA توثيق):

Naib, Djamilia (2013). Contribution à l'étude de stabilité des barrages poids par une
approche semi -probabiliste aux états limites[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بثمين 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 MAGISTERE
DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE**

Présenté par

Djamila NAIB

Pour obtenir le grade de

MAGISTERE DE L'ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE

Spécialité :

Génie de l'eau

Sujet du mémoire :

**Contribution à l'étude de stabilité des barrages poids par une approche semi -
probabiliste aux états limites**

Mémoire présenté et soutenu à Blida le 17 / 12 / 2013 devant le jury composé de

Mr M.MEDDI	Professeur	Président
Mr M.K.MIHOUBI	Maître de conférences, Cl. A	Directeur
Mr B.SALAH	Professeur	Examineur
Mr D.AMAR BOUZID	Maître de conférences, Cl. A	Examineur
Mr B.REMINI	Professeur	Examineur

Année Universitaire 2013/2014

عادة في الجزائر، لتصميم السدود من نوع سد جاذبية، لا يبرر الا بالحساب. هذا الأخير ، على الرغم من عدم كفاية ، لديه ميزة أنه ينفذ بسهولة. لأنها لا تأخذ في الاعتبار تشتت كل من المعلمات المشاركين في الحساب، مما قد يؤدي إلى الإفراط في التصميم مما يثبت انه غير اقتصادي من حيث أعمال التصميم التي لا تعكس واقع عملية حسابية فعالة وكافية لمثل هذه الأعمال .

يهدف عملنا اولا لتطوير طريقة شبه احتمالية ثم دراسة مقارنة ل ثلاثة مناهج هي حتمية وشبه احتمالية و احتمالية . تم تمديد هذا العمل لدراسة تأثير بعض المعلمات على الاستقرار وحالة الإجهاد في السدود الجاذبية. ونطبق هذه المناهج على ستة سدود (واد فضة، بوسياية ، كوديت اسردون ، بني هارون، حمير و شرفة) باستعمال CADAM

الكلمات الرمزية : سد الجاذبية - شبه الاحتمالية - CADAM - EUROCODE - القطعية - الاحتمالية - استقرار- الاجهاد

Résumé

D'habitude en Algérie, pour le dimensionnement des barrages, type poids, le calcul déterministe n'est justifié que dans un seul format. Ce dernier, bien qu'insuffisant, présente l'avantage d'être mis facilement en œuvre. En effet, il ne permet pas de prendre en compte la dispersion de chacun des paramètres intervenant dans le calcul, ce qui peut conduire à des surdimensionnements. Ce dernier s'avère non économique sur le plan dimensionnement de l'ouvrage ce qui ne reflète pas la réalité d'un calcul performant et adéquat de tels ouvrages.

Notre travail a pour objectif d'abord un développement de la méthode semi probabiliste et par la suite une étude comparative entre trois approches à savoir déterministe, semi probabiliste et probabiliste .Ce travail s'est élargi à l'étude de l'influence de quelques paramètres sur la stabilité et l'état des contraintes des barrages poids.

Une étude de cas concrets portant sur six barrages (Oued Fodda, Boussiaba, Koudiat Acerdoune, Beni Haroun, Hamiz et Cheurfa II) a été considérée à savoir une application numérique de logiciel CADAM.

Mots-clés : Barrage poids – Semi –probabiliste– CADAM –EUROCODE– Déterministe – probabiliste – Coefficient partiel –Coefficient modèle – Stabilité –Contrainte

Summary

Usually in Algeria, for the design of dams, gravity type, deterministic calculation is justified in only one format. The latter, although insufficient, has the advantage of be easily implemented. Indeed, it does not take into account the dispersion of each of the parameters involved in the calculation, which may lead to oversizing. It proves uneconomical in terms of structuredesign that does not reflect the reality of an efficient and adequate calculation of such structure.

Our work aims to develop in the first semi probabilistic method and then a comparative

study of three approaches namely deterministic, probabilistic and semi probabilistic. This work was extended to study the influence of some parameters on the stability and the state of stress of gravity dams.

Practical case studies on six dams (Oued Fodda, Boussiaba, Koudiat Acerdoune, Beni Haroun, Hamiz and Cheurfa II) were considered namely digital application CADAM software.

Keywords: Gravity dam-Semi-probabilistic -CADAM-Eurocodes -deterministic-Probabilistic -Partial factor-factor model- Stability-Stress

TABLE DES MATIERES

Introduction générale.....	1
Chapitre I : état de connaissances sur la théorie de calcul de stabilité par les méthodes déterministes d'un barrage poids	
Introduction.....	4
I.1 Généralité sur les barrages poids.....	4
I.1.1 Définition.....	4
I.1.2 Construction des barrages poids.....	5
I.1.3 Calcul du volume de béton d'un barrage poids	6
I.1.4 Risques spécifiques liés aux barrages poids.....	7
I.1.5 Grandes catastrophes de barrages poids	7
I.1.6 Différents types de barrages poids.....	9
I.1.7 Valeurs guides du poids volumique.....	14
I.1.8 Influence de la fissuration et drainage sur les sous –pression sous barrages poids et les contraintes normales.....	15
I.1.9 Influence du séisme sur les barrages poids.....	15
I.1.10 Influence de l'inclinaison du parement amont	16
V. 1.11 Influence de l'évolution des sédiments	16
I.2 Théorie de calcul de stabilité par les méthodes déterministes d'un barrage poids.....	17
I.2.1 Principe général des méthodes déterministes.....	17
I.2.2 Analyse de la stabilité.....	19
I.2.3 I.2.3.Les résistances des matériaux.....	23
Conclusion.....	25
Chapitre II : développement d'une méthode semi probabiliste de calcul aux états limites d'un barrage poids	
Introduction	26
II.1 Application des méthodes semi – probabiliste.....	27
II.2 Aperçu sur normes Eurocodes.....	28
II.2.1 Définition.....	28
II.2.2 Historique des Eurocodes.....	28
II.2.3 Familles d'Eurocodes.....	29
II.2.4 Les barrages et les Eurocodes	29
II.3 Principe de l'analyse semi-probabiliste par la méthode des coefficients partiels	30
II.3.1 Situations du projet.....	33
II.3.2 Classement des actions.....	35
II.3.3 Valeurs représentatives des actions.....	36
II.3.4 Combinaisons des actions	41
II. 3.5 Valeur représentative de la résistance	45
II.3.6 Les états limites.....	48
II.3.7 Calcul aux états limites des barrages poids	51
Conclusion.....	55
Chapitre III : présentation du logiciel CADAM	
Introduction	56
III.1 Objectif du CADAM.....	56
III.2 Capacités d'analyses	57
III.3 Capacités de modélisation.....	57
III.4 Résultats de sortie	63

III.5	Information de base de modélisation.....	63
III.5.1	Unités.....	63
III.5.2	Hypothèses de base de la méthode de gravite.....	63
III.5.3	Signes conventionnels.....	64
III.6	Analyse de stabilité et des contraintes.....	65
III.6.1	Réalisation d'analyse structurelle.....	65
III.6.2	Analyse des contraintes et calculs longueur de la fissure	65
III.6.3	Analyse de stabilité.....	65
III.6.4	Évaluation de la sécurité pour les charges statiques.....	67
III.6.5	Évaluation de la sécurité pour les charges sismiques.....	68
III.6.6	Évaluation de la sécurité pour les post-sismiques conditions.....	69
III.7	Aperçu sur les méthodes utilisées pour l'analyse.....	70
III.7.1	Analyse probabiliste : méthode de simulation de monte Carlo (SMC).....	70
III.7.2	Analyse pseudo - statique	70
III.7.3	Analyse pseudo - dynamique	72
	Conclusion.....	78

CHAPITRE IV : Caractéristique des barrage des cas d'études

Introduction	79
IV.1 Barrage Cheurfa II.....	79
IV.2 Barrage Oued Fodda.....	81
IV.3 Barrage Hamiz.....	81
IV.4 Barrage Beni Haroun.....	84
IV.5 Barrage KoudiatAcerdoune.....	86
IV.6 Barrage Boussiaba	87
Conclusion.....	88

CAHPITRE V : Etude de stabilité par approche déterministe semi probabiliste et probabiliste

Introduction.....	89
V.1 Analyse déterministe	89
V.1.2 Données d'entrée pour l'analyse déterministe des six barrages.....	89
V.1.3 Résultats de l'analyse déterministe pour les différentes combinaisons de charge	90
V.2 Analyse semi - probabiliste	115
V.2.1 Données d'entrée pour l'analyse semi - probabiliste.....	115
V.2.2 Résultats de l'analyse semi - probabiliste pour les différentes combinaisons de charge	117
V.3 Analyse probabiliste.....	127
V.3.1 Données d'entrées pour l'analyse probabiliste des six barrages.....	127
V.4 Comparaison entre l'approche déterministe semi probabiliste et probabiliste	136
V.5 Etude de l'influence de quelques paramètres sur la stabilité et état de contrainte des barrages poids	144
V.5.1 Influence de l'inclinaison du parement amont	144
V. 5.2 Influence de l'évolution des sédiments	146
V.5.3 Influence des matériaux de construction.....	149
V.5.4 Influence de la poussée des glaces.....	149
Conclusion.....	150
Conclusion générale	152

LISTE DES FIGURES

- I.1** : Géométrie simplifiée d'un site de barrage.
I.2: Le barrage de Cheurfa, après travaux : nouvel appui RD vers l'amont.
I.3 : Géométrie d'un barrage en B.C.R.
I.4 : Répartition des charges.
I.5 : Evolution de l'envasement dans barrage Oued Fodda
I.6 : Différents types de charge s'exerçant sur un barrage Poids.
I.7 :Justification de non glissement dans les barrages poids
II.1 : Schéma explicatif des différents liens entre les Eurocodes.
II.2 : Représentation graphique des coefficients de sécurité pour l'approche semi- probabiliste.
II.3 .Risque de ruine des constructions
II.4 : Définition de la marge de sécurité
II.5 : Démarche de la justification de la stabilité d'un barrage-poids
II.6 : Représentation schématique des valeurs caractéristiques des actions permanentes
II.7 : Evolution de poussée des glaces en fonction de l'épaisseur
II.8 :Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité
II.9: Probabilité d'atteinte des Etats Limites
III.1 : Géométrie du barrage d'Oued Fodda
III.2 : Liste des masses concentrées
III.3 : Propriétés des matériaux du barrage Oued Fodda
III.4 : Introduction des caractéristiques des joints de levées
III.5 : Introduction des charges du bief amont et aval du réservoir du barrage
OUED FODDA
III.6 : Introduction des caractéristiques des sédiments
III.7 : Données relative au système de drainage et sous-pressions
III.8 : Schéma représentatif de section type du barrage d'Oued Fodda
III.9 : Paramètres de l'analyse pseudo statique du barrage Oued Fodda
III.10 : Caractéristiques de l'analyse pseudo-dynamique
III.11 : Introduction des données relatives aux combinaisons de charges
III.12 : Introduction des données relatives à l'analyse probabiliste
III.13 : Directions positives des forces
III.14 : Description des contraintes agissantes sur le béton
III.15 : Le sens positif des forces d'inertie
III.16 : Schéma explicatif de la résistance au glissement, cas d'une assise incliné
III.17 :Résistance passive à l'aval d'un barrage poids
III.18 : Facteur de correction (K_{θ})
III.19 : Principe de correction pour les faces amont inclinées
IV.1 : Description de la géologie de la fondation du barrage Cheurfa II
IV.2 : Coupe-type du barrage Cheurfa II
IV.3: Situation du barrage Oued Fodda
VI.4 : Géologie du site
IV.5 : Situation du barrage Hamiz
IV.6 : Plan de localisation du barrage de Beni Haroun
IV.7: Carte géologique du barrage Beni Haroun
IV.8 : Situation du site du barrage de Boussiaba

- V.1 :** Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Oued Fodda selon l'analyse déterministe.
- V.2 :** Evolutions des contraintes normales à l'aval du barrage Oued Fodda selon l'analyse déterministe.
- V.3 :** Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charges normale du barrage Oued Fodda
- V.4 :** Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Oued Fodda
- V.5 :** Évolution des contraintes normales à l'amont du barrage Boussiaba selon l'analyse déterministe
- V.6 :** Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Boussiaba selon l'analyse déterministe
- V.7 :** Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charge normale du barrage Boussiaba.
- V.8 :** Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Boussiaba
- V.9 :** Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Koudiat Acerdoune selon l'analyse déterministe
- V.10 :** Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Koudiat Acerdoune selon l'analyse déterministe
- V.11 :** Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charges normale du barrage Koudiat Acerdoune
- V.12 :** Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Koudiat Acerdoune
- V.13 :** Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Cheurfa II selon l'analyse déterministe
- V.14 :** Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Cheurfa II selon l'analyse déterministe
- V.15 :** Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charge normale pour barrage Cheurfa II.
- V.16 :** Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Cheurfa II
- V.17 :** Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Hamiz selon l'analyse déterministe
- V.18 :** Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Hamiz selon l'analyse déterministe
- V.19 :** Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charge normale pour barrage Hamiz
- V.20 :** Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Hamiz
- V.21 :** Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Beni Haroun selon l'analyse déterministe
- V.22 :** Evolution des contraintes normales à l'Aval du barrage Beni Haroun selon l'analyse déterministe
- V.23 :** Diagramme des Contraintes pour la combinaison de charge normale pour barrage Beni Haroun
- V.24 :** Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Beni Haroun

V.25 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Oued Fodda par méthode semi probabiliste

V.26 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Oued Fodda par méthode semi – probabiliste.

V.27 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Boussiaba par méthode semi – probabiliste

V.28 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Boussiaba par méthode semi-probabiliste

V.29 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Koudiat Acerdoune par méthode semi – probabiliste

V.30 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Koudiat Acerdoune par méthode semi probabiliste

V.31 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Cheurfa II par méthode semi probabiliste

V.32 : Evolution des contraintes normales à l'Aval du barrage Cheurfa II par méthode semi probabiliste

V.33 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Hamiz par méthode semi probabiliste

V.34 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Hamiz par méthode semi probabiliste

V.35 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Beni Haroun par méthode semi probabiliste

V.36 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Beni Haroun par méthode semi probabiliste

V.37 : Facteur de sécurité au glissement en fonction de la hauteur du barrage Oued Fodda pour les différentes combinaisons de charges

V.38 : Evolutions des contraintes normales à l'aval du barrage Oued Fodda pour les différentes combinaisons de charges

V.39 : Facteur de sécurité au glissement en fonction de la hauteur du barrage Hamiz pour les différentes combinaisons de charges

V.40 : Evolutions des contraintes normales à l'aval du barrage Hamiz pour les différentes combinaisons de charges

V.41 : Facteur de sécurité au glissement en fonction de la hauteur du barrage Boussiaba pour les différentes combinaisons de charges

V.42 : Evolutions des contraintes normales à l'aval du barrage Boussiaba pour les différentes combinaisons de charges

V. 43 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charge normale Pour un parement amont vertical

V.44 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charges normale pour un parement amont incliné

V.45 : Influence d'évolution des sédiments sur la stabilité au glissement

V.46 : Influence d'évolution des sédiments sur la stabilité au glissement

V.47 : Influence d'évolution des sédiments sur les contraintes normales aval des six barrages

V.48 : Influence des matériaux de construction du corps de barrage sur le facteur de sécurité de glissement et les contraintes normale aval pour la combinaison de charge

V.49 : Influence de la charge de glace sur la stabilité au glissement est les contraintes normales aval des barrages.

Notation et symbole

A	(M)	Poids des agrégats
A	(L ²)	Surface de l'étude pour la cohésion
A _c	(L ²)	Surface en compression
A	(L ²)	Surface du plan de rupture potentiel de développement de la cohésion c
A _p	(-)	Coefficient de force hydrodynamique
C	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion
C _{fond}	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion de la fondation
C _b	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion du corps du barrage
C _k	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Valeur caractéristique de la cohésion
C	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion (apparente ou réelle)
C	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Cohésion
C _e	(-)	Facteur dépendant principalement de la profondeur de l'eau et de la période de vibration sismique caractérisant le contenu de fréquence des mouvements du sol appliqués
C	(LT ⁻¹)	Vitesse des ondes de pression dans de l'eau
C _T	(-)	Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage
D	(ML T ⁻²)	Forces d'inertie dues aux séismes
E _s	(ML T ⁻²)	Module d'Young de l'élasticité du béton en pouce
E _o	(ML T ⁻²)	Poussée hydrostatique amont
E _{u h}	(ML T ⁻²)	Poussée hydrostatique horizontale
E _w	(ML T ⁻²)	Poids de l'eau agissant sur la structure
E _{u v}	(ML T ⁻²)	Poussée hydrostatique verticale
F _T	(ML T ⁻²)	Poussée des terres
F _s	(-)	Facteur de sécurité contre le glissement
F _φ	(-)	Coefficient partiel de sécurité en ce qui concerne le frottement
F _c	(-)	Coefficient partiel de sécurité en ce qui concerne la cohésion
F _{Rep}	(ML T ⁻²)	Valeur représentative des actions
F _d	(ML T ⁻²)	Actions de calcul
F _{st}	(ML T ⁻²)	Force hydrostatique totale sur le barrage
G _k	(ML T ⁻²)	Valeur caractéristique des actions permanentes
G _m	(ML T ⁻²)	Valeur moyenne des actions permanentes
G _{k, sup}	(ML T ⁻²)	Valeur caractéristique supérieure des actions permanentes
G _{k, i, inf}	(ML T ⁻²)	Valeur caractéristique minimale des actions permanentes
G _{0K}	(ML T ⁻²)	Valeur nominale du poids propre du barrage
G _{0min}	(ML T ⁻²)	Valeur nominale minimale du poids propre du barrage
G _{0max}	(ML T ⁻²)	Valeur nominale maximale du poids propre du barrage
G _{1K}	(ML T ⁻²)	Valeur nominale de la poussée des sédiments
G _{2K}	(ML T ⁻²)	Valeur nominale de l'action d'une recharge aval
G _{2min}	(ML T ⁻²)	Valeur nominale minimale de l'action d'une recharge aval
G _{3k}	(ML T ⁻²)	Action de tirants précontraints
G _{di}	(ML T ⁻²)	Valeurs de calcul des actions permanentes
G _{d0}	(ML T ⁻²)	Valeurs de calcul du poids propre du barrage
G _{d1}	(ML T ⁻²)	Valeurs de calcul de la poussée des sédiments
G _{d2}	(ML T ⁻²)	Valeurs de calcul de l'action d'une recharge aval
H	(L)	Hauteur du barrage poids
H _{d (y)}	(ML T ⁻²)	Additionnelle totale force hydrodynamique horizontale agissant au-dessus de la profondeur y pour une unité de largeur de la digue
H _s	(L)	Hauteur du barrage en ft
H	(L)	Profondeur de l'eau retenue
I	(ML ² T ⁻²)	Moment d'inertie du ligament non fissuré

K	(-)	Coefficient de sécurité
K_{θ}	(-)	Facteur de correction pour le barrage en pente avec un angle θ
L_c	(L)	Largeur du site simplifié au niveau de la crête
L_b	(L)	Largeur du site au niveau de la base
L	(L)	Largeur de la section
L	(L)	Longueur de la fissure
L'	(L)	Longueur de la section non fissurée étudiée
L_1	(-)	Coefficient généralisée de force de tremblement de terre
M_s	($ML^2 T^{-2}$)	Moment stabilisateur
M_r	($ML^2 T^{-2}$)	Moment de renversement
M	(-)	Marge de sécurité
M	($ML^2 T^{-2}$)	Moment de cette résultante par rapport au centre de la section
N	($ML T^{-2}$)	Composante normale de la résultante des actions s'appliquant sur la section considérée
N	($ML T^{-2}$)	Composantes normales des actions agissant sur la section étudiée
N_u	(-)	Nombre de cycles de simulation de chaque défaillance
N	(-)	Nombre total de cycles de simulation
P	($ML T^{-2}$)	Poids propre du barrage
P_s	($ML T^{-2}$)	Poids propre de la structure et des équipements qui sont attachés
P^*	(-)	Point de conception où la défaillance est la plus probable
P_f	(-)	Probabilité de défaillance
P_u	(-)	Probabilité de défaillance
P_1	($ML^{-1} T^{-2}$)	Pression hydrodynamique
P_{sc}	($ML^{-1} T^{-2}$)	Pression hydrodynamique associée à des modes de vibration plus élevés
P_{st}		Pression hydrostatique initiale due à différentes charges
P_q	(-)	Pénalité à retenir
Q	($ML T^{-2}$)	Actions variables
Q_1	($ML T^{-2}$)	Poussée hydrostatique amont
Q_{d1}	($ML T^{-2}$)	Valeur de calcul de la poussée hydrostatique amont
Q_3	($ML T^{-2}$)	Poussée hydrostatique aval
Q_2	($ML T^{-2}$)	Action des sous-pressions
Q_4	($ML T^{-2}$)	Action de la glace
Q_{qp}	($ML T^{-2}$)	Valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau
Q_v	($ML T^{-2}$)	Verticales des forces d'inertie en béton
Q_h	($ML T^{-2}$)	Forces hydrodynamiques horizontales
R	($ML^{-1} T^{-2}$)	Résistance du matériau constitutif de la structure
R	($ML T^{-2}$)	Force maximal entraînement horizontal qui peut résister
R_r	(-)	Rapport de la période de la prolongation en raison des effets hydrodynamiques.
R_f	(-)	Rapport de la période de prolongation en raison de fondation rocheuse effets de flexibilité
R_w	(-)	Rapport de la période
R	(-)	Coefficient de comportement de la structure
S	($ML^{-1} T^{-2}$)	Sollicitation
S	($ML T^{-2}$)	Sous -pression totale
S	($ML T^{-2}$)	Sous - pression agissant sous la base de la structure
S_i	(-)	Catégorie de site
$S_a(T_1, \xi_1)$	(LT^{-2})	Pseudo-accélération ordonnée du spectre de calcul des séisme
S_a	(-)	Coefficient d'accélération spectrale
T	($ML T^{-2}$)	charges secondaires thermiques
T	($ML T^{-2}$)	Composantes tangentielles des actions agissant sur la section étudiée
T_1	(T)	Période fondamentale de vibration des barrages poids en béton, en

T_f	(T)	sec sur la roche de fondation rigide avec réservoir vide
\bar{T}_1	(T)	Période de vibration naturelle du barrage en quelques secondes sur la roche de fondation flexible avec réservoir vide
T	(T)	période de vibration naturelle du barrage en quelques secondes sur la roche de fondation flexibles avec de l'eau mis en fourrière
(T_1, T_2)	(T)	Période fondamentale de la structure
$\tan\phi_k$	(-)	Périodes caractéristiques
U	(ML T ⁻²)	Valeur caractéristique de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau
U	(ML T ⁻²)	Résultante de la force de sous pression
U	(ML T ⁻²)	Force des sous pressions résultante normale du joint incliné
V_P	(L ³)	Forces de soulèvement dues au sous pressions
$\text{Var}(P_u)$	(-)	Volume de béton d'un barrage poids
$W_S(y)$	(M T ⁻²)	Variance de la probabilité de défaillance
y	(L)	Poids du barrage par unité de hauteur
acc_v	(LT ⁻²)	Distance au-dessous de la surface de réservoir
acc	(-)	Accélération verticale de la roche
		Coefficient d'accélération horizontale sismique appliquée à la base du barrage exprimée en termes d'accélération maximale du sol ou de l'accélération spectrale (fraction de g)
a_g	(LT ⁻²)	Accélération maximale du sol,
f_t	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Résistance à la traction
f_c	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Résistance à compression
f_k	(ML T ⁻²)	Valeur caractéristique de la résistance
f_d	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Résistances de calcul des matériaux
f_k	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Valeur caractéristique de la résistance d'un matériau
$f_{k\text{inf}}$	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Valeur caractéristique minimale de la résistance d'un matériau
$f_{k\text{sup}}$	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Valeur caractéristique supérieur de la résistance d'un matériau
f_{nom}	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Valeurs nominales de la résistance d'un matériau
f_m	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Valeur moyenne de la résistance d'un matériau
f_{tk}	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau examiné
f_{ck}	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Valeur caractéristique de la résistance à la compression du matériau examiné
$f_1(y)$	(ML T ⁻²)	Forces sismiques latérales équivalentes associées à la mode de vibration fondamentale
$f_{sc}(y)$	(ML T ⁻²)	Équivalent force de tremblement de terre latéral en raison de modes de vibration plus élevée
g	(-)	Fonction d'état limite
g	(LT ⁻²)	Accélération de gravité
$g_p(y, \tilde{T}_r)$	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Terme de la pression hydrodynamique
h	(L)	Hauteur totale du réservoir
m_R	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Résistance moyenne d'un matériau
m_S	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Sollicitation moyenne
α	(-)	Angle entre le plan de glissement incliné et l'horizontale
r_1	(-)	Grandeur de réponse associé à le mode de vibration fondamental
r_{sc}	(-)	Grandeur de réponse associé à le mode de vibration plus élevés
r_d	(ML ⁻¹ T ⁻²)	Total des contraintes dans le barrage
r_{st}	(-)	Valeur initiale avant le séisme
r_{max}	(-)	Valeur totale de la quantité de réponse
t_e	(T)	Période pour caractériser l'accélération sismique imposée au barrage
α	(-)	Coefficient de réflexion de l'onde

γ_w	(ML ⁻² T ⁻²)	Poids volumique de l'eau
γ_F	(-)	Coefficient partiel de sécurité lié aux incertitudes sur les actions
γ_m	(-)	Coefficient partiel de sécurité lié aux incertitudes sur les matériaux
γ_d	(-)	Coefficient de sécurité partiel lié aux incertitudes sur la modélisation
γ_M	(-)	Coefficient de sécurité partiel lié au degré de fiabilité requis.
γ_b	(ML ⁻² T ⁻²)	Poids volumique du corps du barrage
$\gamma_{b \max}$	(ML ⁻² T ⁻²)	Poids volumique maximal
$\gamma_{b \min}$	(ML ⁻² T ⁻²)	Poids volumique minimal
$\gamma_{\text{sédiment}}$	(ML ⁻² T ⁻²)	Poids volumique du sédiment
γ_{recharge}	(ML ⁻² T ⁻²)	Poids volumique De la recharge aval
$\gamma_{m \text{ f t}}$	(-)	Coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau
$\gamma_{m \tan\phi}$	(-)	Coefficient partiel de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau
γ_{mC}	(-)	Coefficient partiel de la cohésion
γ_{d1}	(-)	Coefficient de modèle de l'états-limites de résistance à l'effort tranchant
γ_{mfc}	(-)	Coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la compression
γ_{d2}	(-)	Coefficient de modèle de l'états-limites de résistance à la compression
$\gamma_{m \text{ ft-q p}}$	(-)	Coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau pour la combinaison de charge quasi-permanente
$\gamma_{m \text{ ft-rare}}$	(-)	Coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau pour la combinaison de charges rares
$\gamma_{m \text{ ft-ext}}$	(-)	Coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la traction du matériau pour la combinaison de charges extrêmes.
γ_{mC-qp}	(-)	Coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la compression pour la combinaison de charge quasi-permanente
$\gamma_{mC-rare}$	(-)	Coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la compression pour la combinaison de charges rares
$\gamma_{mC-ext.}$	(-)	Coefficient partiel venant affecter la valeur caractéristique de la résistance à la compression pour la combinaison de charges extrêmes.
$\gamma_{m \tan\phi-qp}$	(-)	Coefficient partiel de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau pour la combinaison de charge quasi-permanente
$\gamma_{m \tan\phi-rare}$	(-)	Coefficient partiel de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau pour la combinaison de charges rares
$\gamma_{m \tan\phi-ext.}$	(-)	Coefficient partiel de la tangente de l'angle de frottement interne du matériau pour la combinaison de charges extrêmes
γ_e	(ML ⁻³)	Masse volumique efficace de l'eau
Δa	(L)	Incertitudes sur la géométrie
ΣW	(ML T ⁻²)	Charges permanentes
ΣP_u	(ML T ⁻²)	Sous pressions totale
ΣF_H	(ML T ⁻²)	Somme des forces horizontales
ΣV	(ML T ⁻²)	Somme de toutes les charges verticales, y compris les sous-pressions
ΣM	(ML ² T ⁻²)	Moment autour du centre de gravité du ligament non fissuré de toutes les charges, y compris les sous-pressions

ΣM_s	$(ML^2 T^{-2})$	Somme des moments de stabilisation autour l'aval ou l'amont fin du joint considéré
ΣM_0	$(ML^2 T^{-2})$	Somme des moments de renversement
ΣV	$(ML T^{-2})$	Somme des forces verticales à l'exclusion dessous-pressions
ΣH	$(ML T^{-2})$	Somme des forces horizontales
ΣH_d	$(ML T^{-2})$	Somme des forces d'inertie horizontales en béton
ΣH	$(ML T^{-2})$	Somme des forces horizontales
ΣV	$(ML T^{-2})$	Somme des forces verticales
ΣV	$(ML T^{-2})$	Somme des forces verticales à l'exclusion des sous pressions
$\delta (P_u)$	(-)	Coefficient de variation
θ		angle de la face par rapport à la verticale
ξ_1	(-)	Facteur d'amortissement pour le barrage de fondation rocheuse flexible avec de l'eau mis en fourrière
ξ_1	(-)	Facteur d'amortissement du barrage sur la roche de fondation rigide avec réservoir vide
ξ_r	(-)	Amortissement supplémentaire dû à l'interaction barrage-eau et l'absorption fond du réservoir
ξ_f	(-)	Rayonnement des matériaux ajoutés et d'amortissement du matériau dû à l'interaction roche barrage - fondation.
ξ	(-)	Pourcentage d'amortissement critique
η	(-)	Facteur de correction d'amortissement
ρ_B	(-)	Densité du béton
ρ_w	(-)	Densité de l'eau
σ_{adm}	$(ML^{-1}T^{-2})$	Contrainte admissible
σ_r	$(ML^{-1}T^{-2})$	Contrainte de ruine
σ_R	$(ML^{-1}T^{-2})$	Ecart type de la résistance
σ_S	$(ML^{-1}T^{-2})$	Ecart type de la sollicitation
$\sigma_{.28}$	$(ML^{-1}T^{-2})$	Contrainte à la rupture en compression du béton à 28 jours
σ_n	$(ML^{-1}T^{-2})$	Contraintes normales
σ	$(ML^{-1}T^{-2})$	Contrainte normale calculée à l'extrémité aval de la fissure
σ_1	$(ML^{-1} T^{-2})$	Contraintes principalesmaximalesassociés au modefondamental de vibration
σ_{y1}	$(ML^{-1} T^{-2})$	Contrainte normale de flexion associée au mode fondamental de vibration
$\sigma_{y, sc}$	$(ML^{-1} T^{-2})$	Contraintes de flexion normale associée à des modes de vibration plus élevés
σ_{st}	$(ML^{-1} T^{-2})$	Contraintes principale initial maximal dues aux différentes charges
$\sigma_{y, st}$	$(ML^{-1} T^{-2})$	Contraintes normalesinitialesdues àdifférentes charges
τ_c	$(ML^{-1}T^{-2})$	Cohésion de la matière ou de la contrainte de cisaillement admissible au niveau du plan considéré
τ	(-)	Facteur de dimensionnement
φ	(-)	Angle de frottement interne
φ_b	(-)	Angle de frottement du corps du barrage
$\varphi_{recharge}$	(-)	Angle de frottement de la recharge aval
Φ		Angle de frottement (valeur de crête ou résiduelle)
Φ	(-)	Angle de frottement
$\varphi (y)$	(-)	Fondamentale forme de mode de vibration
ψ_0	(-)	Coefficient de combinaison

LISTE DES ACRONYMES

ANBT	Agence National des Barrages et Transfert
BCV	Béton conventionnel vibré
BCR	Béton compacté au rouleau
CDSA	Association canadienne de sécurité des barrages (<i>Canadian Dam Safety Association</i>)
ENV	Normes Européen provisoires
ELU	État Limite Ultime
ELS	État Limite de Service
FERC	<i>Federal Energy Regulatory Commission</i>
ICOLD	Comité Internationaldes Grands Barrages
LRFD	Load and Resistance Factor Design
LMR	Laboratoire de Mécanique des Roches
NNR	Cote de retenue normale
NPHE	Cote de plus hautes eaux
OSF	Facteur de sécurité au renversement (<i>OverturningSafety factor</i>)
PIANC	Association mondiale pour les infrastructures de transport maritimes et fluviales
RPA	Règles parasismiques Algériennes
SBE	un séisme de base d'exploitation
SCET	Société centrale pour l'équipement du territoire
SES	Unséisme d'évaluation de sécurité
SNBPE	syndicat du béton prêt à l'emploi
SRSS	Racine carréde-le-somme des carrésdes (<i>Square-root-of-the-sum-of-squares</i>)
SSF	Facteur de sécurité au glissement (<i>Sliding Safety factor</i>)

Remerciement

Je remercie « Allah » de m'avoir donné la volonté et le courage pour réaliser ce travail de recherche.

Je tiens à remercier en tout premier lieu mon promoteur monsieur Mustapha Kamal Mihoubi ; Maître de conférences, Cl. A et Chef de Département Génie de l'Eau à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH-Blida), qui a dirigé ce travail de recherche de Magister. Je le remercie pour tout ce qu'il m'a apporté, pour leur conseil, leurs présences, leurs patiences, pour m'avoir fait confiance et m'avoir laissé la liberté nécessaire à l'accomplissement de mes travaux, tout en y gardant un œil critique et avisé. Je le remercie également pour plusieurs relectures de ce rapport.

Mes vifs remerciements vont également au Professeur Mohamed MEDDI, directeur adjoint de la post graduation et de la recherche scientifique, pour l'ensemble des moyens qu'il a mis à ma disposition, et pour avoir accepté de me faire l'honneur de présider le jury.

J'exprime toute ma gratitude à monsieur Salah BOUALEM, Professeur à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH-Blida), d'avoir honoré en examinant ce travail.

A la même occasion, j'exprime mes sincères remerciements à Monsieur Boualem REMINI, Professeur à l'Université Saad Dahlab-Blida, pour m'avoir répondu favorablement pour faire partie du jury.

Je remercie également le Docteur AMAR BOUZID Djillali, Maître de conférences, Cl. A Professeur à l'Université Yahya fares - Media d'avoir accepté de faire partie de mon jury.

Je remercie également monsieur Ben Saleh Maître-assistant à ENSH pour leur conseil, leur avis sur ce mémoire et leur présence.

Je remercie Mademoiselle Saidi Hayat ingénieur de laboratoire de pompe et station de pompage à ENSH.

J'aimerais adresser un remerciement particulier de l'agence national du barrage et transfert, Monsieur Abas le directeur de service technique de (l'ANBT), Monsieur Ilias ingénieur en hydraulique, Monsieur Khaled ingénieur en hydraulique, Mademoiselle Chahra qui ont dirigé pendant l'acquisition de donnée, et pour leurs gentillesse, leurs compréhensions, leurs envie d'encouragé les recherche .

Un immense merci à tous les personnes de proche ou de loin qui me aider de prendre un cours inoubliable dans la vie.

NAB Djamilia

Je dédie cette thèse
À mes parents
À mes sœurs, À mes frères et leurs femmes
À ma famille
À tous mes ami(e)s
À mes collègues de promotion de l'ENSH

INTRODUCTION GENERALE

Actuellement en Algérie, le choix d'un barrage réservoir rigide n'est pas la solution la plus fréquente en raison de l'indisponibilité des sites répondant aux exigences géotechniques de caractéristiques mécaniques impérieuses. L'une des raisons, qui incite les ingénieurs concepteurs d'envisager la projection et la construction de barrages en remblai (Royet et Degoutte, 2002).

Mais l'implication de la variante de barrage béton est la nécessité d'évacuer une crue importante avec un dimensionnement économique de l'ouvrage d'évacuation. Ces ouvrages rigides sont généralement moins sensibles au déversement et à la submersion contrairement aux barrages en remblai. Sur les sites, où il y a une grande incertitude sur les crues, les variantes rigides sont souvent avantageuses.

Les conditions requises pour pouvoir projeter un barrage rigide sont : La première condition porte sur la qualité de la fondation. En première approximation, on peut énoncer la règle suivante : un barrage rigide nécessite une fondation rocheuse de bonne qualité.

Pour les barrages à type poids, il est possible, dans une certaine mesure, d'adapter une variante répondante à la qualité de la fondation par adoucissement du profil et la deuxième condition porte sur l'exigence de construire un ouvrage rigide et de disposer, de conditions économiques acceptables, un bon drainage des sous pressions, des agrégats de bonne qualité (non gélifs et qui ne risquant pas de générer des phénomènes de gonflement du béton) nécessaires à sa construction.

Etant l'un des plus anciens barrages, le barrage poids a évolué de la construction en maçonnerie à la construction en béton. Comme son nom le mentionne, le Barrage poids est un barrage qui résiste à la poussée de l'eau par son propre poids (Delliou, 2007).

Le Barrage poids est particulièrement adapté dans les vallées très larges, comparativement à la hauteur du barrage. Les barrages poids sont souvent des ouvrages de basse chute alimentant des centrales hydroélectriques au fil de l'eau. La stabilité des barrages-poids repose essentiellement sur leurs fruits et, si nécessaire, sur l'efficacité du drainage qui met le massif poids à l'abri des sous- pressions. (Christian, 2008).

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques de génie civil, de taille importante, à caractère unique et induisant des risques technologiques importants. On observe une hétérogénéité dans la pratique des justifications pour la stabilité des barrages, et ces justifications restent dans un format de calcul déterministe (Carvajal, 2009).

Malgré les limites de ce format de calcul , du fait qu'elle ne tient pas en compte de la dispersion des paramètres de chacun des paramètres intervenant dans le calcul, ce qui peut

conduire souvent à un surdimensionnement engendrant ainsi des surcoûts non justifié au projet.

En ce qui concerne les méthodes probabilistes, les actions et résistances sont considérées comme des variables aléatoires, mais en pratique, il est difficile de déterminer les fonctions de répartition de l'ensemble des paramètres aléatoires pour garantir des économies des réalisations du projet.

Les méthodes semi-probabilistes constituent un compromis entre les deux approches.

Le développement d'une méthode semi-probabiliste aux états limites fournis une liste des points fondamentaux à considérer dans le calcul des structures. Et assure des conditions uniformes de sécurité et de tenue en service et un emploi économique des matériaux. Il s'applique à de nombreux types de défaillances, de matériaux et de construction.

De ce fait, les barrages sont restés à l'écart des méthodes semi-probabilistes, ce qui peut sembler paradoxal car le probabilisme apparaissait déjà dans les notes de calculs pour la détermination de la crue exceptionnelle telle que la méthode du Gradex.

Ainsi, les justifications de la stabilité correspondent à des actions hydrauliques associées à une probabilité de dépassement, ce qui est à la base des méthodes probabilistes.

L'introduction précédente semble indiquer qu'il est donc a priori assez naturel de formuler une méthode semi-probabiliste pour le dimensionnement des barrages.

En ce qui concerne les actions de l'eau, principales actions défavorables, ce point ne semble pas devoir être contredit. En effet, les justifications dites déterministes et actuellement utilisées, contiennent une part de probabilisme provenant des modèles hydrologiques et la formulation d'une méthode semi-probabiliste ne pose a priori pas trop de difficultés.

De ce fait nous ferons un développement d'une méthode semi probabiliste de calcul aux états limites d'un barrage poids autrement dit la méthode des coefficients partiels qui sont établis pour couvrir une large gamme d'incertitudes avec l'utilisation des différentes normes proposées par l'Eurocodes qui suggèrent le passage d'un calcul basé sur approche déterministe à une approche semi-probabiliste (Pianc, 2000).

Pour ce faire, une analyse comparative entres les méthodes déterministes, semi - probabilistes et probabilistes s'avère nécessaire. Ces trois types d'analyse peuvent être effectués à l'aide d'un programme informatique dénommé : *Computer Analysis of Dams* (CADAM). Ce programme est basé sur la méthode de gravité, permettant d'effectuer des analyses de stabilité pour les charges hydrostatiques et les charges sismiques (Leclerc *et al*, 2001).

Plusieurs options de modélisation ont été incluses pour permettre aux utilisateurs d'explorer le comportement structural des barrages-poids à titre d'exemple la géométrie de la

section, système de drainage et sous-pressions, analyse pseudo-statique et analyse pseudo-dynamique.

Notre mémoire est structuré en cinq chapitres :réparti comme suivant :

Le premier chapitre, renferme un état de connaissance et des généralités sur les barrages poids et y compris des rappels sur les méthodes de calculs déterministes employées jusqu'à ce jour dans les calculs.

Le second chapitre, nous avons développé une méthode semi-probabiliste aux états limites.

Dans le troisième chapitre est consacré à la présentation du programme informatique CADAM.

Au quatrième chapitre nous présentons les caractéristiques des barrages des cas d'études. En fin dans le cinquième et le dernier chapitre nous ferons une analyse comparative entre trois approches déterministe, probabiliste et l'approche semi probabiliste avec différents scénarios et on le conclure avec une étude d'influence des paramètres externes sur la stabilité et état de contrainte d'un barrage poids.

Les résultats obtenus permettront de ponctuer les conclusions relatives au choix des méthodes qui répondent et s'accommodent aux situations de calculs d'un barrage poids selon les différents aléas.

CHAPITRE I

ETAT DE CONNAISSANCES SUR LA THEORIE DE CALCUL DE STABILITE PAR LES METHODES DETERMINISTES D'UN BARRAGE POIDS

INTRODUCTION :

Un barrage poids est une structure immergée complexe qui est conçu de telle sorte que son propre poids résiste aux forces. Ce type de structure est le plus durable et solide, et donc nécessitent moins d'entretien. Barrage-poids en béton peuvent être construits sur n'importe quel site du barrage, où il existe un fondement naturel assez forte pour supporter le poids énorme du barrage. Ces barrages sont principalement construits pour utiliser l'énergie potentielle du cours d'eau pour la production d'hydroélectricité et aux fins de l'irrigation comme ils devraient conserver l'eau retenue dans le réservoir et pour résister aux tremblements de terre avec des dommages acceptables dans les zones sismiques à risque. Par conséquent, les questions de sécurité des barrages sont considérées avec une attention accrue dans diverses parties du monde ces dernières années. Il existe trois principales catégories de calcul des barrages réservoirs le calcul de stabilité, de résistance et calcul de tassement. Les calculs de stabilité et de résistance des ouvrages de retenue et leurs fondations s'effectuent pour deux combinaisons de charges combinaison de charges principales et particulière et trois cas de calculs à savoir, cas d'exploitation permanente de l'ouvrage, cas de construction ,d'exploitation temporaire et en cas de réparation.

I.1.GENERALITE SUR LES BARRAGES POIDS

I.1.1.DEFINITION

Un barrage poids est un ouvrage massif en maçonnerie ou en béton dont la stabilité, sous l'effet de la poussée de l'eau, est assurée par le poids propre du barrage (Delliou,2007).Il est particulièrement indiqué dans les vallées très larges, comparativement à la hauteur du barrage.

Même si les barrages voûtes ou à contrefort nécessitent moins de matériaux que les barrages poids, ces derniers sont encore très utilisés de nos jours. Le barrage-poids en béton est choisi lorsque le rocher du site (vallée, rives) est suffisamment résistant pour supporter un tel ouvrage (sinon, on recourt aux barrages en remblais), et lorsque les conditions pour construire un barrage voûte ne sont pas réunies .Le choix de la technique est donc d'abord

géologique : une assez bonne fondation rocheuse est nécessaire. Mais il faut également disposer des matériaux de construction (granulats, ciment) à proximité.

La technologie des barrages poids a évolué. Jusqu'au début du XX^e siècle (1920-1930), ce type de barrages étaient construits en maçonnerie. Plus tard, c'est le béton conventionnel qui s'est imposé.

Depuis 1978, une nouvelle technique s'est substituée au béton conventionnel. Il s'agit du béton compacté au rouleau (BCR). (Berga et Luis, 2003). Le BCR étant un mélange de granulats, sable, ciment et avec peu d'eau, qui a une consistance granulaire et pas liquide. Il se met en place comme un remblai, avec des engins de terrassement. Il présente le principal avantage d'être beaucoup moins cher que le Béton Conventionnel Vibré (BCV).

I.1.2. CONSTRUCTION DES BARRAGES POIDS

- **Fondation**

Le barrage poids classique doit être construit sur un rocher sain, sauf cas particulier nécessitant des dispositions spécifiques. L'exigence de qualité du rocher s'impose bien sûr de façon moins stricte que pour les grands barrages (les contraintes maximales sont en première approche proportionnelle à la hauteur).

Toutefois, trois arguments plaident en faveur d'une fondation de bonne qualité :

- ✓ la structure rigide de l'ouvrage ne peut guère s'accommoder de mouvements différentiels ;
- ✓ le diagramme des contraintes transmises à la fondation est radicalement différent entre la situation où le barrage est plein et celle où il est vide, ce qui peut induire des phénomènes de fatigue d'un rocher médiocre au fil des vidanges et remplissages ;
- ✓ les gradients hydrauliques en fondation sont élevés et pourraient conduire à des phénomènes d'érosion interne en cas de rocher de qualité médiocre.

- **Mise en place des batardeaux**

Il est nécessaire de pouvoir travailler à sec. Et donc on met en place un ou deux batardeaux, des digues (digue) ou des barrages provisoires, pour permettre aux hommes et aux engins de travailler à l'abri de la rivière. Ces batardeaux sont généralement réalisés en enrochements ou constitués d'un barrage voûte de faibles dimensions. Une fois construit, l'eau présente dans l'enceinte du batardeau est pompée.

La plupart du temps, ils détournent la rivière pendant la construction au moyen de conduites, de galeries ou de canaux de dérivation. Les tunnels ainsi formés sont souvent transformés et réutilisés après l'achèvement de l'ouvrage

Si les conditions topographiques empêchent la réalisation de canaux de dérivation, un barrage peut être construit en deux étapes. On établit alors un batardeau sur la moitié de la largeur de la rivière, pendant la construction de la partie basse du barrage. Ce batardeau est ensuite enlevé et un second est établi autour de la partie opposée du site. L'élaboration de grands barrages peut s'étendre sur une période de sept ans. La possibilité d'inondations importantes pendant la période de détournement est un risque à envisager.

- **Réalisation du génie civil**

Après la construction du batardeau, l'étape suivante est la réalisation du génie civil. Un radier et des piles doivent être construits. Ces éléments fondamentaux sont construits en béton armé. Le radier constitue le fond du barrage. Il servira à supporter l'ensemble de l'ouvrage d'art. Par la suite, sur le radier, trois piles sont construites. Elles doivent permettre de fixer les supports des vérins et de la passerelle surplombant le barrage.

- **Bassins de rétention**

Un élément indispensable sont des bassins de rétentions qui empêche l'eau de creuser ou d'éroder ni le lit de la rivière, ni d'affecter la fondation du barrage par effet de cavitation.

Ainsi, des plans d'eau, appelés bassins de rétention, sont prévus pour réduire la vitesse de l'eau, et donc son énergie cinétique. Ces bassins constituent un élément majeur du barrage.

Le bassin en tablier et le bassin à chocs sont des structures courantes, permettant de diminuer l'énergie élevée de la chute de l'eau:

- Dans le bassin tablier, la vitesse importante du courant peu profond issu du barrage est transformée en courant profond de faible vitesse, qui se décharge le long d'un tablier en béton horizontal ou en pente, s'étendant en aval à partir de la base du barrage.
- Dans le type de construction avec bassin à chocs, l'extrémité du barrage est formée de manière à détourner le débit important vers le haut, loin du lit de la rivière.

I.1.3.CALCUL DU VOLUME APPROXIMATIF DE BETON D'UN BARRAGE POIDS

Une première approximation du volume de béton d'un barrage poids est donnée par la formule suivante et les paramètres sont indiqués dans la figure I.1.

$$V_p = 0.14H^2(L_c + 2L_b) \quad (I.1)$$

L_c : largeur du site simplifiée au niveau de la crête et L_b : largeur du site au niveau de la base.

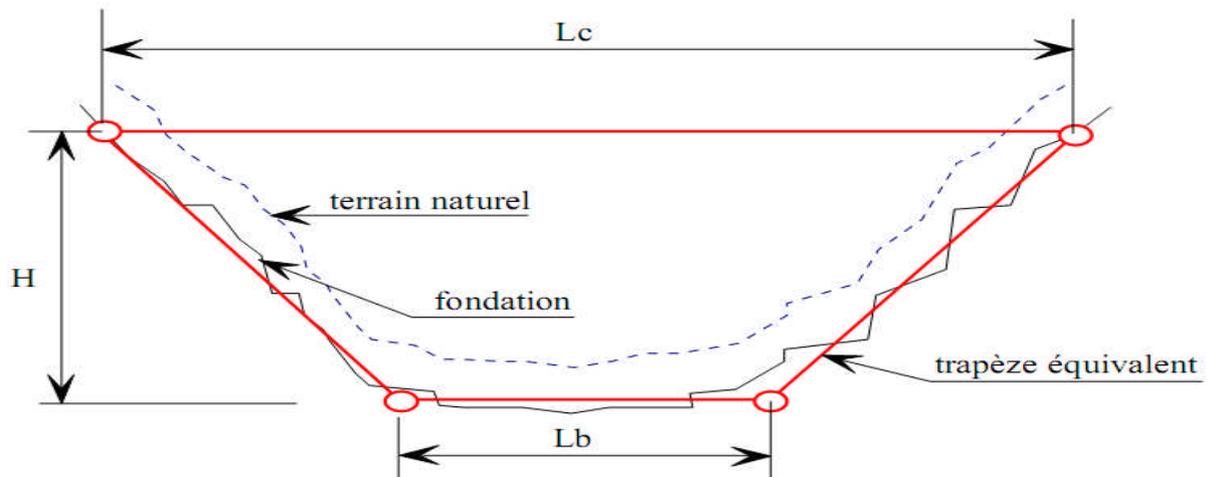


Figure I.1 : Coupe longitudinale d'une géométrie simplifiée d'un site de barrage (D'après Buron et Meilhac, 1995)

I.1.4. RISQUES SPECIFIQUES LIES AUX BARRAGES POIDS

L'analyse des risques spécifiques liés aux barrages poids montre des fréquences de rupture moins élevées que sur l'ensemble des barrages toutes catégories confondues. Ainsi, (Delliou, 2003) indique que, sur 466 accidents majeurs recensés dans le monde, on compte 66 événements concernant les barrages poids dont 40 ruptures. La fréquence annuelle de rupture des barrages poids à l'échelle mondiale est donc de l'ordre de 10^{-5} . On peut imputer plus grande fiabilité de ces ouvrages à une meilleure résistance à la surverse par rapport aux ouvrages en remblai et à des mécanismes d'érosion interne moins pénalisants (ICOLD, 1995).

Mais, le mode de rupture des barrages poids est un mode de rupture instantané, c'est-à-dire qu'il conduit à l'effacement complet d'un ou plusieurs plots en un délai très court. De fait, le débit maximum de l'onde de submersion générée est sensiblement plus important que celui issu de la rupture progressive d'un barrage en remblai qui permet de prendre des mesures d'évacuation des populations en aval (ICOLD, 1998). Ainsi, les conséquences des ruptures des barrages poids sont sensiblement plus importantes que celles des autres types de barrages en remblai.

I.1.5. GRANDES CATASTROPHES DE BARRAGES POIDS

1. PRINCIPALES CAUSES

Le barrage étant surveillé et ausculté assez souvent, la situation de rupture est en général liée à une évolution plus ou moins rapide d'une dégradation de l'ouvrage. Le risque de rupture brusque et inopinée est considéré comme très faible.

Les barrages poids sont des barrages en maçonnerie ou en béton, ils sont menacés par une rupture instantanée partielle ou totale, produite par renversement ou par glissement d'un ou plusieurs plots.

Les causes de rupture peuvent être diverses :

- techniques : défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, vices de conception, de construction ou de matériaux, vieillissement des installations ;
- naturelles : séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain (soit de l'ouvrage lui-même, soit des terrains entourant la retenue et provoquant un déversement sur le barrage), l'érosion dû à l'eau.
- humaines : insuffisance des études préalables et du contrôle d'exécution, erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien.

Parmi les causes naturelles de rupture, il y a l'érosion dû à l'eau. Il existe deux types d'érosions qui peuvent amener l'ouvrage à s'écrouler :

- l'érosion interne correspondant à l'entraînement des matériaux au sein du corps de l'ouvrage ou de sa fondation. Elle est provoquée par des percolations excessives à travers l'ouvrage. Le conduit de fuite s'agrandit par érosion jusqu'à provoquer l'effondrement de la structure.
- l'érosion externe provoquée par les circulations de l'eau sur la crête des barrages. Le mécanisme d'érosion s'amorce à partir du bord aval de la crête et progresse jusqu'à ce qu'une brèche soit ouverte. Le phénomène peut durer quelques minutes à quelques heures selon la taille des matériaux, leur cohésion, le revêtement de la crête, la hauteur de l'eau qui s'écoule au-dessus du barrage.

De ces études, on en a ressortis qu'il y avait principalement trois mécanismes qui causent la rupture des barrages poids

- 1) Fondation(en général, glissement) :** Dans la plupart des cas, la mauvaise qualité de la fondation a été la cause principale de la rupture.
- 2) Rupture dans le corps du barrage :** La rupture est due à la mauvaise qualité de la maçonnerie dans environ la moitié des cas, mais les crues, un profil insuffisant, ou à des fissures dues à des injections ou un bombardement
- 3) Renard :** dans la fondation meuble (argile ou gravier) sans rupture dans le corps du barrage. Dans le cas de fondations meubles (inhabituelles pour un barrage poids) ou constituées de roches tendres ou érodables, il convient de considérer les risques liées aux écoulements dans la fondation en tenant compte de l'état de contrainte.

2.CATASTROPHES DES BARRAGES DANS LE MONDE :

Une cinquantaine de ruptures ont été identifiées. Parmi celles-ci, 17 concernent des barrages en béton, 24 concernent des barrages en maçonnerie, 7 ne définissent pas la nature du barrage, 2 sont des ouvrages mixtes (béton, maçonnerie). Les ruptures pour lesquelles des éléments substantiels sont disponibles sont décrites ci-dessous (Luc et Boris, 2011).

- **Barrage de l'Habra (Algérie, 1881, 1927) :** Le barrage de l'Habra, sur l'oued Fergoug, est un ouvrage en maçonnerie, de hauteur 35 m. Achevé en 1871 et dimensionné pour une lame déversant de 1,60 m (500 m³/s), il subit successivement deux crues importantes : la première (1872, 700 m³/s) avec une lame de 2 m, y compris une rupture partielle de l'évacuateur ; la seconde (1881, 850 m³/s) avec une lame de 2,25 m emporte la rive droite de l'ouvrage, une nouvelle crue en 1927 cause une rupture complète du barrage. Cette rupture s'est également produite en crue (Luc et Boris, 2011).
- **Barrage de Cheurfa (1885) :** 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.



Figure I.2 : Barrage de Cheurfa, après travaux : nouvel appui Rive Droite vers l'amont (D'après Luc et Boris ; 2011)

I.1.6. DIFFERENTS TYPES DE BARRAGES – POIDS

Les barrages poids sont des structures rigides pour lesquels la stabilité mécanique, sous l'effet de la poussée hydrostatique, des sous – pressions est éventuellement d'autres actions secondaires, est assurée par le poids propre de l'ouvrage : (Degoutte 2002, USACE, 1995).

Les barrages –poids sont construit sur des fondations rocheuses de bonne qualité mécanique, qui permettent d’assurer la portance de la structure et d’être compatible avec leur rigidité (ICOLD, 2000).

La typologie des barrages – poids est établie à partir des matériaux des constituant et de leur évolution, On distingue alors (Dégoutte, 2002)

- Les barrages poids en maçonnerie,
- Les barrages poids en béton conventionnel vibré (BCV)
- Les barrages poids en béton compacté au rouleau (BCR), y compris les barrages poids en remblai dur.

Les profils des barrages poids ont évolué avec les progrès de l’ingénierie et des matériaux :

- Les profils arqués ont été employés pour les ouvrages en maçonnerie construit au 19^{ème} siècle et donnent des ouvrages généralement mince ;
- Les profils trapézoïdales avec parements amonts verticaux sont les plus classiques et correspondent aux ouvrages en BCV et aux ouvrages récents en BCR
- Les profils symétriques ont été récemment utilisés pour des ouvrages en BCR ou remblai dur construit sur des fondations le plus faibles caractéristiques mécaniques (rocher altéré, fondations alluviales) et permettent de limiter les sollicitations portées au sol.

1. TYPOLOGIE DES BARRAGES POIDS EN BCV

Le cout des matériaux et surtout de la main d’œuvre ont progressivement conduit à remplacer la maçonnerie par du béton de masse (Delliou,2003).

Les premiers barrages – poids en béton furent construit à la fin du 19^{ème} siècle. Un exemple de ces barrages est le barrage San Mateo, construits aux Etats- Unis en 1888.il était conçu en maçonnerie, mais il n’y avait aucune carrière à même de fournir des moellons de la qualité requise.

Du fait de la prise en compte des sous- pressions, les profils les plus classiques pour les barrages en BCV sont les profils trapézoïdaux ou quasi – triangulaire, avec un parement amont vertical ou subvertical (Degoutte, 2002).

Les matériaux sont soumis à des contraintes de compression faibles ; on n’a donc pas besoin de caractéristiques mécaniques exceptionnelles (Delliou, 2003). Par exemple, les contraintes de compression maximales attendues pour un barrage de 100m de hauteur sont de l’ordre de 2.5 MPA.

Par rapport au béton classique, les bétons de barrages en BCV comportent souvent des granulats de dimension supérieure et sont faiblement dosés en ciment (150 à 200 kg / m³).

Pour la construction des barrages-poids en BCV, les bétons sont vibrés après leur mise en place pour avoir une bonne compacité. Du fait de la quantité importante de béton à couler, l'élévation de température causée par la prise du béton n'est pas négligeable. Ce phénomène explique aussi le souci des constructeurs d'adopter un faible dosage de ciment, ce qui a pour effet de diminuer l'exothermie (Delliou, 2003).

L'homogénéité du corps du barrage peut être interrompue par des zones avec des dosages en ciment différents et par des joints horizontaux et verticaux :

- Les grandes quantités mise en œuvre permettent de faire varier le dosage à l'intérieur du barrage. Pour le parement amont, on utilise un béton plus riche (220 à 350 kg / m³), essentiellement pour augmenter la compacité et donc l'étanchéité
- Les bétons sont mis en œuvre par levées successives avec des reprises de bétonnage espacées de 1 à 2m. La construction est souvent réalisée par plots de 12 à 18 m qui donnent lieu à des joints de contraction.

Il y'a peu des perspectives prometteuses pour les barrages – poids en BCV, sauf pour les barrages de faibles hauteur et avec présence importante des équipements annexes dans le corps du barrage. Dès que les volumes de béton sont importants, les barrages en BCV sont maintenant en pratique remplacés par les barrages – poids en BCR.(Delliou, 2003).

2. TYPOLOGIE DES BARRAGES POIDS EN BCR

Le B.C.R., en anglais R.C.C. (*Rolled Compacted Concrete*) et sa variante japonaise R.C.D. (*Rolled Concrete in Dam*) sont issus d'évolutions amorcées ponctuellement dans les années 1960 en Italie et au Canada, la première réalisation en grande masse concernant la réparation de l'évacuateur de crues de Tarbela (Pakistan) (Duran *et al*, 1998). Les barrages poids en BCR se sont développés à partir de 1980 se caractérisent par la mise en place du béton avec des techniques de terrassement. Le béton est en général faiblement dosé (environ 120 kg / m³) et il est mise en place par des couches successives compactées au rouleau vibrant (Collectif, 1996).

Le premier grand barrage en BCR fut Willow Creek (Etats-Unis), de 52 m de hauteur, achevé en 1982. Le BCR avait un très faible dosage en liant (66kg/ m³) des panneaux en béton préfabriqués constituaient le parement amont.

Le faible dosage en ciment et le mode de mise en place de BCR entraînent :

- Une augmentation des cadences de mise en place ;

- Un nombre important de joints entre les couches relativement minces (30cm) ;
- Une moins de bonne résistance du béton ;
- Une diminution de l'exothermie.

La géométrie de barrages - poids en BCR est similaire à celle des barrages – poids en BCV, comportant des profils trapézoïdaux avec des fruits légèrement supérieur comme elle est présenté dans la figureI.3.

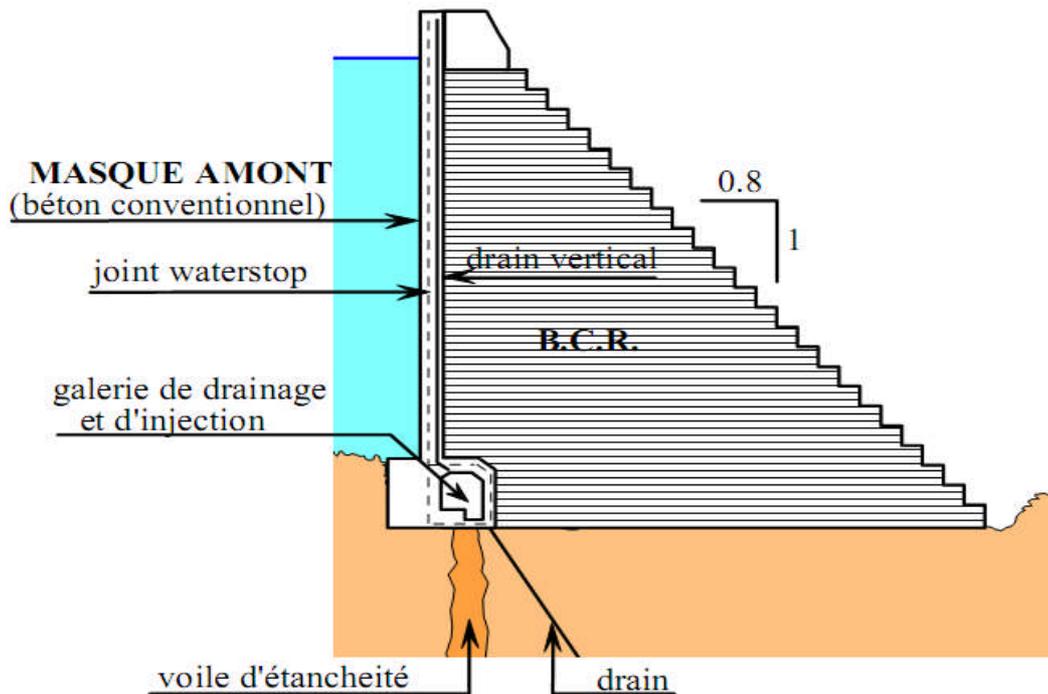


Figure I.3 : Géométrie d'un barrage en B.C.R.(D'aprèsBuron et Meilhac, 1995).

La plupart des nouveaux barrages poids sont désormais en BCR (Laurent et Peyras ,2006). Ceci s'explique principalement par les avantages économiques liés à l'augmentation des cadences de mise en place et au faible coût du matériau du fait de sa faible teneur en ciment.

A.LES AVANTAGES ETLES INCONVENIENTS DU BCR

Les avantages et les inconvénients du BCR sont dans le tableau I.1

Tableau I.1 : Les avantages et les inconvénients de la technique du béton compacté au rouleau BCR (d'après Les bétons compactés au rouleau -Principes, applications et nouveaux développements).

Caractéristiques	Avantages
Faible contenu en matières Cimentaires (< 175 kg/m ³).	Faible chaleur d'hydratation; Faible coût / m ³ .
Par rapport à un ouvrage en terre.	Volume plus faible; Meilleure résistance à l'érosion; Imperméabilité; Possibilité de prévoir une centrale adjacente à l'ouvrage.
Par rapport à un ouvrage en béton.	Moins de matières cimentaires; Rapidité de mise en place; Pas ou peu de coffrages.
Haute densité, faible absorption.	Garantit une excellente durabilité en dépit des gels -dégels et élimine les infiltrations à travers le revêtement.
Faible teneur en eau, faible rapport (eau/ciment).	Augmente la résistance, réduit la perméabilité et accroît la durabilité et la résistance aux attaques chimiques.
Emboîtement solidaire des granulats.	Assure une forte résistance au cisaillement au niveau des joints et des fissures désordonnées, ce qui empêche les déplacements verticaux ou les cassures.
Ni armature d'acier ni goudons.	Accélère et simplifie la mise en place, réduit le coût et élimine le besoin de mesures destinées à limiter la corrosion de l'armature d'acier.
Ni coffrages ni finition.	Accélère les travaux, réduit le coût et la main-d'œuvre.
Ni joints moulés ni traits de scie.	Accélère les travaux, réduit le coût. (On peut, pour une meilleure apparence, faire des traits de scie dans le revêtement)
Caractéristiques	Inconvénients
Qualité esthétique de la surface	Texture rugueuse; Surface moins fermée; Qualité des parements
Qualité de l'uni	Surface ondulée; Défauts de planéité
Difficulté de réaliser des joints structuraux	Le transfert de charge est problématique.

B.LES BARRAGES EN REMBLAI DUR

Les barrages en remblai dur constituent une variante des barrages poids en BCR. Ce sont des barrages en BCR avec des profils symétriques et très faiblement dosés (de l'ordre de 50 kg /m³ de ciment). Ils peuvent s'accommoder de fondation de plus faibles caractéristiques mécaniques que les barrages poids classiques (rocher altéré, fondation alluviale) du fait d'une largeur à la base importante (Degoutte, 2002).

C.ÉVOLUTION DES BARRAGES EN BCR

Les chiffres suivants visent à illustrer le développement croissant des barrages en BCR. En 1986, il y avait seulement 15 barrages en BCR construits dans le monde, et on en comptait 157 en 1996 (ICOLD, 2003). Au Chili, deux grands barrages en BCR ont été construits récemment : les barrages de Pangue et de Raclo, construits respectivement en 2000 et 2005 et de hauteur respectivement 113 m et 115 m (ICOLD, 2003), (Uribe *et al*, 2006)

A titre d'exemple en France, 7 barrages en BCR, de hauteurs compris entre 15 et 48 m, sont maintenant construits (Bécue *et al*, 1999). Pour l'Algérie, il existe actuellement, quatre barrages construits et au moins une dizaine projetés pour l'horizon 2020. A la fin de l'an 2002 plus de 252 grands barrages ($H > 15$ m) ont été construits en BCR, le plus haut est Longtan 192 m en Chine et Miel I 188 m en Colombie.

I.1.7. VALEURS GUIDES DU POIDS VOLUMIQUE

1. BARRAGES POIDS EN BÉTON :

Tableau I.2 : Valeurs guides du poids volumique des barrages poids en béton (d'après la Comité Français des Grands Barrages)

Matériau	Type de béton	Poids volumique [kN/m ³]
BCV	béton conventionnel vibré	24
BCR riche	dosé à environ 200 kg de liant / m ³	23,5
BCR maigre	dosé à environ 100 kg de liant / m ³	22

2. BARRAGES POIDS EN MAÇONNERIE

De façon logique, un nombre d'essais suffisamment important permettra de réduire l'incertitude sur la connaissance des poids volumiques des constituants de la maçonnerie, et permettra alors d'affiner, avec des valeurs moins défavorables, le choix de la valeur du poids propre d'un barrage en maçonnerie.

En première approche, dans le cadre d'un diagnostic rapide, on peut situer les valeurs moyennes du poids volumique humide de la maçonnerie dans une fourchette de 22 à 24 KN/m³. Toutefois, des valeurs moyennes plus faibles, inférieures à 20 KN/m³, ont été mesurées sur des barrages parmi les plus anciens (Royet, 2003). Des reconnaissances approfondies par sondages sont donc recommandées, en veillant particulièrement à la représentativité des échantillons sur lesquels sont faits les essais de laboratoire. Les poids volumiques faibles correspondent à des indices des vides plus importants que dans le béton :

la différence entre les poids volumiques sec, humide et saturé devient significative. Il y a lieu d'en tenir compte dans l'analyse.

Il y'a lieu de rappeler que pour les barrages en maçonnerie existants, le poids volumique humide des matériaux peut être sujet à fluctuation dans l'espace au sein de la structure. (Les parements réalisés souvent en pierres appareillées sont de meilleure compacité que l'intérieur du barrage dont le remplissage en maçonnerie grossière est de qualité inégale) et dans le temps sous l'effet de mécanismes de dissolution et d'érosion des mortiers. Nous pouvons reprendre l'exemple du barrage des Settons : le projet considérait un poids volumique de 25 KN/m^3 ; 50 ans plus tard, on mesurait en moyenne $22,5 \text{ KN/m}^3$ et 100 ans encore plus tard $20,8 \text{ KN/m}^3$. (Royet et Peyras, 2012).

I.1.8. INFLUENCE DE LA FISSURATION ET DRAINAGE SUR LES SOUS PRESSIONS SOUS BARRAGES POIDS ET LES CONTRAINTES NORMALES

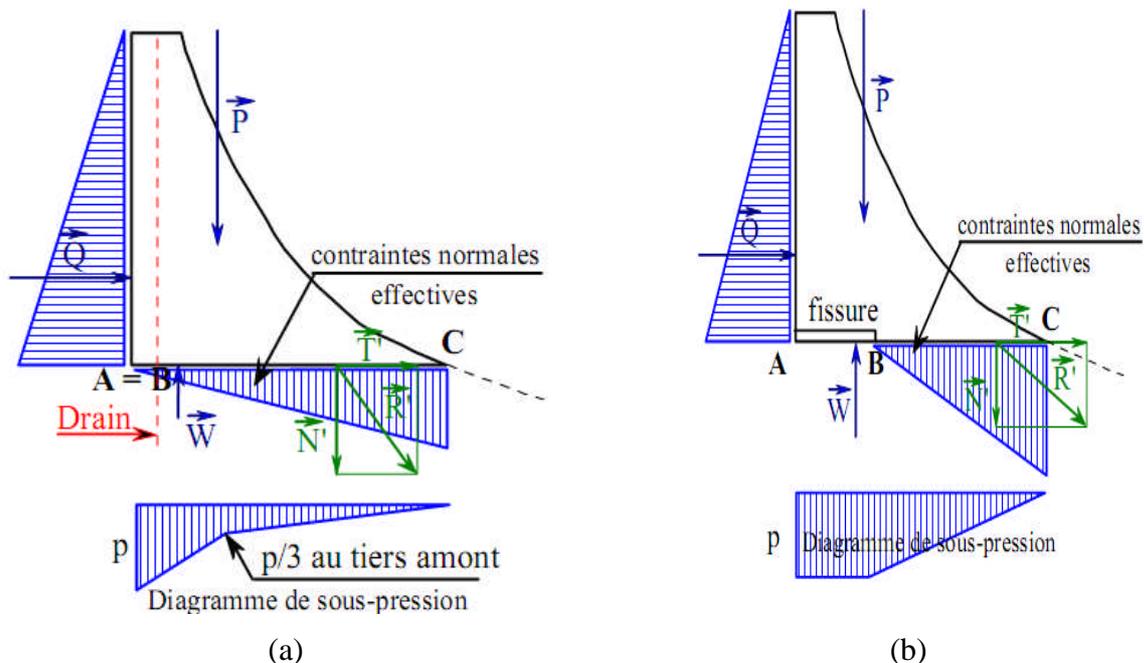


Figure I.4 : Répartition des charges (a) Effet du drainage sur l'équilibre ;
(b) Équilibre avec fissuration (profil non drainé). (D'après Buron et Meilhac, 1995)

Ces deux figures montrent que toute apparition des fissures dans le parement amont entraîne la pleine sous pressions et les contraintes s'annulent dans la partie fissuré.

I.1.9. INFLUENCE DU SÉISME SUR LES BARRAGES POIDS

L'étude simple d'un effet sismique utilise un modèle pseudo – statique. Aux effets extérieurs habituels. On ajoute :

- Une force horizontale vers l'aval appliquée au centre de gravité du barrage et proportionnelle au poids .le coefficient de proportionnalité α varie de 0.1 à 0.2 selon la magnitude du séisme;
- Éventuellement, une force verticale vers le haut proportionnelle au poids et correspondant aux accélérations verticales;
- Un supplément de poussée hydrostatique. L'effet de la mise en mouvement de l'eau de la retenue qui vient buter sur le barrage – poids rigide a été étudié par plusieurs auteurs avec différentes hypothèses de géométrie, de déformabilité.
- La formule la plus simple est celle de Westerwald, 1933 (calcul pseudo-statique).Le supplément de poussée varie de façon parabolique depuis la surface de la retenue avec un coefficient de proportionnalité analogue à celui utilisé pour la force horizontale (Patrick et Delliou, 2007).

I.1.10. INFLUENCE DE L'INCLINAISON DU PAREMENT AMONT

Le barrage poids classique à parement amont vertical constitue un ouvrage très sûr il présente toutefois les inconvénients majeurs suivants :

- Exige une fondation en rocher d'excellente qualité qui jusqu'à une certaine profondeur présente des qualités mécaniques analogues à celles du matériau du barrage,
- Sensible aux fortes secousses sismiques qui provoquent dans le parement amont des tractions verticales de dépasser les limites admissibles par le matériau,
- Demeure sensible à une élévation anormale de la cote de la retenue même s'il est de ce point de vue beaucoup plus sûr que la plupart des barrages en remblai,

Ces inconvénients disparaissent si l'on inclue suffisamment le parement amont avec évidemment en contrepartie une augmentation du volume du corps du barrage réalisé par un matériau peu coûteux, Ce matériau demeurerait hypothétique peut être aujourd'hui constitué par un BCR avec des granulats peu coûteux et à faible teneur en liant.

V. 1.11.INFLUENCE DE L'EVOLUTION DES SEDIMENTS

L'envasement des retenues, important et préoccupant, est dû principalement à la grande érodabilité des sols, à titre d'exemple la valeur moyenne de l'érosion en Algérie est de 2000 à 4000T/km²/an.

Dans de nombreux pays du monde le transport des sédiments dans le réseau hydrographique des bassins versants et leur dépôt dans les retenues pose aux exploitants des barrages des problèmes dont la résolution ne peut qu'être onéreuse, Non seulement la

capacité utile est progressivement réduite au fur et à mesure que les sédiments se déposent dans la retenue mais encore l'enlèvement de la vase est une opération délicate et difficile qui bien souvent exige que la retenue soit hors service ce qui est pratiquement impossible dans les pays arides et semi-arides, Dans l'un et l'autre cas il en résulte des dommages considérables à l'environnement et une mise en péril de l'économie du projet (Remini, 2000).

Cette réduction de la capacité de stockage de l'eau est sans aucun doute la conséquence la plus dramatique de l'envasement: chaque année le fond vaseux évolue et se consolide avec occupation d'un volume considérable de la retenue, La quantité de sédiments déposés dans les 110 barrages Algériens était évaluée à $560 \cdot 10^6 \text{ m}^3$, elle sera de $650 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ en l'année 2000.

A titre d'exemple du fait de l'envasement intensif qui affecte la retenue d'Oued Fodda la capacité initiale évaluée à 228 Hm^3 en 1932 s'est retrouvée à 130 Hm^3 en 1986 et $112,0 \text{ Hm}^3$ en 1994 (Remini, 2000). (Figure I.5)

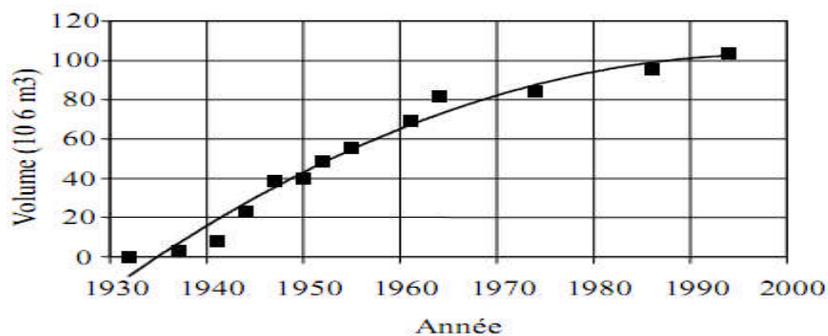


Figure I.5 : Evolution de l'envasement dans barrage Oued Fodda (D'après Remini, 2002)

Enfin les barrages - poids sont des ouvrages massifs exigeant une bonne qualité de la fondation. Leur stabilité dépend très directement du niveau des sous- pressions auxquels ils sont soumis. la surveillance des sous- pressions et leur maîtrise au moyen du système de drainage constituent des enjeux majeurs en terme de sécurité.

I.2.THEORIE DE CALCUL DE STABILITE PAR LES METHODES DETERMINISTES D'UN BARRAGE POIDS

I.2.1.PRINCIPE GENERAL DES METHODES DETERMINISTES

L'analyse déterministe de la sécurité d'un ouvrage, utilisée par les anciens règlements, consistait à vérifier que la contrainte maximale dans la partie la plus sollicitée de l'ouvrage ne dépassait pas une contrainte admissible σ_{adm} obtenue en divisant la contrainte de ruine σ_r du matériau par un coefficient de sécurité K fixé de façon conventionnelle (Olivier, 2008).

$$\sigma < \sigma_{adm} = \frac{\sigma_r}{K} \quad (I.2)$$

Les coefficients de sécurité sont des paramètres permettant de dimensionner des dispositifs. Il faut pour cela connaître la charge à laquelle il sera soumis. Mais la connaissance des charges normales en utilisation ne sont pas suffisantes : il faut prévoir la possibilité d'une utilisation inadaptée : surcharge accidentelle ou prévue, événement extérieur imprévu, on utilise pour cela un coefficient de sécurité.

- soit on l'utilise avant le calcul de dimensionnement coefficient de sécurité :
 - en multipliant la charge en fonctionnement par l , ou bien
 - en divisant la charge maximale admissible par s ;
- soit on l'utilise après le calcul, en multipliant ou en divisant le résultat dans le sens d'une plus grande sécurité.

➤ **CHOIX DE COEFFICIENT DE SECURITE :**

Le coefficient de sécurité a pour but de prendre une marge de sécurité entre le calcul théorique et la réalité.

- **1,5** : Structure en acier, matériaux homogènes soumis à des charges constantes.
- **1,5 à 2** : Matériaux plastiques, à charge constante, température normale ou constante.
- **2 à 2,5** : Qualité moyenne de matériaux, condition de travail moyenne.
- **2,5 à 3** : Faible qualité, matériaux fragiles (ciments, briques, verres, fonte ...) conditions de travail normales
- **3 à 4** : Faible qualité, conditions de travail instables

Exemple : Un matériau dont la résistance R_1 suit une loi normale a une résistance moyenne $m_{R1} = 450\text{MPa}$ et un l'écart type $\sigma_{R1} = 40\text{MPa}$. Ce matériau est soumis à une sollicitation S , qui suit elle aussi une loi normale : $m_S = 360\text{MPa}$ et $\sigma_S = 30\text{MPa}$. L'analyse de type déterministe conduit à définir le coefficient de sécurité $K = m_{R1} / m_S = 1.25$

Si maintenant, on soumet à la même sollicitation un deuxième matériau R_2 , de même résistance moyenne que R_1 ($m_{R2} = m_{R1} = 450\text{MPa}$), mais d'écart type $\sigma_{R2} = 100\text{MPa}$ (ce matériau est moins fiable que le premier), l'analyse de type déterministe conduit à la même définition du risque de rupture, à savoir $K = 1,25$. Or, il est clair que pour une même sollicitation, le matériau 2 présente une probabilité de ruine plus importante que le matériau (Olivier, 2008).

I.2.2.ANALYSE DE LA STABILITE

A.SOLICITATIONS DE CHARGES AGISSANTES SUR UN BARRAGE POIDS

Un grand nombre des forces qui doivent être pris en compte dans la conception du barrage poids la structure sont d'une nature telle que la détermination exacte ne peut être effectué. L'intensité, direction et l'emplacement de ces forces doit être estimée par l'ingénieur après examen de tous les faits disponibles et, dans une certaine mesure, doit être basée sur le jugement et de l'expérience.

Dans l'approche déterministe, le projeteur s'attache à vérifier que les contraintes développées dans la structure restent inférieures aux contraintes admissibles du matériau ou de la structure (Calgaro, 1996). Ce format de justification prévaut actuellement dans le domaine des barrages. Les principales actions externes prises en compte dans la justification des barrages sont le poids propre (tenant compte de la géométrie et de la composition de l'ouvrage, généralement bien maîtrisées), la poussée des sédiments se déposant dans la retenue, le cas échéant les actions liées à des dispositifs particuliers (tirants d'ancrages, recharge aval...), les actions variables de l'eau (les poussées hydrostatiques amont et aval, les sous-pressions) et l'action accidentelle des séismes. Les intensités des actions de l'eau sont obtenues dans les différentes configurations de remplissage de la retenue (le niveau normal d'exploitation, les plus hautes eaux correspondant à la crue de projet, la retenue vide).

Les forces appliquées sur un barrage poids sont récapitulées dans la figure I.6.

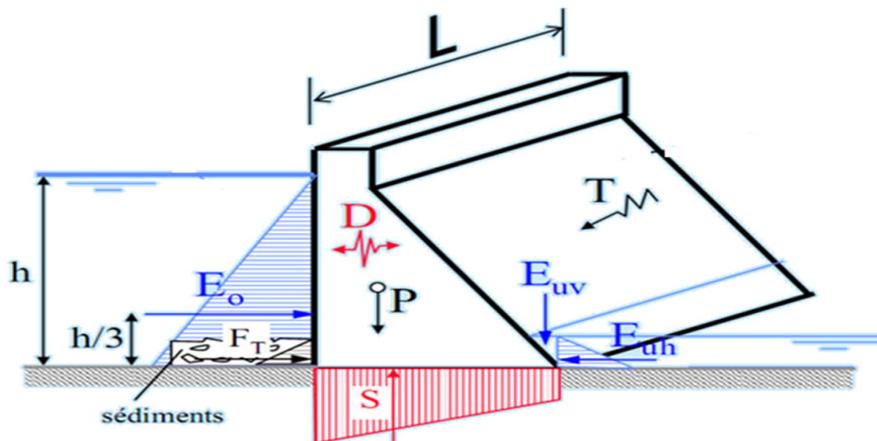


Figure I.6 : Différents types de charge s'exerçant sur un barrage Poids (D'après Schleiss & Pougatsch, 2011)

Ces forces se répartissent en deux catégories:

- a) Des Forces, telles que le poids du barrage et poussé de l'eau, qui sont directement calculable à partir des poids unitaires des matériaux et des propriétés des pressions de fluide,

b) Des forces, comme les sous pressions, tremblement de terre, la poussée des terres et des glaces, ce qui ne peut être supposé sur la base de l'hypothèse de faire varier le degré de fiabilité. C'est dans l'estimation de la seconde catégorie des forces qu'une attention particulière doit prendre et la confiance placée sur les données disponibles, l'expérience et le jugement

Les actions sont classées en trois catégories d'après (Royet *et al*, 2002a) :

a) **Les actions permanentes** : sont les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite (Poids propre, poussée des sédiments et la poussée d'une recharge aval) ;

b) **Les actions variables** : comprennent les actions dont l'intensité et les points d'application varient fréquemment et de façon importante dans le temps (Poussée hydrostatique amont et aval et les sous pressions) ;

c) **Les actions accidentelles** : Les actions accidentelles proviennent de phénomènes se produisant très rarement avec des intensités très élevées (Poussées hydrostatiques exceptionnelles et les actions dynamiques dues aux tremblements de terre).

B. LES COMBINAISONS DES CHARGES

La conception d'un barrage poids devrait être basée sur la combinaison des charges les plus défavorables A, B, C, D, E, F ou G ci-dessous à l'aide des facteurs de sécurité prescrites. Selon la portée et les détails de les différentes composantes du projet, les conditions du site et du programme de construction d'un ou de plusieurs des combinaisons de chargement suivantes peuvent ne pas s'appliquer ipso-facto et peuvent avoir besoin de modifications suivantes:

La combinaison de charge **A** (condition de construction) la construction du barrage est terminée mais pas d'eau ni en amont ni en aval.

La Combinaison de charges **B** (condition d'exploitation normal) – élévation réservoir complet, les sous pressions normale, la poussée des glaces et de terre.

La Combinaison de charges **C** (Condition de la crue de projet) –réservoir à la crue maximale, tous les pertuis ouverts, niveau aval au niveau d'inondation, les sous pression normale, et poussée de terre normale (si applicable)

La combinaison de charge **D** c'est la combinaison de charge **A** avec tremblement des terres.

La combinaison de charge **E** c'est la combinaison de charge **B** avec tremblement des terres mais pas des poussées des glaces.

La combinaison de charge **F** c'est la combinaison de charge **C** mais avec des sous pression extrêmes (drain en panne).

La combinaison de charge **G c** est la combinaison de charge **E** mais avec des sous pression extrêmes (drain en panne).

C. LES EXIGENCES DE LA STABILITE

Pour les barrages poids, on justifie le non glissement de l'ouvrage sur son sol d'assise, le non cisaillement du corps du barrage et le non traction du parement amont. Les conditions d'états-limites s'expriment à partir d'un modèle physique de l'état-limite et font intervenir un coefficient global de sécurité. (Royet *et al*, 2002b).

1. RENVERSEMENT :

Pour des exigences de stabilité, le barrage doit être sûr contre le renversement. Le facteur de sécurité contre le renversement est défini comme le rapport du moment stabilisateur pour les moments de renversement autour du pied.

$$F_s = \frac{\sum \text{Moment stabilisateur}}{\sum \text{Moments de renversement}} = \frac{\sum M_s}{\sum M_r} \quad (\text{I.3})$$

D'après le comité français du grand barrage le facteur de sécurité contre le renversement ne doit pas être inférieur à 1.5.

2. GLISSEMENT :

Le facteur de sécurité contre le glissement est calculé à partir de l'équation suivante et ne doit pas être inférieur à 1,0 (Royet *et al*, 2002 a).

$$F_s = \frac{\mu \left(\frac{\sum W - \sum P_u}{F_\phi} \right) + \frac{\tau_c A}{F_c}}{\sum F_H} \quad (\text{I.4})$$

Le coefficient partiel de sécurité en ce qui concerne le frottement et coefficient partiel de sécurité en ce qui concerne la cohésion sont donnés dans le tableau I.3.

Tableau I.3: Le coefficient partiel de sécurité en ce qui concerne le frottement et coefficient partiel de sécurité en ce qui concerne la cohésion (D'après Royet *et al*, 2002a).

combinaisons de charge	F ϕ	F _c		
		Pour barrage et le plan de contact avec la fondation	Pour la fondation	
			complètement étudiées	autre
A.B.C	1.5	3.6	4	4.5
D.E	1.2	2.4	2.7	3
F.G	1	1.2	1.35	1.5

3. SOULEVEMENT :

Il y a un risque d'instabilité au soulèvement dans le cas où les forces dues à la sous pression sont supérieures à la somme des forces dues au poids propre, à une charge vertical de l'eau et autres surcharges ayant une composante vertical vers le bas (Anton et al ,2011).

Un facteur de sécurité doit être requis qui est donné par la relation :

$$F_s = \frac{(P_s + E_w)}{S} \quad (I.5)$$

4. COMPRESSION:

La justification de la résistance à la compression du matériau est proposée dans pour les grands ouvrages poids en béton (Tbar, 1989). 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 :

$$\sigma_n < 0,3 \cdot \sigma_{.28} \quad (I.6).$$

5. TRACTION :

Deux catégories de matériaux sont distinguées :

La maçonnerie : aucune traction n'est admise et la règle de Maurice LEVY (qui est la même que la règle du tiers central) est préconisée :

$$\sigma_n > 0 \quad (I.7).$$

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

$$\sigma_n > 0.75 \cdot \gamma_w \cdot H_e \quad (I.8)$$

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),et la Condition de Maurice Levy est 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 régnant en A de façon à refermer toute fissure horizontale qui produirait au pied du parement amont. Cette condition s'écrit alors :

$$\sigma_A \geq \gamma_w \cdot y \quad (I.9)$$

Les mesures 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.

6. Règle du tiers-central : c'est-à-dire que 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).

I.2.3.LES RESISTANCES DES MATERIAUX

Les résistances des matériaux intervenant dans les justifications des barrages poids sont la cohésion(C), l'angle de frottement interne (φ) et la résistance à la traction (f_t). Ces paramètres sont physiquement indissociables.

➤ Dans les fondations

Pour la détermination de la cohésion C_{fond} et de l'angle de frottement interne φ_{fond} de la fondation, 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 n'est pas une droite. Pour une gamme de contraintes normales donnée, la courbe peut être approchée par une droite dont la pente ($\tan \varphi_{\text{fond}}$) et l'ordonnée à l'origine (C_{fond}) varient en sens inverse en fonction de la gamme de contraintes considérée (loi parabolique). Par sécurité, les paramètres C_{fond} et $\tan \varphi_{\text{fond}}$ peuvent être estimés par la sécante passant par les deux points correspondant à la gamme de contraintes considérée (Royet *et al*, 2002a).

La courbe intrinsèque d'une roche passe par l'origine du fait qu'il y a toujours des joints dans une roche de grande masse, ce qui a pour conséquence que la cohésion fondations C_{fond} , dans les gammes de faibles contraintes, est considérée le plus souvent comme nulle, en particulier en conception de barrages neufs.

➤ Dans le corps du barrage

- **Béton Compacté au Rouleau (BCR)**

Les barrages poids sont actuellement réalisés le plus souvent en BCR. Pour ce matériau, ce sont les joints qui imposent la cohésion à introduire éventuellement dans les calculs.

Dans ce cas, les corrélations entre f_c , f_t et C_b , valables 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.

Ainsi, l'examen des spécifications des travaux (réalisation des couches en particulier) est primordial pour la détermination des paramètres.

- **La maçonnerie**

Pour la maçonnerie, les paramètres f_t et C_b sont généralement considérés comme nuls.

- **Béton Conventionnel Vibré (BCV)**

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.

➤ **A L'INTERFACE**

Dans une première approche allant dans le sens de la sécurité, la cohésion de l'interface $C_{interface}$ est considérée comme nulle compte tenu des perturbations du sol au moment des excavations. Toutefois, si des spécifications de travaux particulières ont été prévues pour la réalisation de l'interface (réalisation soignée et fondations non altérées), on peut retenir une valeur pour le paramètre : $C_{interface} = \min(C_b ; C_{fond})$, ce minimum étant le plus souvent C_{fond} . Ce point pourrait être validé en particulier à partir d'essais (carottages).

De façon analogue, on peut retenir pour l'angle de frottement ϕ la valeur minimale entre ϕ_b et ϕ_{fond} (Royet *et al*, 2002a).

En considérant des précautions indiquées précédemment et si les fondations sont des roches présentant de bonnes qualités mécaniques, une première approche peut être obtenue avec un angle $\phi_{égal}$ à 45° (Royet *et al*, 2002 a).

CONCLUSION

Les barrages sont des ouvrages hydrauliques de génie civil, de grande taille, à caractère unique et induisant des risques technologiques importants. On observe une hétérogénéité dans la pratique des justifications pour la stabilité des barrages, et ces justifications restent dans un format de calcul déterministe

Mais l'intérêt des méthodes fiabilistes est fortement conditionné par la pertinence des lois de probabilité utilisées pour représenter la variabilité des résistances et le caractère aléatoire des sollicitations. Dans le domaine des barrages, le choix et le paramétrage des lois de probabilité sont délicats en raison de la faible quantité d'essais expérimentaux disponibles pour les résistances des matériaux et de la relativement courte période d'observation des actions naturelles telles que les crues.

L'approche probabiliste est séduisante puisqu'elle permet de prendre en compte un très large spectre d'incertitudes. Cependant, elle est limitée par le manque d'études

statistiques concernant les différentes variables d'entrée et la complexité des calculs de probabilité. De plus, les différentes variables d'entrée présentent souvent des corrélations difficiles à détecter et pouvant varier dans de fortes proportions d'un ouvrage à un autre ; le traitement de ces corrélations nécessiterait des calculs complexes et surtout la collecte d'une volumineuse quantité de données pour chaque ouvrage traité.

Par ailleurs, l'approche probabiliste nécessite la définition d'une probabilité de défaillance acceptable qui est une notion difficile à apprécier et donc à quantifier

En pratique, il est difficile de déterminer les fonctions de répartition de l'ensemble des paramètres aléatoires. Les méthodes semi-probabilistes constituent un compromis entre les deux approches et le développement d'une méthode semi probabiliste aux états limites est notre but dans le chapitre suivant.

CHAPITRE II

DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE SEMI-PROBABILISTE DE CALCULS AUX ETATS LIMITES D'UN BARRAGE POIDS

INTRODUCTION

Afin de mieux comprendre et maîtriser les risques dans leur conception, les ingénieurs font appel à des méthodes de calculs de stabilité basées sur les préceptes et théories semi-probabilistes. Aujourd'hui, certains codes de conception, comme le code Américain « *Load and Resistance Factor Design* » (LRFD) et les différentes normes Européennes définies par l'Eurocodes suggèrent le passage d'un calcul basé sur l'approche déterministe à une approche semi-probabiliste.

Les avantages de ce changement se traduisent par la recherche d'une conception d'ouvrages optimisés qui prennent mieux en compte les risques de dimensionnement de ces structures génie civil. Ces conceptions visent assurément des niveaux de sécurité uniformes avec de meilleures performances et durabilité, vu que les incertitudes liées à la conception et la construction sont mieux définies (Pianc, 2000).

Pour cette méthode, les actions auxquelles une structure sera soumise pendant sa durée de vie (c'est-à-dire que le niveau de l'eau et des événements sismiques) seront définies par des périodes de retour ou une probabilité annuelle. Ces périodes de retour pour des chargements sont appliquées à la structure afin de minimiser la probabilité de défaillance de la structure. Ces périodes de retour dépendent de l'état limite considéré à savoir : État Limite Ultime (ELU) et État Limite de Service (ELS).

Un autre facteur significatif du risque inhérent aux structures hydrauliques celui des conséquences probables ou du risque de dommages indirects, ce qui peut varier beaucoup et qui peut changer pendant la durée de vie d'une structure. Les structures hydrauliques peuvent inclure beaucoup de choses, allant de digues agricoles et des ouvrages de navigation éloignés à des barrages de contrôle des inondations et des systèmes de digues situés juste en amont de grands centres de population. Par conséquent, l'analyse des conséquences probables peut être associée à la probabilité de ne pas atteindre un niveau de risque socialement acceptable et aider ainsi à fixer les priorités (Pianc, 2000).

L'objectif est de développer une approche méthodologique de dimensionnement semi probabiliste, en se basant sur les préceptes des Eurocodes, permettant ainsi le dimensionnement des ouvrages hydrauliques outre les méthodes déterministes existantes. Ces

nouvelles approches permettent d'assurer plus de fiabilité et d'optimisation de matériaux dans de réalisation des structures génie civil.

II.1.APPLICATION DES METHODES SEMI - PROBABILISTE

1. En France

Le Ministère de l'équipement a introduit au début des années 1970 le principe de la méthode semi-probabiliste aux états-limites pour la prise en compte de la sécurité dans les calculs des bâtiments et des ouvrages d'infrastructures. De façon schématique, la mise en œuvre de 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 ». L'instruction provisoire du 13 décembre 1971 relative aux Directives Communes pour le calcul des constructions, complétée par l'instruction technique du 9 janvier 1979 sur le même sujet (d'après Directives Communes de 1979 sur le calcul des constructions), a été rédigée en vue de la révision des différents règlements. Son objectif était d'augmenter la durabilité des ouvrages et d'homogénéiser la sécurité de chaque partie d'ouvrage.

Les règlements de calcul ou les codes de bonne pratique pour les bâtiments et les ouvrages d'art en béton, pour les fondations et pour les sols renforcés ont été depuis élaborés ou modernisés suivant cette approche.

2. En Europe

En 1976, la Commission des Communautés Européennes (CEE) a décidé d'harmoniser les normes de calcul des ouvrages de bâtiment et de génie civil dans les états-membres par le programme des Eurocodes, dont le format de sécurité suit la méthode semi-probabiliste aux états-limites formulée par la Norme P 06-101-1 ENV(Normes Européen provisoires) 1991-1, (Kovarik ; 1998).

Actuellement, les parties générales et celles relatives aux bâtiments et aux ponts sont approuvées comme normes provisoires «ENV» (bases du calcul - béton - construction métallique - géotechnique) mais il reste encore un travail important à accomplir pour d'autres catégories d'ouvrages, dont les ouvrages maritimes et fluviaux, ainsi que pour la prise en compte d'autres actions, notamment hydrodynamiques. D'autre part on a pu constater que certaines dispositions des textes ENV restaient ambiguës, en particulier pour l'application des coefficients partiels au calcul géotechnique.

I.2.APERCU SUR NORMES EUROCODES

II.2.1.DEFINITION

En 1990, 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.

II.2.2.OBJECTIF DES EUROCODES

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 ont pour but d'harmoniser les techniques de construction en Europe afin de permettre le libre accès des entreprises de travaux ou des bureaux d'études techniques aux marchés publics des autres états membres.

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.

II.2.3.FAMILLES D'EUROCODES

On compte 60 normes,regroupées en 10 familles

- Eurocode 0: Bases de calcul des structures (EN 1990)
- Eurocode 1: Actions sur les structures (EN 1991)
- Eurocode 2: Calcul des structures en béton (EN 1992)
- Eurocode 3: Calcul des structures en acier (EN 1993)
- Eurocode 4: Calcul des structures mixtes acier-béton (EN 1994)
- Eurocode 5: Conception et calcul des structures en bois (EN 1995)
- Eurocode 6: Calcul des ouvrages en maçonnerie(EN 1996)
- Eurocode 7: Calcul géotechnique (EN 1997)
- Eurocode 8: Calcul des structures pour leur résistance aux séismes (EN 1998)
- Eurocode 9:Calculdesstructuresenalliagesd'aluminium

Les différents liens entre les Eurocodes sont illustrés dans la figure suivante :

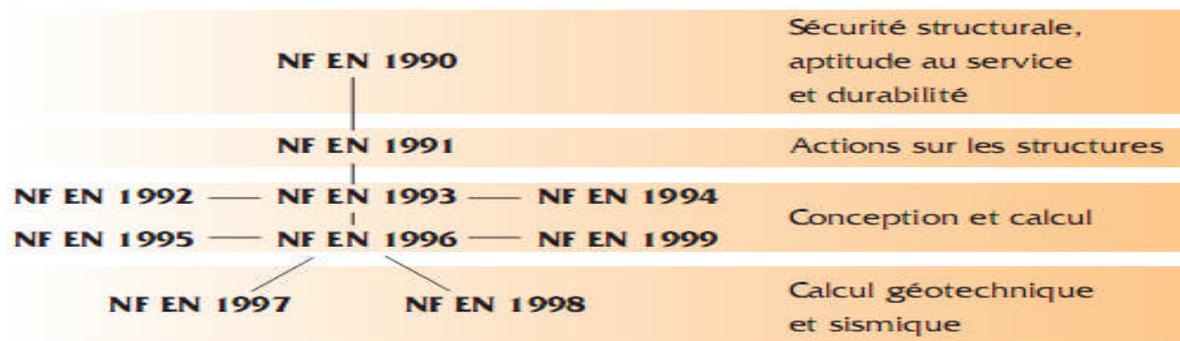


Figure II.1 : Schéma explicatif des différents liens entre les Eurocodes(D’après l’école française du béton, 2005)

II.2.4.LES BARRAGES ET LES EUROCODES

Les Eurocodes structuraux (EN 1990 à 1999) sont un ensemble de normes européennes destinées à proposer un cadre commun pour la conception structurale des bâtiments et des ouvrages de génie civil, couvrant les aspects géotechniques, les situations sismiques, l’exécution et les structures provisoires. Ces normes ont progressivement été transposées en normes nationales : NF EN 1990 à NF EN 1999 pour la France.

Pour ce qui relève de l’application de ces textes au domaine des barrages, la norme NF EN 1990 « Bases de calcul des structures » indique dans son introduction que, pour le calcul d’ouvrages spéciaux (par exemple installations nucléaires, barrages, etc.), d’autres dispositions que celles des EN 1990 à 1999 peuvent être nécessaires. De son côté, la norme NF EN 1997-1 «Eurocodes 7 : Calcul géotechnique – Partie 1 : Règles générales» précise que

les dispositions de la norme s'appliquent aux remblais de petits barrages et d'infrastructures (section 12 - article 12.1), sachant que la notion de " petits barrages " n'est pas définie dans l'Eurocodes 7 (Royet et Peyras, 2012).

II.3.PRINCIPE DE L'ANALYSE SEMI-PROBABILISTE PAR LA METHODE DES COEFFICIENTS PARTIELS

Une approche simplifiée semi- probabiliste consiste à proposer des coefficients de sécurité à appliquer des valeurs dites représentatives ou caractéristiques associées aux lois de distribution des variables aléatoires, et d'injecter ces données d'entrée dans un modèle déterministe. Le point de conception P^* est utilisé dans le calcul des coefficients partiels. Dans l'espace des variable aléatoire, représenter ici par une variable résistance R et une variable sollicitation S , trois points remarquable sont représentés sur la figure II.2.

$P(m)$: pour la quel les valeurs sont centrées sur les valeurs moyennes ;

$P(k)$: ou les variable sont représenter par des valeurs caractéristiques ;

P^* le point de conception ou la défaillance est la plus probable, puisque la distance entre $P(m)$

Et P^* et la plus courte(Adelaide et al ,2010).

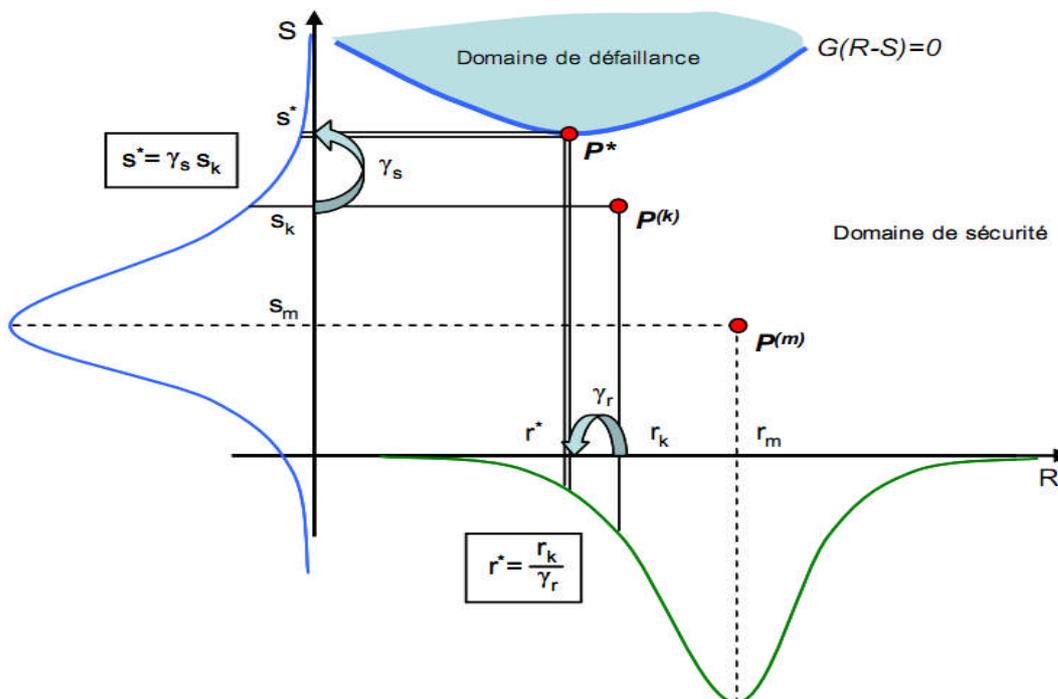


Figure II.2 : Représentation graphique des coefficients de sécurité pour l'approche semi-probabiliste (D'après Adelaide *et al* ,2010)

Schématiquement, l'analyse semi-probabiliste remplace le calcul de probabiliste par la vérification d'un critère simple (une inégalité) faisant intervenir :

$$\checkmark \text{ les actions de calcul : } F_d = \gamma_F F_{Rep} \quad (II.1)$$

✓ les résistances de calcul des matériaux : $f_d = f_k / \gamma_m$, (II.2)

✓ la géométrie de calcul : $a_d = a_k + \Delta a$ (II.3)

Ce critère a la forme suivante :

$$S_d(f_d; a_d; \gamma_M; \gamma_d) \leq R_d(f_d; a_d; \gamma_M; \gamma_d) \quad (II.4)$$

Où

γ_d : coefficient de sécurité partiel lié aux incertitudes sur la modélisation,

γ_M : coefficient de sécurité partiel lié au degré de fiabilité requis.

Dans la pratique, le coefficient γ_M est intégré dans la définition des coefficients partiels sur les actions (les coefficient γ_F) (Olivier, 2008).

Le principe de l'approche semi-probabiliste est de limiter la probabilité de ruine des constructions à une valeur suffisamment faible pour être acceptée. Cette probabilité se détermine à partir des lois de probabilité des effets des actions et des résistances traitées comme des variables aléatoires comme illustre la figure suivante.

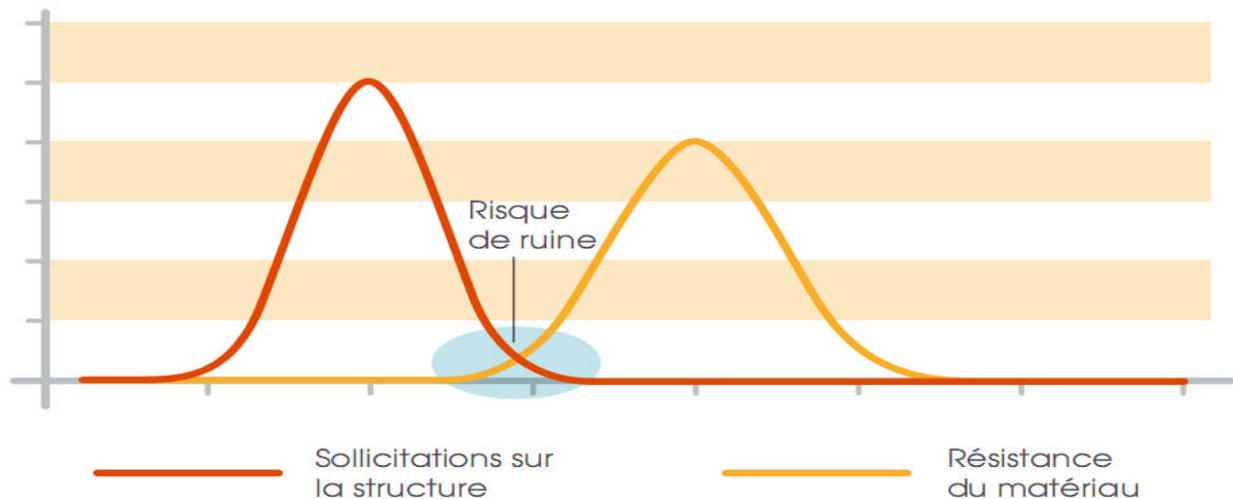


Figure II.3 .Risque de ruine des constructions(D'après Snbpe, 2010)

La probabilité de ruine est la probabilité que :

- les sollicitations de la structure soient supérieures à sa résistance
- les sollicitations du matériau soient supérieures à sa résistance.

De même, le calcul de la probabilité de ruine est remplacé par la vérification d'une inéquation dont les grandeurs (effet des actions et résistance) sont affectées de coefficients pour obtenir un écart suffisant entre la valeur caractéristique des sollicitations et la valeur caractéristique de la résistance du matériau ou de la résistance structurale (Snbpe, 2010) et la figure II.4 indique l'augmentation de la marge de sécurité.

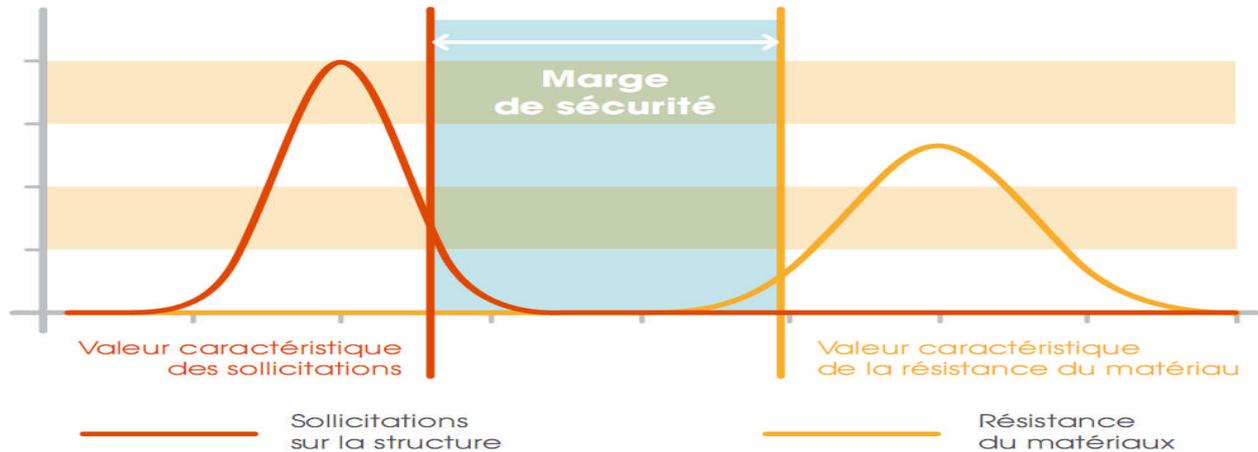


Figure II.4 : Définition de la marge de sécurité(D'après Snbpe ,2010).

La méthode de calcul semi-probabiliste aux états-limites consiste à vérifier le dimensionnement d'un ouvrage de génie civil. Son application suppose donc que cet ouvrage est déjà pré-dimensionné (Pitel, 2002).

Les méthodes semi-probabilistes sont les méthodes qui se résument en deux idées fortes :

- Probabilisé tout ce qui peut l'être avec une précision convenable. La méthode d'évaluation d'une variable consiste à déterminer statistiquement une valeur caractéristique et à incorporer dans un coefficient forfaitaire les incertitudes non prises en compte,
- Négliger les dispersions de certaines données en utilisant des valeurs déterministes (Gao ,1996).

De récents travaux menés sous l'égide du Comité Français des Grands Barrages ont proposé une méthodologie semi-probabiliste aux états-limites pour les barrages poids (Royet *et al*, 2002a): Les intensités des actions permanentes à prendre en compte sont déterminées à partir de leur valeur nominale ou de leur valeur caractéristique si on connaît leurs incertitudes ; les valeurs représentatives des actions de l'eau (valeurs caractéristique, quasi-permanente, de calcul et accidentelle) sont déterminées directement dans les situations de projet ; les différentes intensités des résistances (de service, de calcul et accidentelle) sont définies à partir de la résistance caractéristique ; enfin, les conditions d'états-limites sont exprimées à partir des actions issues des différentes combinaisons (quasi-permanente, rare, fondamentale et accidentelle), à partir des résistances caractéristiques pondérées par leur coefficient partiel et d'un coefficient de modèle propre à l'états-limites(Peyras ,2004). Tout ça est récapitulé dans la figure suivante :

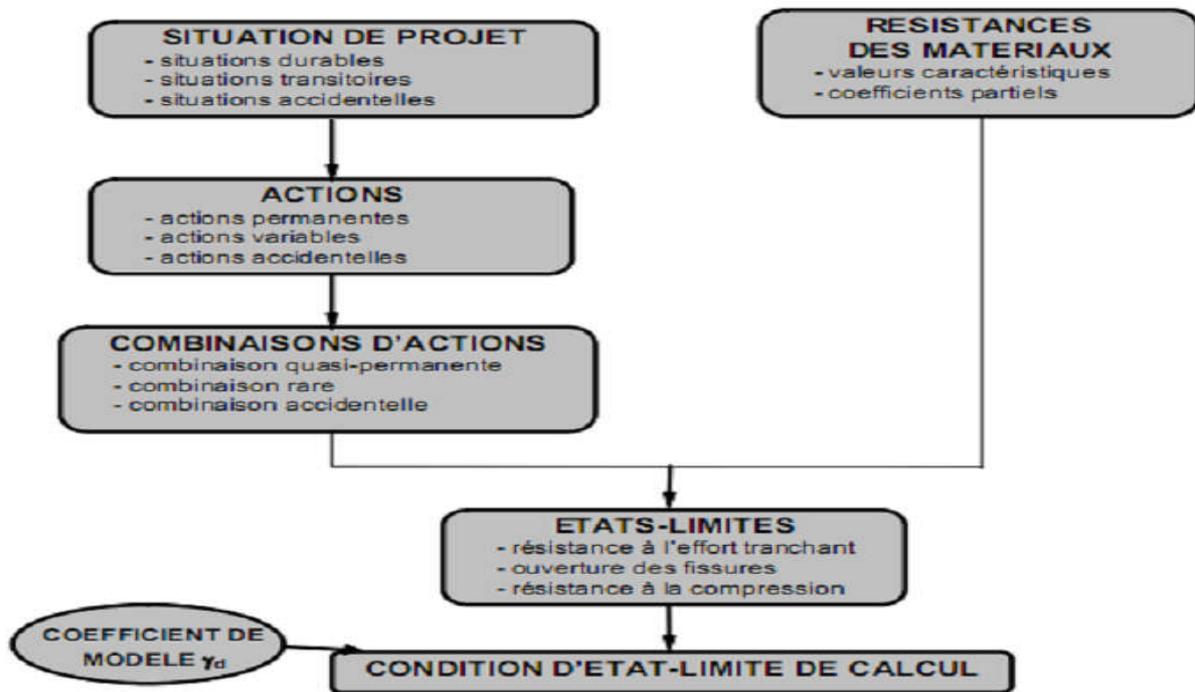


Figure II.5 : Démarche de la justification de la stabilité d'un barrage-poids
(D'après Laurent et Peyras, 2006)

II.3.1. SITUATIONS DU PROJET

Les situations de projet modélisent un ensemble de conditions physiques représentant les conditions réelles auxquelles l'ouvrage est soumis et qui se produisent au cours d'une certaine durée pendant laquelle les distributions de toutes les données (actions, résistances) sont considérées comme constantes. Elles correspondent à des chargements dans lesquels l'ouvrage est susceptible de se trouver durant sa vie : côte normale d'exploitation, crue de projet, séisme, retenue vide, défaillance particulière d'un composant de l'ouvrage, etc. Les situations de projet fixent les états-limites à justifier, selon l'ouvrage considéré (Royetet Peyras, 2012).

Les situations de projet précisent les spécifications détaillées à prendre en compte dans les justifications et dans la conception :

- l'environnement réglementaire, hydrogéologique, hydrologique dans lequel l'ouvrage s'inscrit, en particulier :
 - ✓ les crues courantes, rares, exceptionnelles et extrêmes,
 - ✓ les variations de niveau des eaux souterraines, y compris dans les versants,
 - ✓ les conditions d'exploitation de l'ouvrage
 - ✓ les actions : le poids propre, la poussée des sédiments, la poussée d'une recharge aval, les actions de l'eau et l'action des séismes,

- la description du terrain sur lequel l'ouvrage est construite :
 - ✓ la disposition et la classification des différentes zones de fondation,
 - ✓ le modèle géologique et géo mécanique en fondation,
 - ✓ les propriétés mécaniques du corps du barrage, de l'interface barrage fondation et de la fondation ;
- l'altération ou le vieillissement des matériaux du barrage et de la fondation liés au temps ou à l'environnement ;
- les défaillances technologiques particulières envisagées pour l'ouvrage.

Tableau II.2 :Les situations de projets (d'après la Comité Français des Grands Barrages ; 2012)

Catégories de situations des projets	
Situation normale d'exploitation	
Définition	Description
Elles se réfèrent aux conditions d'exploitation normale de l'ouvrage, et notamment hors crue	<ul style="list-style-type: none"> • Côte RN amont et choix de la côte aval pour les barrages de stockage
Situations transitoires ou rares	
Définition	Description
Elles se réfèrent à des conditions temporaires de fonctionnement ou à des probabilités d'occurrence assez élevées sur la durée de vie de l'ouvrage ;	<ul style="list-style-type: none"> • Fin de construction • Vidange de la retenue • Batardage de vanne • Séisme de base d'exploitation SBE (Antilles) avec retenue à la cote RN • Action de la glace avec retenue à la cote RN • Arrêt brutal de l'usine
Les situations exceptionnelles (Situations de crue)	
Définition	Description
Elles se réfèrent à des conditions exceptionnelles applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence faibles sur la durée de vie de l'ouvrage ; <ul style="list-style-type: none"> • Situation rare de crue • Situation exceptionnelle de crue • Situation extrême de crue 	<ul style="list-style-type: none"> • Cote de protection (barrages écrêteurs) • Cote des PHE • Cote de danger
Situations accidentelles	
Définition	Description
Elles se réfèrent à des conditions extrêmes applicables à l'ouvrage ou à des probabilités d'occurrence très faibles sur la durée de vie de l'ouvrage	<ul style="list-style-type: none"> • Séisme d'évaluation de sécurité - SES • Glissement de versant dans la retenue • Avalanche exceptionnelle dans la retenue

- **Autres situations de projet liées à la défaillance ou à l'indisponibilité temporaire d'un composant de l'ouvrage**

Certaines défaillances ou indisponibilités d'éléments ou de composants impliqués directement dans la sécurité du barrage peuvent conduire à des situations transitoires ou rares ou à des situations accidentelles devant être spécifiquement étudiées (Royet et Peyras.2012). Parmi celles-ci, on peut citer :

- la défaillance d'une ou plusieurs vannes d'un évacuateur de crues ;
- la défaillance du dispositif de rabattement des sous-pressions et du système de drainage, y compris le cas échéant d'une pompe d'exhaure ;
- la défaillance de l'étanchéité d'un masque amont ;
- la défaillance de tirants d'ancrages;

En fonction de la probabilité ainsi évaluée, la situation examinée peut être considérée comme rare (probabilité supérieure à 10^{-3} à 10^{-4} par ans) ou comme accidentelle (probabilité inférieure à 10^{-4} par an).

- **Exemple 1 :** Colmatage d'un système de drainage gravitaire : si le système de drainage est totalement gravitaire et que les drains sont observables, cette situation de projet pourrait être classée dans la catégorie des situations accidentelles, notamment si la surveillance et l'entretien du barrage étaient perfectibles.
- **Exemple 2 :** Défaillance d'une pompe d'exhaure d'un système de drainage : en règle générale, une telle situation sera considérée dans la catégorie des situations transitoires ou rares (Royet et Peyras.2012).

II.3.2. CLASSEMENT DES ACTIONS

On peut classer les actions selon :

1. Leur variation dans le temps

Les codes modernes de justification des constructions, basés sur les concepts semi-probabilistes, proposent plusieurs classifications des actions. La plus utile, lors de la formation des combinaisons, établit une distinction entre actions permanentes, variables et accidentelles.

Les actions permanentes : sont celles dont les variations dans le temps sont rares ou négligeables par rapport à leur valeur moyenne, ou celles pour lesquelles l'action varie dans le même sens au cours du temps en tendant vers une limite.

Les actions variables : sont celles dont les variations au cours du temps sont fréquentes ou continues, mais aussi non monotones et non négligeables par rapport à leur valeur moyenne.

Les actions accidentelles : sont celles dont la probabilité d'occurrence est faible pour une structure donnée. Elles comprennent principalement les forces résultant de chocs, explosions, affaissements de terrain, avalanches de terre ou de neige, tornades dans les régions qui n'y sont pas normalement exposées ; elles ne sont à prendre en compte que lorsque la valeur estimée de leur intensité n'est ni négligeable, ni si importante qu'il serait déraisonnable de vouloir assurer l'intégrité de la structure sous leur effet (Ojeda, 2003).

2. Leur variabilité dans l'espace

On distingue selon ce critère (Olivier ,2008):

Les actions fixes : Qui ne peuvent varier indépendamment d'un endroit à l'autre ou elles s'exercent.

Les actions libres : Qui ont une distribution spatiale.

3. la réponse de la structure

On distingue de ce point de vue (Olivier ,2008):

Les actions statiques : Qui n'entraînent pas de vibration de l'ouvrage,

Les actions dynamiques : Qui induisent une accélération significative de la structure mettant en jeu des forces d'inertie (séisme, vent, . . etc.).

L'eau peut être permanente ou variable et la neige, le vent et les séismes peuvent être variables ou accidentelles (Spehl, 2011).

II. 3.3. VALEURS REPRESENTATIVES DES ACTIONS

1. Actions permanentes

Les actions permanentes sont représentées par leurs valeurs caractéristiques. Si la variabilité d'une action permanente particulière est faible, on lui attribue une valeur caractéristique unique G_k . C'est le cas des actions dues au poids propre : elles sont généralement représentées par une valeur nominale calculée à partir des dessins du projet et des poids volumiques moyens des matériaux ($G_k = G_m$) (Malier, 2005).

Lorsque les incertitudes sur une action permanente sont plus importantes et en admettant que l'on dispose d'informations statistiques suffisantes, on définit deux valeurs caractéristiques (maximale, $G_{k, sup}$, et minimale, $G_{k i, inf}$), déterminées de telle façon que la probabilité pour que la valeur réelle de l'action les dépasse (dans un sens ou dans l'autre) soit inférieure à 5%, la fonction de répartition étant supposée gaussienne.

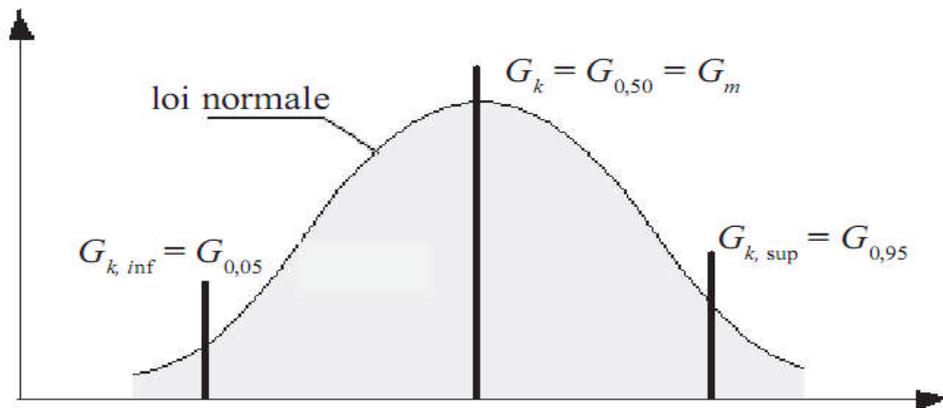


Figure II.6 : Représentation schématique des valeurs caractéristiques des actions permanentes (D'après Malier, 2005).

En pratique, si l'incertitude sur la connaissance des paramètres (l'incertitude sur la connaissance des paramètres des matériaux et non pas l'incertitude sur la validité du principe de calcul) n'est pas trop importante, on adopte, pour la valeur caractéristique, une valeur nominale unique $G_{k,i}$ correspondant à la moyenne (Royet et al ;2002a)

a) Valeur nominale du poids propre du barrage : G_{0K}

Généralement, le calcul de l'intensité du poids propre ne pose pas de difficulté particulière. Dans ce cas, nous adoptons une valeur nominale unique calculée à partir des dessins du projet et du poids volumique moyen des matériaux : $G_0 = \gamma_b \cdot S$

Parfois, l'évaluation du poids volumique γ_b peut poser des difficultés, en particulier pour les barrages anciens en maçonnerie. Dans ce cas, nous considérons les valeurs maximales $\gamma_{b,max}$ et minimale $\gamma_{b,min}$ du poids volumique. Si l'on dispose d'un échantillon de valeurs γ_b du matériau obtenues par essais en laboratoire ou par sondages dans un barrage existant, on peut définir $\gamma_{b,max}$ et $\gamma_{b,min}$ comme des fractiles de la loi de distribution du poids volumique. Nous déterminons alors deux valeurs nominales de l'action du poids propre, G_{0min} et G_{0max} , en fonction de l'effet sur l'états-limites étudié :

- la valeur nominale minimale G_{0min} obtenue à partir du poids volumique minimum $\gamma_{b,min}$, pour tous les états-limites à l'exception de celui de la capacité portante du sol : $G_{0min} = \gamma_{b,min} \cdot S$
- la valeur nominale maximale G_{0max} obtenue à partir du poids volumique maximum $\gamma_{b,max}$, pour l'états-limites de capacité portante du sol : $G_{0max} = \gamma_{b,max} \cdot S$

b) Valeur nominale de la poussée des sédiments: G_1

L'action des sédiments est défavorable à la stabilité de l'ouvrage. Par conséquent pour la détermination de sa valeur nominale, on envisage la hauteur des sédiments maximale obtenue à long terme.

Elle est représentée par la valeur nominale unique G_{1max} , obtenue, en adoptant les valeurs maximales de $\gamma_{sédiment}$ et $\phi_{sédiment}$.

Notons quelques valeurs guides pour $\gamma_{sédiment}$:

- L'USBR en 1987, recommande d'adopter, à défaut de donnée, $\gamma_{sédiment} = 9,2 \text{ KN/m}^3$
- En première approximation $\gamma_{sédiment} = 10 \text{ KN/m}^3$

Et pour l'angle de frottement du sédiment est lié avec le coefficient de la poussée des sédiments

- Le coefficient de pression latérale des terres au repos, obtenu à partir de la formule de Jacky : $K_0 = 1 - \sin \phi_{sédiment}$. Avec l'angle de frottement interne des matériaux saturés $\phi_{sédiment} = 30^\circ$ (ce qui est une valeur usuelle pour des matériaux fins), on obtient $K_0 = 0,50$ (PBAR, 1997)
- adopter en première approche : $K = 0,39$ (USBR, 87)

c) Valeur nominale de l'action d'une recharge aval: G_{2k}

L'action de la recharge aval est favorable à la stabilité de l'ouvrage. Elle est représentée par la valeur nominale G_{2min} , en adoptant les valeurs minimales de $\gamma_{recharge}$ et $\phi_{recharge}$.

d) Action de tirants précontraints G_{3k} (G_{3k} : force d'ancrage).

Il convient de distinguer deux cas :

- Installation de tirants sur des barrages existants (ou lors de la construction des barrages neufs) :

Les tirants sont ici mis en place sur le barrage lui-même ou l'un de ses ouvrages annexes (culée, évacuateur de crues, ...).

La valeur caractéristique de la force d'ancrage apportée par les tirants précontraints (quelle que soit l'inclinaison des tirants) est déduite de la traction de blocage par application d'une perte, dont on peut, en première approximation, évaluer la valeur moyenne entre 6 et 10 %. Cette perte est à préciser en fonction des propriétés de la fondation, des matériels et matériaux utilisés, et doit toujours faire l'objet d'une étude spécifique, (TA, 1995).

- Cas des barrages avec tirants en service : Il s'agit ici de justifier un barrage en service comportant des tirants plus ou moins anciens. La difficulté vient souvent du fait que l'on ne

sait pas mesurer la traction résiduelle dans les tirants (c'est notamment le cas des tirants injectés sur toute leur longueur).

Il convient dans ce cas de faire preuve de la plus grande prudence : dans les cas où des indices de corrosion sont avérés, une valeur nulle ne pourra ainsi être retenue.

Si la mesure de la traction résiduelle est possible, on adopte pour la valeur caractéristique de la force d'ancrage une intensité raisonnablement prudente évaluée à partir des mesures réalisées in situ sur les tirants et tenant compte d'éventuelles pertes différées encore envisageables (à l'instar des tirants neufs, une perte comprise entre 6 et 10 % peut être retenue en première approximation).

- **VALEUR DE CALCUL**

Les valeurs caractéristiques sont transformées en valeurs de calculs de dimensionnement par des coefficients de pondérations (partiels)(Motro, 2008). Ces coefficients dépendent de la probabilité du type d'action (permanente, variable, accidentelle), de leur effet favorable ou défavorable, de la « situation considérée » : durable, transitoire, accidentelle, de l'état limite considéré : ELU, ELS.

La valeur de calcul couvre d'une part le dépassement possible dans le sens défavorable de la valeur caractéristique, et d'autre part les incertitudes sur les paramètres entrant dans le calcul de l'action et sur le modèle de l'action. Elle est obtenue à partir de la valeur caractéristique multipliée par un coefficient partiel γ_F . Ce dernier majore ou minore la valeur caractéristique en fonction du caractère favorable ou défavorable de l'action.

A titre d'exemple, les coefficients partiels suivants [cetmef01] ont été adoptés pour les ouvrages maritimes et fluviaux : $\gamma_F = 0,90$ si l'action est favorable ; $\gamma_F = 1,20$ si elle est défavorable. Notons que ces valeurs sont identiques à celles rencontrées dans les règlements semi-probabilistes existants en France (fascicule 62 titre V, BAEL 91) et à celles des Eurocodes au coefficient de modèle de 1,125 près. Dans le domaine des barrages poids, les coefficients partiels γ_F relatifs au poids propre pourraient être choisis a priori proches de 1, compte tenu du faible risque d'erreur sur la détermination du profil (massif) des ouvrages (l'incertitude sur la connaissance du poids propre est uniquement liée au poids volumique des matériaux).

Les valeurs de calcul des actions permanente sont notées G_{di} . Ainsi, nous définissons G_{d0} , G_{d1} et G_{d2} pour les valeurs de calcul respectivement du poids propre, de la poussée des sédiments et de l'action d'une recharge aval (Royet et al, 2002a).

2. Actions variables

Les principales valeurs représentatives d'une action variable qui peuvent intervenir dans les combinaisons d'actions sont :

- la valeur caractéristique, notée ; Q_k
- la valeur de combinaison, notée ; $\psi_0 Q_k$
- la valeur fréquente, notée ; $\psi_1 Q_k$
- la valeur quasi permanente, notée ; $\psi_2 Q_k$

Les coefficients ψ dépendent de la nature de la charge (exploitation, neige ou vent) et sont fixés dans l'Eurocode 1.

Pour en simplifier la présentation, ces valeurs sont définies par une fraction de la valeur caractéristique obtenue en lui appliquant des coefficients réducteurs, mais les valeurs fréquente et quasi permanente sont des propriétés intrinsèques de l'action variable considérée et les coefficients ψ_1 et ψ_2 ne sont rien d'autre que des quotients, par la valeur caractéristique, d'autres valeurs déterminées directement. Par contre, le coefficient ψ_0 , appelé coefficient de combinaison, fixe le niveau d'intensité d'une action variable non dominante, c'est-à-dire lorsqu'elle est prise en compte, dans les calculs, en même temps qu'une autre action variable dite dominante affectée de sa valeur caractéristique (Malier, 2005).

a) Poussée hydrostatique amont Q_1

La valeur de calcul de la poussée hydrostatique amont peut être obtenue de deux façons : soit en multipliant la valeur caractéristique par un coefficient partiel noté γ_{Q1} , qui couvre les incertitudes sur le choix de la valeur caractéristique et sur le choix du modèle de l'action ou par détermination directe, sans passer par un coefficient partiel. Cela revient à privilégier une démarche d'analyse de risques, basée sur la caractérisation statique des différents niveaux de la retenue, en mettant à profit l'existence de données statistiques (le plus souvent) pour définir les valeurs de calcul par leurs périodes de retour et la valeur de calcul Q_{d1} est pour le niveau minimum entre la crête du barrage et la côte correspondant à la crue de période de retour 10 000 ans. Ce dernier niveau pour les barrages déversant.

b) Poussée hydrostatique aval Q_3

La poussée hydrostatique aval Q_3 est obtenue dans chaque situation de projet. Elle est déduite d'un calcul de ligne d'eau dans la rivière en aval du barrage et on tient compte des cas particuliers tels que (Royet et Peyras, 2012):

- Des barrages avec évacuateur vanné fixant la ligne d'eau aval en fonction de l'ouverture des vannes ;

- Des aménagements hydroélectriques relâchant un débit très variable ;
- De la présence d'un contre-barrage ou un barrage existant à l'aval ;
- De la présence d'un ressaut chassé en aval. Dans ce dernier cas, la contre-poussée aval n'est pas prise à compte, sauf démonstration contraire. Et il convient de considérer la largeur effective du ressaut au regard de la largeur de la rivière à l'aval

Dans chaque situation de projet correspondant à un niveau d'eau amont, on calcule l'intensité Q_3 résultant de la hauteur d'eau agissant contre le parement aval.

Ainsi dans le cas général :

- A la valeur quasi permanente de la poussée hydrostatique amont est associée la valeur quasi permanente de la poussée hydrostatique aval, correspondant à un débit égal au débit réservé de la rivière ;
- A la valeur caractéristique de la poussée hydrostatique amont est associée la valeur caractéristique de la poussée hydrostatique aval, correspondant au niveau dans la rivière aval lié à la crue de période de retour 1000 ans ;
- A la valeur de calcul de la poussée hydrostatique amont est associée la valeur de calcul de la poussée hydrostatique aval, correspondant au niveau dans la rivière aval lié à la crue de sûreté ou à la crue de période de retour 10 000 ans. (Royet et *al*, 2002a)

c) **Action des sous-pressions Q_2**

Le principe de calcul repose sur la détermination du diagramme des sous-pressions agissant dans le corps du barrage, dans l'interface barrage - fondation et dans les fondations. Ce diagramme fixe l'intensité de l'action des sous-pressions s'appliquant, soit sur les sections horizontales dans le corps du barrage, soit dans l'interface barrage - fondation, soit le long de joints rocheux dans les fondations.

Les incertitudes sur l'intensité de l'action des sous-pressions sont importantes et sont liées essentiellement aux propriétés intrinsèques du site, des matériaux et des dispositifs visant à réduire les sous-pressions (stratification de la roche de fondation, perméabilité des matériaux, qualité du voile d'injection, conception du système de drainage, etc.). Pour tenir compte de ces incertitudes, on adopte des hypothèses de répartition des sous-pressions plus ou moins sécuritaires, qui ont une influence considérable sur le dimensionnement global de l'ouvrage et sur sa sécurité. Il convient donc de retenir, pour le calcul de l'intensité des sous-pressions, des hypothèses prudentes, raisonnablement envisageables. Il est nécessaire de s'assurer, par l'auscultation, du respect au cours de la vie de l'ouvrage de la validité des hypothèses de projet adoptées pour les sous-pressions. Au cas où ces hypothèses ne seraient

plus vérifiées en cours d'exploitation, des mesures s'imposeraient logiquement (vérification des conditions de sécurité, nettoyage des drains, renforcement du dispositif, etc.).

De façon générale, on ne considère que les variations des sous-pressions dans les fondations et dans le corps du barrage suivent le niveau de remplissage de la retenue et le niveau aval, avec un effet retard négligeable. Cette recommandation prévaut de façon générale dans toutes les situations de remplissage de la retenue, et même en situation de crue rapide et brève. Dans ces conditions, l'intensité de l'action des sous-pressions Q_2 est systématiquement liée à Q_1 et Q_3 .

On admet une seule exception à cette règle : en situation sismique, on pourra admettre que le diagramme des sous-pressions 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.

d) Action des glaces Q_4

L'action est essentiellement d'origine thermique et correspond au phénomène de dilatation thermique de la glace, qui se produit principalement lors d'épisodes de redoux durant un hiver rigoureux.

L'action de la glace concerne non seulement les barrages situés en haute altitude, mais peut également potentiellement impacter des barrages situés en zone de moyenne montagne ou en zone de plaine dont certaines ont connu des périodes de glaciation hivernale significatives ces dernières décennies. Cette action sera davantage sensible pour les barrages de petite et moyenne hauteur.

Des approches quantitatives simplifiées de détermination de l'épaisseur de glace sont fournies par les recommandations (Rosa, 2000). Elles nécessitent un échantillon de données de températures journalières sur une période suffisamment longue et représentative.

En l'absence d'études plus approfondies, on peut se guider sur les dispositions suivantes :

- l'action de la glace est représentée par une pression horizontale équivalente d'intensité 150 KN/m^2 en zone continentale métropolitaine (eaux intérieures par opposition aux zones côtières). Cette pression est exercée sur toute l'épaisseur supposée de la glace. (Royet *et al*, 2012)
- sauf démonstration contraire, l'épaisseur de la glace minimale recommandée est de 0,30 m. Pour les retenues d'altitude, cette épaisseur est susceptible d'augmenter significativement (valeurs maximum de 60 à 80 cm).

La figure II.8 montre l'évolution de la poussée de glace en fonction de l'épaisseur

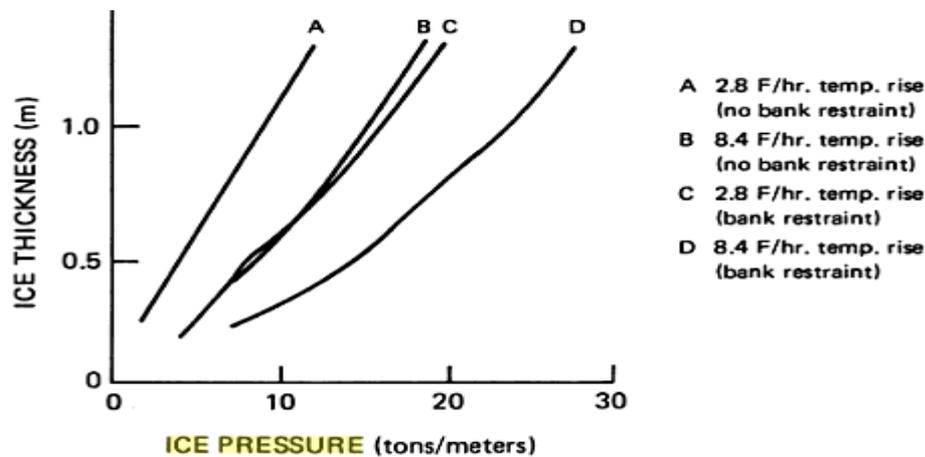


Figure II.7 : Evolution de poussée des glaces en fonction de l'épaisseur (D'après National Académies, 1983)

3. Actions accidentelles

Les actions accidentelles sont des actions, habituellement de courte durée d'application mais de grandeur significative, qui ont peu de chances d'intervenir sur une structure donnée au cours de sa durée de vie de projet. Dans la mesure où l'on ne dispose généralement pas de données statistiques suffisantes, on les représente généralement à l'aide de valeurs nominales uniques, c'est-à-dire de valeurs fixées par le code ou par un texte réglementaire (Malier, 2005).

- **MODELESATION DE L'ACTION SISMIQUE**

Au cours d'un séisme, l'énergie transmise par la fondation se traduit par la mise en vibration de l'ouvrage, structure qui malgré son caractère susceptible de se mettre en vibration les sollicitations mécaniques auxquelles un barrage est alors soumise sont deux types : les forces d'inertie dues à l'accélération de la structure et les forces hydrodynamiques dues à la mise en vibration de la retenue qui s'ajoutent aux forces hydrostatiques (Peyras, 2006).

II.3.4. LES COMBINAISONS DES ACTIONS

Les combinaisons d'actions regroupent des valeurs représentatives plus ou moins sécuritaires des actions ci-dessus et sont utilisées pour vérifier les états-limites dans les différentes situations de projet, selon le niveau de sécurité à retenir. (Peyras, 2006).

Tableau II.3 : Récapitulatif des combinaisons de charges(d'après la Comité Français des Grands Barrages ; 2012)

Nom de la combinaison	Situation	Combinaison d'action
Combinaison quasi-permanente	Les valeurs quasi-permanentes des actions de l'eau, notées Q_{qp} , obtenues pour la cote normale d'exploitation (RN).	$\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}\}$
Combinaisons rares	Combinaison d'actions pour la retenue vide*	$\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{2-retenu_vide}\}$
	Combinaison d'actions pour les PHE	$\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1-rare} + Q_{2-rare} + Q_{3-rare}\}$
	Combinaison d'actions pour l'action de la glace	$\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp} + Q_4\}$
	Combinaison d'actions pour le séisme SBE	$\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + A_{SBE} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}\}$
Combinaisons extrêmes	Combinaison accidentelle sismique SES	$\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + A_{SMP} + Q_{1qp} + Q_{2qp} + Q_{3qp}\}$
	Combinaison extrême de crue	$\{G_{0k} + G_{1k} + G_{2k} + G_{3k} + G_{4k} + A_{Q1} + A_{Q2} + A_{Q3}\}$

*Cette combinaison est considérée dans le cadre de la justification de la portance du sol pour les barrages construits sur des fondations de qualité mécanique faible.

II. 3.5.VALEUR REPRESENTATIVE DE LA RESISTANCE

Il convient de représenter les propriétés des matériaux (ou des produits) par des valeurs caractéristiques.

Ainsi la résistance caractéristique d'un matériau f_k est définie à partir de N expérience par $f_k = m_f - K_s \sigma_f$ ou m_f et σ_f sont la moyenne et l'écart type de f sur les N expérience. En général la valeur K_s est définie pour que la probabilité d'avoir $f_i < f_k$ soit inférieure à 5%, ce qui correspond pour un nombre infini d'essais sont réalisés en nombre infini d'essais à $K_s = 1.64$. Dans la pratique les essais sont réalisés en nombre fini souvent peu nombreux, et il faut prendre une valeur de K_s supérieur.

Lorsqu'une vérification d'état limite est sensible à la variabilité d'une propriété d'un matériau (sol ou roche, coefficient de frottement par exemple, il convient de prendre en compte des valeurs caractéristiques supérieure et inférieure).

En général, si une valeur basse d'un produit est défavorable .la valeur caractéristique sera prise comme étant le Fractile de 5% .si une valeur haute d'une propriété est défavorable, la valeur caractéristique sera prise comme étant le fractile 95%.

Si l'on manque de données statistiques des valeurs nominales des propriétés des matériaux peuvent être prise en compte à la place des « caractéristiques »

Les réductions de la résistance du matériau(ou des produits) à considérer, résultant des effets d'actions répétées, qui peuvent conduire d'une réduction de la résistance structurale dans le temps par suite du phénomène de fatigue (Dehard.2006).

Les valeurs représentatives de la résistance des matériaux sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau II.4 : Valeurs représentatives de la résistance. (D'après Sphel ,2011).

Valeur représentative	Si une vérification aux états limites est sensible à la variabilité d'une propriété de matériau	valeurs caractéristiques inférieure $f_{k,inf}$ (Fractile de 5%) lorsqu'une valeur inférieur est défavorable
		valeurs caractéristiques supérieure $f_{k,sup}$ (Fractile de 95%) lorsque une valeur supérieure est défavorable.
	Statistiques insuffisantes	Valeurs nominales f_{nom}
	Rigidité structurale et dilatation	Valeur moyenne f_m
Valeur de calcul	Effet d'actions répétées (fatigue)	résistance réduite
	$F_d = f_k / \gamma_M$	

Les propriétés mécaniques des matériaux intervenant dans les justifications des barrages poids sont :

- déformabilité du massif rocheux et du corps du barrage ;

- résistance du massif rocheux et du corps du barrage ;
- résistance au cisaillement des discontinuités.

Ces paramètres sont physiquement indissociables. On examine successivement les matériaux dans :

- la fondation ;
- l'interface barrage – fondation ;
- le corps du barrage.

On s'intéresse aux valeurs de pic des résistances. Dans certains cas particuliers (barrage ou fondation fissuré, calcul post-sismique), on peut être amené à considérer les valeurs résiduelles.

II.3.5.1. PRINCIPES GENERAUX DE DETERMINATION DE LA VALEUR CARACTERISTIQUE

1. Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres doit s'appuyer sur les valeurs mesurées et les valeurs dérivées des essais en place et en laboratoire, complétées par les enseignements de l'expérience.

2. La valeur caractéristique d'un paramètre mécanique doit être une estimation prudente de la valeur qui influence l'occurrence de l'états-limites.

3. Le choix des valeurs caractéristiques des paramètres mécaniques doit tenir compte des points suivants :

- L'existence d'informations préalables, telles que des données de projets antérieurs
- la variabilité des valeurs mesurées des propriétés ;
- Le volume des investigations menées en place et en laboratoire ;
- Le type et le nombre d'échantillons ;
- Les dimensions de la zone du terrain qui gouverne le comportement de l'ouvrage pour l'états-limites considéré ;
- La capacité de l'ouvrage à transférer les charges des zones faibles aux zones plus résistantes du terrain.

4. La zone du terrain qui gouverne le comportement d'un ouvrage à un états-limites ultime est en général beaucoup plus grand qu'une éprouvette de laboratoire ou que la zone affectée par un essai en place. Par conséquent, la valeur qui gouverne l'états-limites est souvent une valeur moyenne d'un intervalle de valeurs couvrant une grande surface ou un grand volume de terrain. Il est recommandé que la valeur caractéristique soit une estimation prudente de cette valeur moyenne.

5. Si l'on utilise des méthodes statistiques, il convient que la valeur caractéristique soit déterminée de façon à ce que la probabilité calculée d'une valeur plus défavorable qui gouverne l'occurrence de l'états-limites étudié ne dépasse pas 5%.

De ce point de vue, une estimation prudente de la valeur moyenne consiste à choisir la valeur moyenne d'un ensemble limité de valeurs du paramètre géotechnique avec un niveau de confiance de 95% ; par rapport à une rupture locale, une estimation prudente de la valeur la plus faible est un fractile à 5%.

6. Lorsque l'on utilise des tables standardisées de valeurs caractéristiques liées aux paramètres de reconnaissance des sols, on doit choisir comme valeur caractéristique une estimation très prudente.

Les propriétés mécaniques introduites dans les calculs de stabilité doivent tenir compte des incertitudes qui sont d'autant plus importantes que les essais réalisés sont en nombre limité. A contrario, il est possible de réduire ces incertitudes si des vérifications de cohérence entre propriétés mécaniques sont effectuées et s'avèrent satisfaisantes.

L'évaluation des résultats d'essais par des méthodes statistiques peut être réalisée lorsque les données statistiques proviennent de populations identifiées suffisamment homogènes et qu'un nombre suffisant d'observations est disponible. Pour cela, il convient de prendre en compte la variabilité spatiale des paramètres, la dispersion des données d'essais et l'incertitude statistique associée au nombre d'essais.

II.3.5.2.APPLICATION AUX BARRAGES-POIDS

Dans le domaine des ouvrages hydrauliques, l'utilisation des statistiques n'est pas toujours possible. Le cas échéant, l'estimation prudente fait alors appel au jugement de l'expert, à partir des résultats d'essais disponibles ou à partir de valeurs guides issues de la littérature, et la valeur caractéristique correspond alors à une estimation experte prudente de la valeur de la résistance du matériau, responsable de l'apparition des états-limites (Royet et Peyras, 2012).

Par ailleurs, l'étendue du corps du barrage qui gouverne le comportement de l'ouvrage vis-à-vis d'un états-limites considéré est, sauf exception, beaucoup plus grande que celle qui intervient dans un essai de laboratoire ou in situ. Par conséquent, la valeur de la propriété qui contrôle le comportement de l'ouvrage n'est pas la valeur ponctuelle mesurée localement, mais une valeur moyenne sur une certaine surface ou un certain volume de sol (ou de barrage).

La valeur caractéristique correspond à une estimation prudente de cette valeur moyenne. Elle ne peut résulter d'un seul calcul statistique et doit faire appel au jugement de l'expert (Royet et Peyras, 2012)

II.3.6.LES ETATS LIMITES

1. Mode de 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, c'est-à-dire la localisation de l'élément de structure concerné, les propriétés mécaniques des matériaux, les sollicitations soumises ainsi que le modèle liant résistance et sollicitations. Notons que le niveau de fiabilité obtenu dépendra donc du mode de défaillance choisi.

Le mode de défaillance permet ainsi de définir la marge de sécurité ou fonction d'état limite à respecter. Cette fonction d'état limite, notée g , fait intervenir différents paramètres géométriques ou physiques du système étudié (Ballière, 2012).

Notons :

- R la résistance du matériau constitutif de la structure ;
- S les sollicitations imposées à la structure.

On peut écrire la marge de sécurité M et la fonction d'état limite g sous la forme générale :

$$M = g(R, S) \quad (II.5)$$

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 3 domaines Figure II.9 :

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

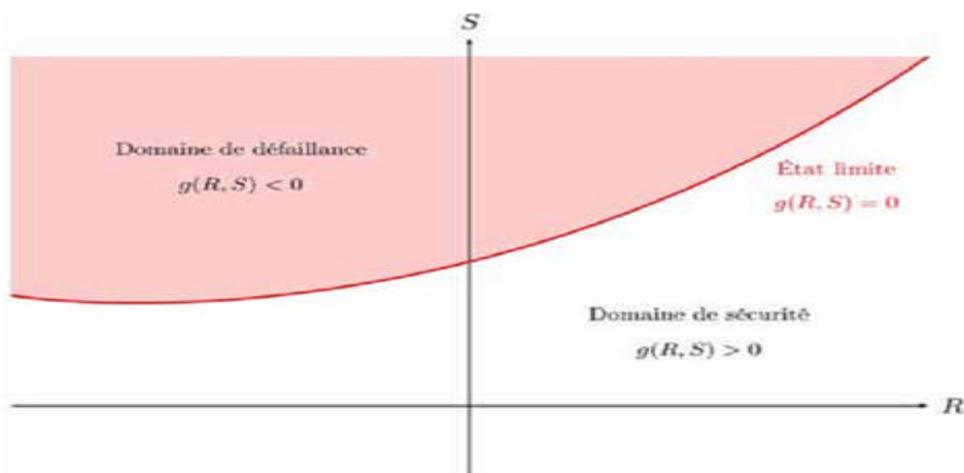


Figure II.8 : Domaine de défaillance, état limite et domaine de sécurité

(D'après Ballière, 2012)

2. Applications de la théorie des états limites

La théorie des états-limites propose un cadre souple et un vocabulaire précis pour l'analyse des ouvrages et de leur sécurité, qui s'insère particulièrement bien dans une démarche d'assurance-qualité. Son développement a consisté en l'organisation et la classification des situations de projet et des vérifications à mener par type d'ouvrage, définissant les phénomènes qui relèvent des états limites ultimes (ELU) et des états-limites de service (ELS), ainsi qu'en l'exposé des modèles de calcul appropriés. La pratique actuelle a ainsi été ré-exprimée avec la nouvelle terminologie (Kovarik ,1998).

La définition par le projeteur des situations de projet est un moment importante du processus de vérification, dans lequel se posent un certain nombre de questions:

- quelles sont les différentes étapes de la vie de l'ouvrage?
- quelles sont les actions qui s'exerceront pour former les cas de charge?
- que peut-on dire des incertitudes qui affectent chaque paramètre?
- quels niveaux de sécurité semblent les plus appropriés ?

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'états-limites » :

Élément moteur (ou sollicitation) \leq Élément résistant (ou capacité de résistance)

Le facteur de dimensionnement τ a été développé en remplacement de la notion ambiguë de « sécurité de l'ouvrage ». Il est défini comme un indicateur sans dimension de la « Position » de l'ouvrage pour un états-limites donné (Kovarik ,1998):

$\tau = \text{Élément résistant} / \text{Élément moteur}$

3. Classification des risques

La méthode de calcul aux états limites se fonde sur une approche semi-probabiliste et l'usage de coefficients partiels de sécurité associés, d'une part aux résistances et d'autre part aux actions, qui traduisent les différentes incertitudes liées aux propriétés des matériaux et à la réalisation de l'ouvrage.

Ce type de calcul permet de dimensionner une structure de manière à offrir une probabilité acceptable de ne pas atteindre un état limite, qui la rendrait impropre à sa destination.

Un ouvrage doit présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments,

- d'un comportement en service pouvant affecter sa durabilité, son aspect ou le confort des usagers

La vérification des structures se fait par le calcul aux états limites : les vérifications doivent être faites pour toutes les situations de projet et tous les cas de charges appropriés.

On distingue deux états limites :

- **ELU** : états limites ultimes ou (*Ultimate Limit Stats, ULS*), qui consiste à vérifier qu'elles ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge, et a fortiori qu'elles ne présentent pas de dégradation. Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par : Perte d'équilibre statique, rupture ou déformation plastique excessive et instabilité de forme.

Les vérifications aux états limites portent sur : la flexion, l'effort tranchant, la torsion, le poinçonnement et la fatigue

- **ELS** : états limites de service ou **ELS** (*Service ability Limit State, SLS*), qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement.

Les États Limites de service courants concernent : La limitation des contraintes et la maîtrise de la fissuration

Les états limites de service correspondent à une probabilité d'occurrence sur la vie de l'ouvrage de l'ordre de 0,5 (50%) à 0,01 (1%), alors que les états limites ultimes correspondent à une probabilité de l'ordre de 10^{-3} (0:1%) à 10^{-6} ($10^{-4}\%$), comme indiqués sur la Figure II.9. (Olivier ,2008).



Figure II.9: Probabilité d'atteinte des états limites (Olivier ,2008).

4. Avantages du calcul aux états limites

- Les états limites fournissent une liste des points fondamentaux à considérer dans le calcul des structures.
- Le calcul aux états limites assure des conditions uniformes de sécurité et de tenue en service et un emploi économique des matériaux. Il s'applique à de nombreux types de défaillances, de matériaux et de construction.

Le calcul aux états limites est un outil de base pour le calcul et l'évaluation des structures de génie civil et un moyen d'uniformiser les codes et les normes traitant du calcul des structures (Allen, 1982).

II.3.7. Calcul aux états limites des barrages poids

On distingue deux catégories d'états- limites :

1. Les états-limites de service (ELS) :

En prenant en compte les défaillances suivantes :

- la fissuration du corps du barrage, notamment la fissuration amont susceptible d'introduire la pleine sous-pression au sein de la fissure et de diminuer la sécurité vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant.
- l'étanchéité est l'aptitude à retenir l'eau et à éviter des infiltrations dans le corps du barrage et de la fondation, préjudiciables vis-à-vis de la sécurité et de l'économie du projet;
- le drainage est l'aptitude à évacuer les fuites, sans mise en charge des drains;
- la protection est l'aptitude à protéger la surface du barrage des effets de l'environnement : agents atmosphériques et humains ;
- l'évacuation des crues est l'aptitude à évacuer les eaux en situation de crue rare à extrême ;
- la vidange est la capacité à abaisser partiellement ou totalement le niveau du réservoir
- le suivi de la sécurité est l'aptitude à repérer d'une part les effets du vieillissement avant qu'ils n'endommagent profondément l'ouvrage et d'autre part les conséquences des accidents. Pour les barrages-poids, cela concerne le suivi du vieillissement des matériaux du corps du barrage (béton ou maçonnerie), la présence éventuelle de mécanismes de dégradation tels que l'alcali-réaction, la sulfatation, la carbonatation, le gel-dégel et tous les processus physico-chimiques de dégradation des matériaux, le suivi des sous-pressions dans le corps du barrage, à l'interface et dans la fondation, et le suivi des percolations dans la fondation et à l'interface (Royet et Peyras, 2012) .

Parmi ces différents ELS, l'états-limites d'extension des fissures fait l'objet d'une justification d'une condition d'états-limites, car son occurrence est de nature à diminuer la sécurité du barrage vis-à-vis de l'ELU de résistance à l'effort tranchant.

2. les états - limites ultime (ELU)

Les barrages- poids connaissent deux états-limites ultimes : l'ELU de résistance à l'effort tranchant et l'ELU de résistance à la compression. L'occurrence de l'ELU de résistance à l'effort tranchant est liée essentiellement à une faiblesse d'une propriété de résistance des matériaux (vieillessement du matériau, mauvaise reconnaissance et

caractérisation, etc.) ou à des sollicitations trop importantes (sous-pressions non contrôlées, poussée hydrostatique trop importante).

a) L'ETAT-LIMITE D'EXTENSION DES FISSURES

➤ **CONDITION D'ETAT-LIMITE D'EXTENSION DES FISSURES**

Avec le modèle 2D simplifié reposant sur les hypothèses de Navier, la contrainte normale effective σ'_N en face amont du barrage non fissuré s'exprime ainsi :

$$\sigma_n = \frac{N}{L} - 6 \frac{M}{L^2} \quad (\text{II.6})$$

La condition de non fissuration s'écrit :

$$\sigma_n(\mathbf{x}) > -f_{tk} / \gamma_{mf} \quad (\text{II.7})$$

Les conditions d'états-limites à examiner pour l'états-limites d'extension des fissures s'expriment à partir de la longueur d'ouverture de la fissure, obtenue par un calcul itératif dans lequel on considère que la pleine sous-pression s'introduit dans la partie fissurée de la section. Elles sont résumées dans le tableau 3.2 (valable dans l'interface et dans le corps du barrage, quel que soit le matériau).

Tableau II.5 : Conditions d'états-limites d'ouverture de fissure (D'après la Comité Français des Grands Barrages, 2012)

Combinaisons d'actions	Condition d'états-limites
Quasi-Permanente	Condition de non fissuration vérifiée
Rares	<ul style="list-style-type: none"> ouverture de la fissure au maximum jusqu'au voile de drainage ou 25% maximum de la section fissurée en absence de voile de drainage

Remarques :

1. la condition de non fissuration en combinaison quasi-permanente pouvant s'avérer dimensionnant pour certains ouvrages, y déroger nécessite des justifications approfondies (Royet et Peyras, 2012).

2. On n'impose pas de condition d'états-limites d'ouverture de fissure pour les combinaisons d'actions extrêmes. Néanmoins, y compris pour ces combinaisons, les calculs d'extension de fissures sont nécessairement effectués :

- pour alimenter le calcul de résistance à l'effort tranchant ;
- pour évaluer la longueur maximale fissurée (à prendre en compte dans l'évaluation de la stabilité post-situation extrême).

Il peut être utile d'évaluer si la condition d'Hoffman est satisfaite. Cette dernière consiste à s'assurer que la fissure de pied amont est intrinsèquement stable et s'écrit :

$$\partial\sigma / \partial l > 0 \quad (\text{II.8}).$$

où :

- σ : étant la contrainte normale calculée à l'extrémité aval de la fissure (ou au pied amont du barrage dans le cas d'un barrage non fissuré) ;
- L : étant la longueur de la fissure.

b) ETAT-LIMITE DE RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

➤ **CONDITION D'ETAT-LIMITE DE RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT**

La condition d'états-limites de résistance à l'effort tranchant s'exprime de la façon suivante :

$$[C_k / \gamma_{mC} \cdot L' + N' \cdot (\tan\varphi)_k / \gamma_{m \tan\varphi}] > \gamma_{d1} \cdot T \quad (II.9)$$

c) ETAT-LIMITE DE RESISTANCE A LA COMPRESSION

➤ **CONDITION D'ETAT-LIMITE DE RESISTANCE A LA COMPRESSION**

Il s'agit de vérifier la non-plastification du matériau en partie aval de l'ouvrage. La condition d'états-limites de résistance à la compression s'écrit :

$$\gamma_{d2} \cdot \sigma'_N < f_{ck} / \gamma_{mfc} \quad (II.10)$$

Avec le modèle 2D simplifié reposant sur les hypothèses de Navier, la contrainte normale effective $\hat{\sigma}_N$ en pied aval du barrage s'exprime ainsi :

$$\sigma'_N = \frac{N}{L} - 6 \frac{M}{L^2} \quad (II.11)$$

Remarque :

Les coefficients de modèle notés γ_d représentent l'incertitude causée par la mauvaise adéquation entre les résultats d'un modèle de calcul et la réalité du comportement des ouvrages (Kovarik, 1998).

Les coefficients de modèle sont définis pour chaque état-limite et introduits conventionnellement dans la condition d'état-limite par:

$$\gamma_d \text{ Élément moteur} < \text{Élément résistant} \quad (II.12)$$

Les valeurs des coefficients partiels et les coefficients de modèle figurent dans le tableau

II.6

Tableau II.6: Récapitulatif des valeurs des coefficients partiels et les coefficients modèles, (d'après la Comité Français des Grands Barrages, 2012)

L'états-limites d'extension des fissures			
Coefficient partiel	γ_{mft}	combinaison quasi-permanente γ_{mft-qp}	combinaisons rares $\gamma_{mft-rare}$
Corps du barrage		3	3
interface barrage-fondation		3	3
L'états-limites de résistance a l'effort tranchant			
Cohésion			
Coefficient partiel γ_{mC}	Combinaison quasi-permanente γ_{mC-qp}	Combinaisons rares $\gamma_{mC-rare}$	Combinaisons extrêmes $\gamma_{mC-ext.}$
Corps du barrage	3	2	1
Interface	3	2	1
Fondation	3	2	1
Tangente de l'angle de frottement interne			
Coefficient Partiel $\gamma_{mtan\phi}$	Combinaison quasi-permanente $\gamma_{mtan\phi-qp}$	Combinaisons rares $\gamma_{mtan\phi-rare}$	Combinaisons extrêmes $\gamma_{mtan\phi-ext.}$
Corps du barrage	1,5	1,2	1
Interface	1,5	1,2	1
Fondation	1,5	1,2	1
Résistance à la traction			
Coefficient partiel γ_{mft}	combinaison quasi-permanente γ_{mft-qp}	combinaisons rares $\gamma_{mft-rare}$	combinaisons extrêmes $\gamma_{mft-ext.}$
Corps du barrage	3	3	1
Interface	3	3	1
Coefficient de modèle γ_{d1}			
Combinaisons d'actions		Coefficient de modèle γ_{d1}	
Quasi-permanente		1	
Rares		1	
Extrêmes		1	
L'états-limites de résistance à la compression			
Coefficient partiel γ_{mfc}	Combinaison quasi-permanente γ_{mfc-qp}	Combinaisons rares $\gamma_{mfc-rare}$	Combinaisons extrêmes $\gamma_{mfc-ext.}$
Corps du barrage	3	2	1
Interface Barrage fondation	3	2	1
Coefficient de modèle γ_{d2}			
Quasi-permanente		1	
Rares		1	
Extrêmes		1	

CONCLUSION

En fin la formulation d'une méthode semi-probabiliste aux états-limites permet de structurer rigoureusement les justifications des barrages poids (les situations, les actions et leurs effets, les cas de charges, les combinaisons d'actions et de sollicitations, les états-limites et les critères de dimensionnement) et de structurer le débat sur les niveaux de sécurité à considérer dans chacune des vérifications.

En 1991, le comité national Australien des Grands Barrages (ANCOLD) a présenté un modèle d'évaluation de la sécurité des barrages basée sur une approche état limite. Divers facteurs d'agrandissement et réduction sont appliqués à des conditions de charge de base et les paramètres de résistance des matériaux afin de réduire les incertitudes liées. En ajustant les paramètres du matériau d'entrée, et en appliquant les facteurs de multiplication de charge spécifiée, Le code informatique CADAM(*Computer Analysis of DAMS*), pourrait être utilisé pour effectuer l'analyse limite des barrages poids.

CHAPITRE III

PRESENTATION DU LOGICIEL CADAM

INTRODUCTION

La sécurité statique et sismique des barrages poids existants est une préoccupation constante en raison des processus de vieillissement altèrent leur résistance et la rigidité, ainsi que les prévisions révisées des charges maximales associées à de graves inondations et des tremblements de terre. Il est donc nécessaire d'effectuer une réévaluation périodique de leur stabilité structurale statique et sismique.

Dans la plupart des cas, des calculs sont développées pour effectuer l'analyse de la stabilité du barrage en suivant les directives de sécurité particulières. Ces calculs sont très longs et fastidieux, surtout quand aux calculs pseudo-dynamiques lorsque l'analyse sismique est pris en considération. Dans ce contexte le recours à un programme informatique pourrait être une des solutions aux calculs.

III.1. OBJECTIF DU PROGRAMME CADAM

CADAM est un programme informatique qui a été principalement conçu pour fournir un soutien pour apprendre les principes de l'évaluation de la stabilité structurale des barrages poids. Ce programme qui a été créé en 1991 à l'École Polytechnique de Montréal (Kitapcigil, 2010). CADAM est basé sur la méthode de la gravité. Il effectue des analyses de stabilité pour les charges hydrostatiques et sismiques. Et il permet à l'utilisateur d'effectuer une analyse paramétrique sur les effets de la géométrie, de la force de matériau et de l'ampleur de charge sur la réponse de la structure, de comparer les sous-pressions, la propagation des fissures (Leclerc *et al*, 2001).

III.2.CAPACITES D'ANALYSES

Le logiciel CADAM 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; et analyses sismiques ; analyses post-sismiques, analyse probabiliste de sécurité et analyse progressive (Leclerc *et al*, 2001).

III.3.APTITUDES DE MODELISATION

Les paramètres d'entrée nécessaires à une analyse typique d'un système(barrage poids - fondation – réservoir) peuvent être listés ci-dessous (Leclerc *et al*, 2001).

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 III.1.

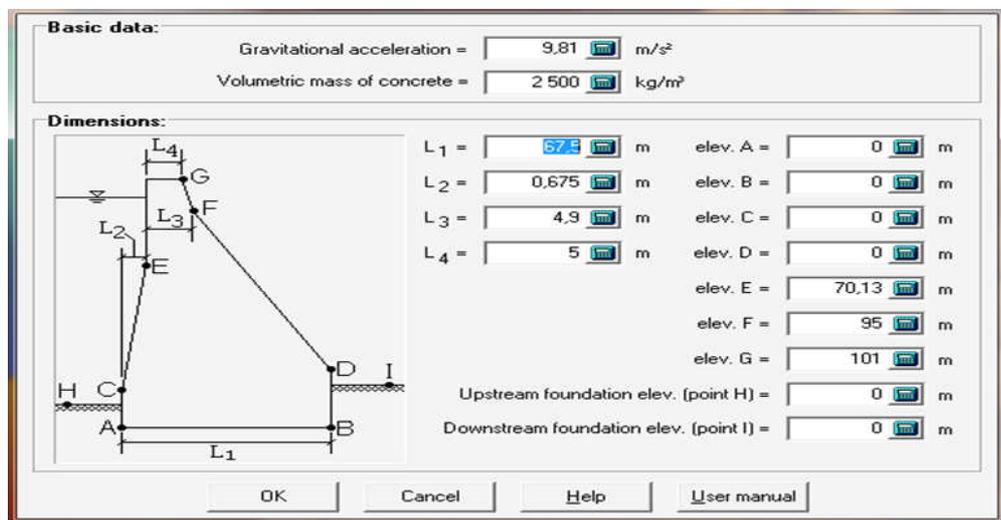


Figure III.1 : Géométrie du barrage de l'Oued Fodda

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 Oued Fodda et leurs emplacement est illustré dans la figure III.2 :

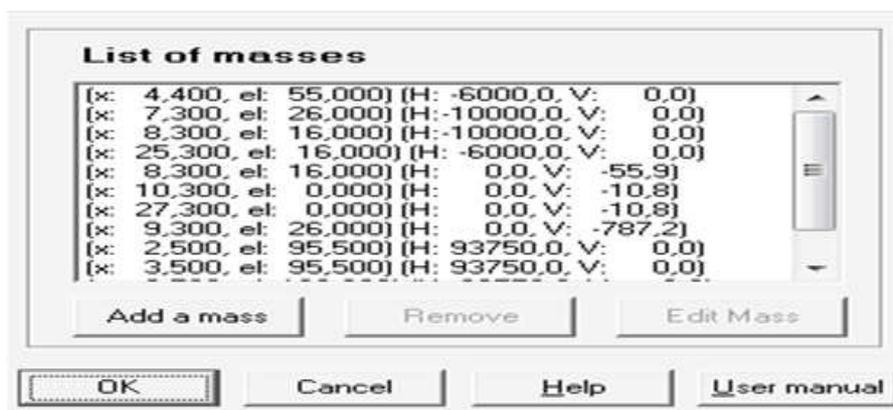
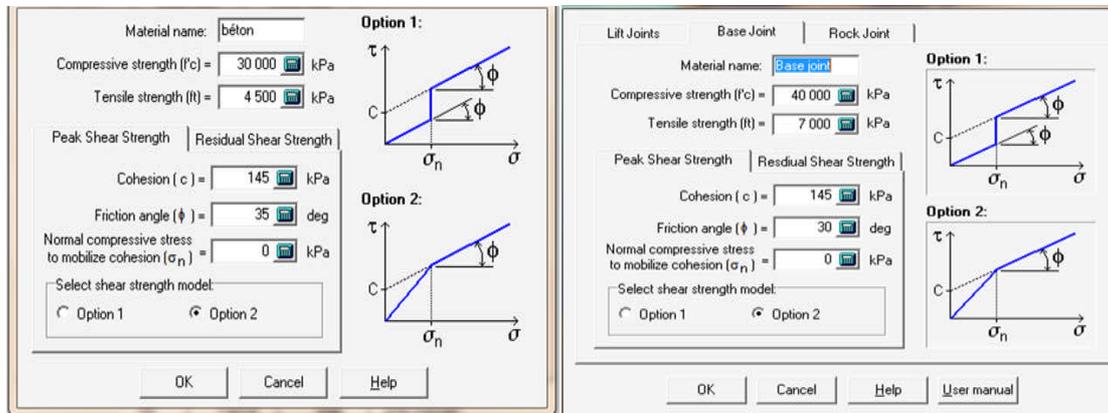


Figure III.2 : Liste des masses concentrées

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



(a) Propriété des joints (b) Propriété des matériaux de l'interface

Figure III.3 : Propriétés des matériaux du barrage Oued Fodda.

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 Oued Fodda les joints sont horizontaux avec un espacement de 5 m comme montre la figure III.4.

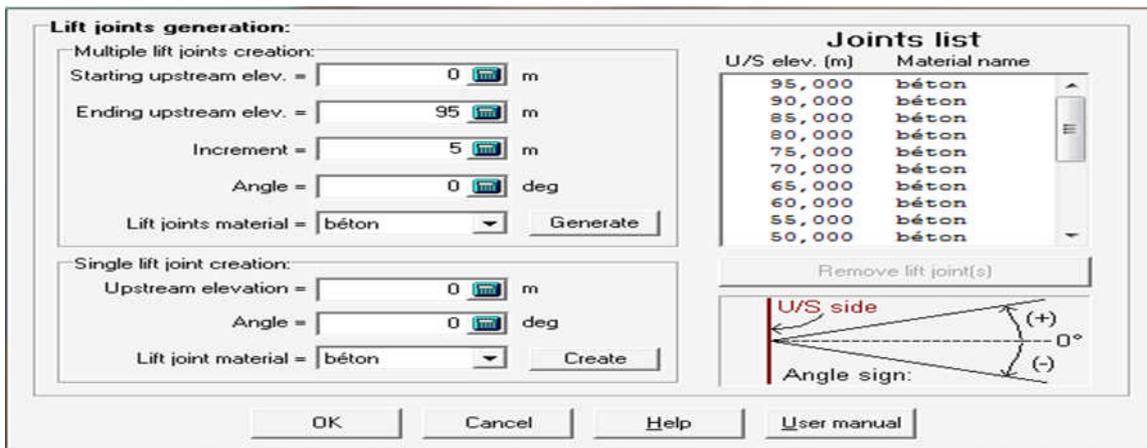


Figure III.4 : Introduction des caractéristiques des joints de levées

5. Joints de levées pré-fissurés: Définition de longueurs de fissuration des joints avant le début de l'analyse.

6. 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 Oued Fodda comme ils sont représentées dans la figure III.5.

Figure III.5 : Introduction des charges du bief amont et aval du réservoir du barrage Oued Fodda

7. Système de drainage et sous-pressions : La figure III.6 indique l'emplacement de la galerie de drainage.

Figure III.6 : Données relative au système de drainage et sous-pressions

8. 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.

9. 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 Oued Fodda après le remplissage de tous les données d'entrée de la géométrie, les masses concentrées, les niveaux (NNR, PHE et du sédiment) et la galerie de drainage est illustrée dans la figure III.7

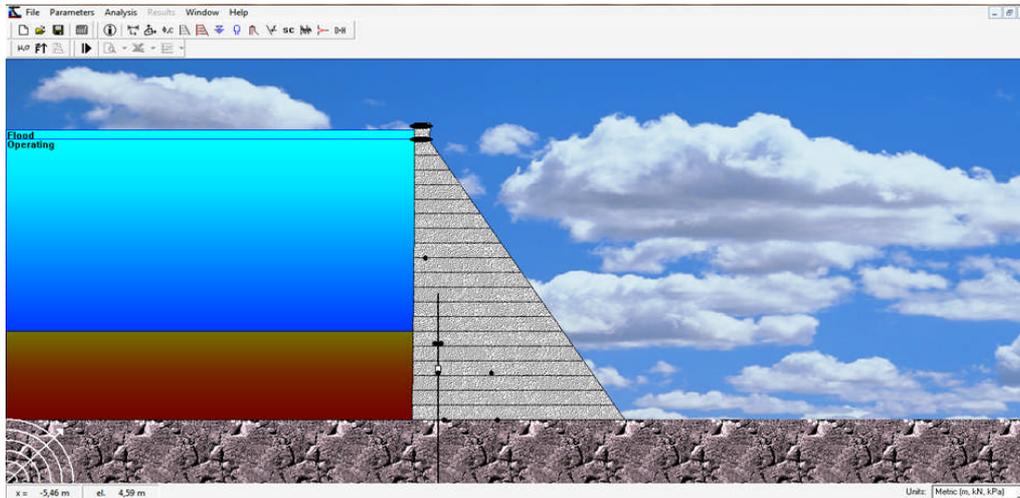


Figure III.7 : Schéma représentatif de section type du barrage de l'Oued Fodda

10. Analyse pseudo-statique: Spécification des accélérations de pointe au rocher horizontale et verticale et des accélérations soutenues comme il est indiqué dans la figure III.8.

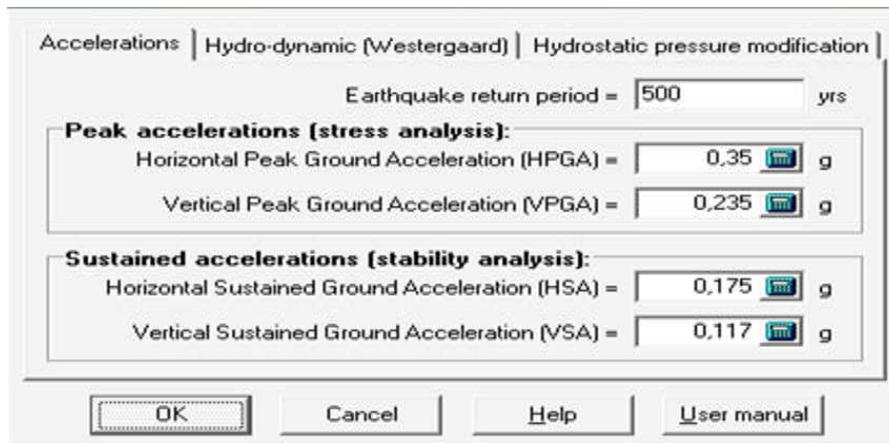


Figure III.8 : Paramètres de l'analyse pseudo statique du barrage Oued Fodda

La masse ajoutée de Westergaard est utilisée pour représenter les effets hydrodynamiques du réservoir. Dans ce contexte le logiciel CADAM permet de tenir compte de la compressibilité de l'eau; l'angle d'inclinaison du parement amont et de la 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.

11. Analyse pseudo-dynamique: Spécification des données d'entrée pour exécuter une analyse pseudo-dynamique indiquée en figure III.9, en utilisant la méthode spectrale simplifiée proposée par Chopra (1988) qui porte les caractéristiques suivantes :

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

Fundamental period & damping evaluation:

$T_1 = 0,218$ sec (dam only) $\tilde{T}_1 = R_f R_f T_1 = 0,314$ sec (dam + found. + res.)
 $\xi_1 = 0,100$ (dam only) $\tilde{\xi}_1 = 0,157$ (dam + found. + res.)

Accelerations | Dam | Reservoir | Foundation | Modal combination

Earthquake return period = 500 yrs

Peak accelerations (stress analysis):

Horizontal Peak Ground Acceleration (HPGA) = 0,35 g
 Vertical Peak Ground Acceleration (VPGA) = 0,235 g
 Horizontal Spectral Acceleration (HSA ($\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1$)) = 0,089 g

Sustained accelerations (stability analysis):

Horizontal Sustained Ground Acceleration (HSGA) = 0,175 g
 Vertical Sustained Ground Acceleration (VSGA) = 0,117 g
 Horizontal Sustained Spectral Acceleration (HSSA ($\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1$)) = 0,0445 g

OK Cancel Help User manual

Figure III.9 : Caractéristiques de l'analyse pseudo-dynamique

12. Options de fissuration:

Des spécifications doivent être inclus ; tels que

- ✓ La résistance à la traction pour l'initiation et la propagation de fissures;
- ✓ Le facteur d'amplification dynamique pour la résistance à la traction;
- ✓ L'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 (cas : de pleine pression, pression constante et pression nulle);
- ✓ 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).

13. Combinaisons de charge : Spécification de facteurs multiplicateurs des chargements de base pour former des combinaisons de charge, à ce titre il existe cinq combinaisons de charges disponibles : exploitation normal; crue; sismique 1; sismique 2 et post-sismique figure III.10.

Figure III.10 : Introduction des données relatives aux combinaisons de charges

En ce qui concerne l'analyse semi probabiliste on change seulement les coefficients multiplicateurs et les facteurs de sécurité demandée.

14. Analyses Probabilistes: Évaluation de la probabilité de rupture d'un système réservoir-fondation-barrage, utilisation des simulations de Monte-Carlo, pour tenir compte des incertitudes, exprimée par la Fonction de Densité de Probabilité (PDF) dans le chargement et les paramètres de résistance que l'on considère comme des variables aléatoires figure III.11.

Figure III.11 : Introduction des données relatives à l'analyse probabiliste.

15. 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).

III.4. RESULTATS DE SORTIE :

Résultats de sortie sont présentés sous trois formes distinctes (Leclerc *et al*, 2001)

Tableau III.1 : Etat des résultats de sorties (Leclerc *et al*, 2001)

Rapports de CADAM	Rapports du tableur sous Excel	Tracés graphiques
1. Les paramètres d'entrés	1. Les paramètres d'entrés	1. Joint de fissuration, des contraintes et des résultantes
2. Les charges	2. Les charges	2. Les résultats des analyses probabilistes (CDF /PDF)
3. Les combinaisons de charge	3. Les combinaisons de charge	3. Les résultats des analyses progressive
4. Dessins de stabilité		

III.5. INFORMATION DE BASE DE MODELISATION

III.5.1. UNITES

Le barrage et les charges pourraient être définis soit en unités métriques utilisant KN pour les forces et mètres d'unités de longueur ou alternativement impériales pourraient être utilisés (kip, pieds). Le programme pourrait passer automatiquement d'un ensemble d'unité à l'autre en sélectionnant l'option appropriée dans la barre d'état de la fenêtre principale. CADAM effectue l'analyse de deux dimensions 2D. Toutes les données d'entrées concernant les forces (masses) doivent donc être fixées en KN / m ou Kips/pi. (Leclerc *et al*, 2001).

III.5.2. HYPOTHESES DE BASE DE LA METHODE DE GRAVITE

La méthode de gravité est basée sur :

1. L'équilibre du corps rigide afin de déterminer les forces internes qui agissent sur le plan de rupture potentielle (joints et béton-roche d'interface),
2. la théorie des poutres de calculer les contraintes.

L'utilisation de la méthode de la gravité nécessite plusieurs hypothèses simplificatrices concernant le comportement de la structure du barrage et de l'application des charges:

1. Le corps du barrage est divisé en des joints de propriétés homogènes sur toute leur longueur, la masse de béton et les joints sont uniformément élastiques,
2. Toutes les charges appliquées sont transférées à la fondation par l'action en porte à faux du barrage sans interactions avec les monolithes adjacents,
3. Il n'y a pas d'interaction entre les joints, c'est chaque joint est analysé indépendamment des autres,
4. Contraintes normales sont linéairement réparties le long des plans horizontaux,

5. Efforts de cisaillement ont une distribution parabolique le long d'un plan horizontal dans la condition de non fissuration (Corns *et al*, 1988, USBR, 1976).

III.5.3. SIGNES CONVENTIONNELS

- **Système mondial des axes:** est à l'origine du repère global trouvé au niveau du pied amont de la digue. Le système d'axe global permet de localiser les coordonnées d'un point quelconque du corps de barrage le long de l'horizontale "x =" direction, et la verticale «el. =" Direction.
- **Système local de l'axe des joints de base du barrage et chaque joint** sont affectés d'un système de coordonnées locales à une dimension, "l =" le long de leurs longueurs (horizontale ou inclinée). L'origine de ce système de coordonnées locales est à la surface / du barrage à l'altitude / de joint considérée.

Directions positives des forces et contraintes: La convention de signes est montrée dans la figure III.1 est utilisée pour définir les forces positives et moments agissant dans le système de coordonnées global Figure III.12.

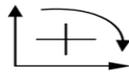
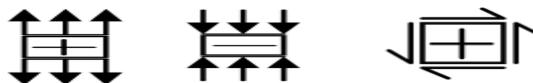


Figure III.12 : Directions positives des forces

- La convention de signe montrée dans la figure III.14 est utilisée pour définir les contraintes agissant sur le béton (joints) éléments.



Traction Compression Cisaillement

Figure III.13 : Description des contraintes agissant sur le béton

- Le sens positif des forces d'inertie: Selon le principe d'Alembert, les forces d'inertie provoquées par un tremblement de terre trouvent dans le sens opposé à la base de l'accélération appliquée comme figure III.14.

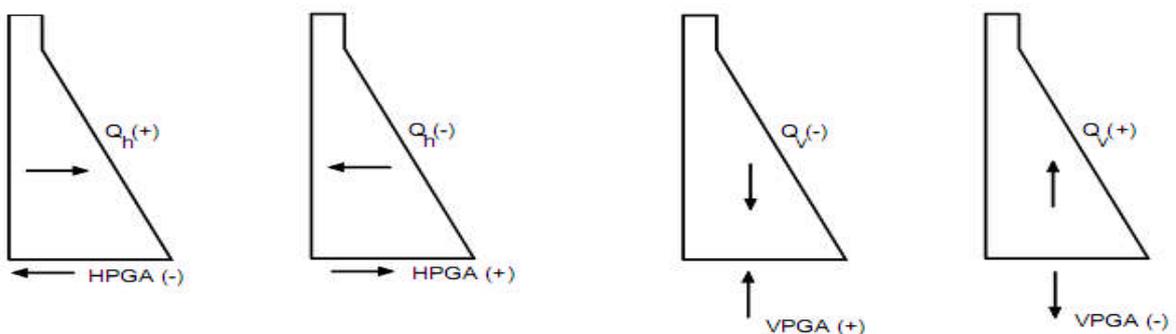


Figure III.14 : Le sens positif des forces d'inertie (D'après Leclerc *et al.* 2001)

III.6. ANALYSE DE STABILITE ET DES CONTRAINTES

III.6.1. REALISATION D'ANALYSE STRUCTURELLE

La première étape est effectuée par CADAM pour traiter les données géométriques pour calculer des longueurs des joints et les surfaces tributaires (volumes). Puis toutes les charges agissant sur la structure sont calculées. Pour chaque combinaison de charge, résultant de la force normale, la force de force résultante d'entraînement (cisaillement (tangentielle)), et les moments de renversement sont calculés sur la ligne médiane du joint ligament non fissuré.

L'utilisation de ces forces résultantes (Kitapcigil, 2010):

- L'analyse des contraintes est d'abord effectuée pour calculer la longueur de la fissure potentielle et des contraintes de compression le long de chaque joint;
- La résistance au glissement est réalisée le long de chaque joint en tenant compte des propriétés de résistance au cisaillement spécifiques du joint
- La stabilité de renversement est réalisée par le calcul de la position de la résultante de toutes les forces le long de chaque joint
- Indicateurs de performances supplémentaires, tels que le facteur de sécurité (soulèvement) flottant sont calculés

III.6.2. ANALYSE DES CONTRAINTES ET CALCULS DE LA LONGUEUR DES FISSURES

Les formules fermées pour les calculs de longueur de fissure: les formules fermées ont été développées pour calculer la longueur de fissure pour de simples cas non drainés en visagent un matériau en traction pour un plan de la fissure horizontale (Cornset *al*, 1988). Et même dans certains cas plus complexes compte tenu du drainage, et la force de traction dans l'hypothèse de la théorie des poutres (ANCOLD, 1991) avec distribution linéaire des contraintes normales). Cependant, pour examiner une série de cas complexes, tels que les joints inclinés avec les conditions de drainage différents, il est plus efficace de calculer la longueur de la fissure à partir d'une procédure itérative (USBR, 1987). Et CADAM utilise la méthode itérative.

III.6.3. ANALYSE DE STABILITE

Un barrage doit être sécurisé contre le renversement et le glissement à n'importe quel plan dans toutes les combinaisons de charges. Ces analyses doivent être effectuées après l'analyse des contraintes et le calcul de la longueur de la fissure. En outre, les indicateurs de performances supplémentaires, tels que le facteur de sécurité de soulèvement doit être calculé.

A. PRESSION DE BASE NORMALE

Les contraintes totales normales le long de la base sont données par:

$$\sigma = \frac{\sum V}{A} + \frac{\sum M_c}{I} \quad (\text{III.1})$$

B. LA STABILITE AU RENVERSEMENT

Le facteur de sécurité contre le renversement est défini comme:

$$\text{OSF} = \frac{\sum M_s}{\sum M_o} \quad (\text{III.2})$$

C. STABILITE AU GLISSEMENT

Le facteur de sécurité au glissement le long d'un plan horizontal est donné par:

$$\text{SSF} = \frac{(\sum V + U + Q_v) \tan \phi + cA_c}{\sum H + \sum H_d + Q_h} \quad (\text{III.3})$$

1. Méthode de frottement au cisaillement (*Shear Friction Method*)

Le coefficient de frottement de cisaillement de sécurité est donné par

$$\text{SSF} = \frac{R}{\sum H} \quad (\text{III.4})$$

La résistance au glissement peut être obtenue à partir des principes de la statique en résolvant les forces parallèles et perpendiculaires au plan de glissement figure III.15:

$$R = \sum V \tan(\phi + \alpha) + \frac{cA}{\cos \alpha (1 - \tan \phi \tan \alpha)} \quad (\text{III.5})$$

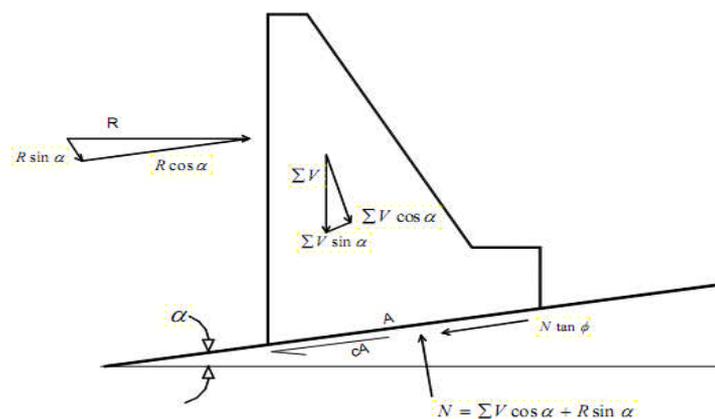


Figure III.15 : Schéma explicatif de la résistance au glissement, cas d'une assise inclinée (D'après Corns *et al*, 1988)

2. Méthode d'équilibre limite (*Limit Equilibrium Method*)

Procédé équilibre limite définit le facteur de sécurité comme étant le rapport de la résistance au cisaillement à la contrainte de cisaillement appliquée. Pour les joints inclinés :

$$SSF = \frac{|\left(\sum V \cos(\alpha) - \sum H \sin(\alpha)\right) + U| + \tan \phi + c A_c}{\left|\sum H \cos(\alpha) + \sum V \sin(\alpha)\right|} \dots \dots \dots (III.6)$$

$|\sum (V \cos(\alpha) - \sum H \sin(\alpha))|$ La somme des forces normales au plan de glissement

$|\sum (H \cos(\alpha) - \sum V \sin(\alpha))|$ La somme des forces tangentielles à la surface plane de glissement

3. STABILITÉ AU GLISSEMENT EN CAS D'UN BARRAGE ANCRÉ DANS LA FOUNDATION

4. Alors que le calcul du facteur de sécurité de glissement, d'un barrage ancré dans la foundation comme montre la figure III.16. le SSF doit être calculé en utilisant la méthode de frottement au cisaillement (*Shear Friction Method*).

$$SSF = \frac{(\sum \bar{V} + U) \tan \phi_1 + C_1 A_1 + \left[\frac{C_2 A_2}{\cos \alpha (1 - \tan \phi_2 \tan \alpha)} + W \tan(\alpha + \phi_2) \right]}{\sum H} \dots \dots \dots (III.7)$$

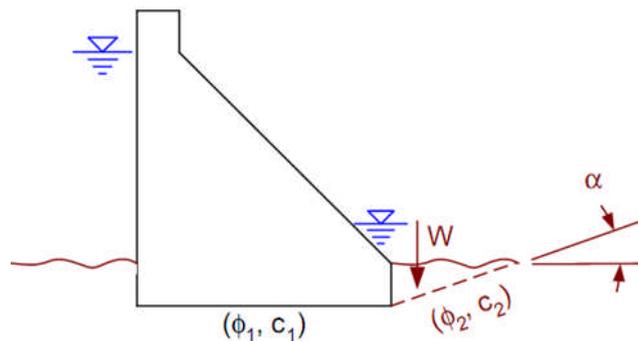


Figure III.16 : barrage ancré dans la foundation (D'après Leclerc *et al*, 2001)

D. STABILITE AU SOULEVEMENT

Dans le cas d'une immersion importante, le barrage doit résister à la poussée verticale provenant de la pression de l'eau qui tend à l'élever. Le facteur de sécurité contre ce mécanisme de défaillance est calculé comme (Leclerc *et al*, 2001):

$$USF = \frac{\sum \bar{V}}{U} \dots \dots \dots (III.8)$$

III.6.4.ÉVALUATION DE LA SECURITEPOUR LES CHARGESSTATIQUES

Par définitioncorrecte desparamètres de base del'étatde chargeet les facteursde multiplicationpour former descombinaisons de charges, une variété de scénarios de chargementpeuvent être définispour évaluer la sécuritédu systèmebarrage-foundation-réservoir.

L'augmentation de la charge appliquée pour induire une défaillance: Différentes stratégies ont été adoptées pour étudier la marge de sécurité des barrages en béton en fonction des incertitudes liées à la charge appliquée et les paramètres de résistance des matériaux. Dans certains cas, les charges appliquées sont portées à provoquer la rupture, en amont, en aval des niveaux d'eau sont augmentées, la poussée des glaces, de la densité de l'eau, etc. La marge de sécurité est ensuite évaluée par comparaison de l'amplitude de la défaillance d'induction de charge à celle de la charge appliquée pour la combinaison à l'étude. CADAM peut être utilisé efficacement pour réaliser ce type d'étude à l'aide d'une série d'analyses, tout en augmentant les charges appliquées soit par les paramètres de base d'entrée de chargement ou par application de coefficients appropriés de multiplication tout en formant les combinaisons de charges ou en activant l'option avec frais supplémentaires analyse.

Réduire la résistance du matériau à induire une défaillance dans une approche différente, la résistance spécifiée du matériau est réduite lors de la saisie des données de base (coefficient de frottement ($\tan\phi$), la cohésion, la résistance à la traction, etc.) Série d'analyses sont ensuite effectuées jusqu'à un facteur de sécurité de 1 est atteint pour des mécanismes de défaillance particuliers. En comparant la défaillance d'induction du matériau de résistance à la force matérielle devrait alors évaluer la marge de sécurité.

III.6.5. ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ POUR LES CHARGES SISMQUES

Silt pressions dynamiques: Différentes approches basées sur la dynamique des sols peuvent être utilisées pour évaluer la poussée hydrodynamique développée par le limon. En tant que première approximation CADAM utilise un modèle de deux couches de fluide le long de la face amont. On suppose donc qu'il y a 'liquéfaction du limon pendant le tremblement de terre. Le limon est considéré comme un liquide ayant une densité supérieure à celle de l'eau. La formulation Westergaard est ensuite utilisée pour calculer la masse ajoutée (FERC, 1991). L'utilisation d'une solution de Westergaard pour le limon est une approximation des solutions plus rigoureuses qui envisagent le modèle à deux couches de liquide, comme ceux présentés par Chenet Hung (1993). Dans ce contexte, la poussée des terres pour la composante de poussée statique est discutable. Si l'hypothèse d'un modèle à deux couches fluide est retenue, il serait approprié d'utiliser $K=1$ (vase = fluide) pour l'état statique. Le mouvement oscillatoire de la face u/s est donc supposé pour liquéfier la couche de limon en contact avec le barrage. En ce qui concerne les réservoirs, la pression dynamique du limon est influencée par l'inclinaison de la face amont du barrage. CADAM applique les mêmes règles pour la correction de la pente de la distribution limon pression dynamique pour les réservoirs (Leclerc *et al*, 2001).

Accélération verticale du fond du réservoir et la pression hydrostatique: En plus du mouvement vertical de la face amont du barrage, certains analystes considèrent l'effet de l'accélération verticale du fond du réservoir sur les pressions hydrostatiques appliquées. Selon d'Alembert principe, une accélération verticale vers le haut de la roche va produire une augmentation de la masse volumique efficace de l'eau $\gamma_e = \rho_w (g + \text{acc}_v)$ pour un réservoir incompressible. L'augmentation de la masse volumique de l'eau produit une augmentation de la pression hydrostatique d'abord appliquée sur les parties immergées du barrage. À l'inverse, de l'accélération de roche dirigée vers le bas provoque une diminution de la masse volumique efficace de l'eau $\gamma_e = \rho_w (g - \text{acc}_v)$ et liées pressions hydrostatiques initiaux.

Ces considérations sont indépendantes des calculs Westergaard pression hydrodynamique. CADAM comprend l'effet de l'accélération verticale du corps rigide du fond du réservoir sur les pressions hydrostatiques initiaux.

Les sous pressions dans les fissures lors de tremblements de terre: En raison de l'absence de preuves historiques et expérimentales, il y'a toujours une mauvaise connaissance de l'évolution transitoire de la sous-pressions dans les fissures dues aux mouvements cycliques des surfaces des fissures au cours de tremblements de terre.

CADAM offre trois options à prendre en compte l'évolution transitoire des sous-pressions dans les fissures lors de tremblements de terre: (a) aucune sous-pression dans la fissure ouverte, (b) sous-pressions restent inchangées, (c) les sous pressions complètes appliquées à la fissure section indépendamment de la présence de drains (Leclerc *et al.* 2001).

III.6.6. ÉVALUATION DE LA SÉCURITÉ POUR LES POST-SISMIQUES CONDITIONS

Effet de fissures induites sismiquement sur la sécurité au glissement: La cohésion (réel ou apparent) est considéré comme nulle le long de la longueur de la fissure sismique induite pour calculer les facteurs de sécurité glissement en post-sismique condition (Leclerc *et al.*, 2001).

Les sous pressions dans les fissures sismiquement provoqués en post-sismique analyse

- Selon LRC DAS (1997), par une hypothèse prudente sous pressions post-sismiques serait d'utiliser la pression du réservoir plein tremblement de terre dans les fissures provoquées dans l'évaluation de sûreté post-sismique.
- Selon la FERC (1991), les sous pressions à être utilisé pour les post-sismique conditions sont les mêmes qui sont avant le tremblement de terre.

III.7. APERÇU SUR LES METHODES UTILISEES POUR L'ANALYSE

III.7.1. ANALYSE PROBABILISTE : METHODE DE SIMULATION DE MONTE CARLO (SMC)

Comme la complexité d'un système ingénierie augmente, le modèle d'analyse requise peut être extrêmement difficile de formuler mathématiquement moins idéalisation brut et simplifications sont appelées. En outre, dans certains cas, même si une formule est possible, la solution requise peut être analytiquement irréductible. Dans ces cas, une solution probabiliste peut être obtenue par des simulations de Monte Carlo. Simulation de Monte Carlo est tout simplement un processus de génération de solutions déterministes à un problème donné à plusieurs reprises. Chaque solution correspond à un ensemble de valeurs déterministes des variables aléatoires sous-jacentes. L'élément principal d'une procédure de simulation de Monte Carlo est la nouvelle génération de nombres aléatoires d'une distribution spécifiée (Ang et Tang, 1984).

Si le nombre de cycles de simulation de chaque défaillance est N_u dans un nombre total de cycles N simulation, alors la probabilité de défaillance estimée est :

$$\bar{P}_u = \frac{N_u}{N} \dots \dots \dots (III.9)$$

La variance de la probabilité de défaillance est donnée par :

$$\text{Var}(\bar{P}_u) = \frac{(1 - \bar{P}_u) \cdot \bar{P}_u}{N} \dots \dots \dots (III.10)$$

Le coefficient de variation est déterminée à partir de :

$$\delta(\bar{P}_u) = \frac{1}{\bar{P}_u} \sqrt{\frac{(1 - \bar{P}_u) \cdot \bar{P}_u}{N}} \dots \dots \dots (III.11)$$

Broding et al. (1964) propose une formule pour le nombre de simulations de la façon suivante :

$$N \geq \frac{-\ln(1 - C)}{P_f} \dots \dots \dots (III.12)$$

Où N est le nombre de simulations pour un niveau de confiance donné C dans la probabilité de défaillance P_f .

III.7.2. ANALYSE PSEUDO – STATIQUE : (Westergaard)

- Forces d'inertie en béton pseudo-statique Analyse: Les forces horizontales et verticales en béton inertie sont calculés comme le produit de la masse de béton par les accélérations de base appliqués dans les directions horizontale et verticale, respectivement (accélération maximale du sol ou de l'accélération résiduelle).

- Westergard ajouté masses - Vertical u / s face : Pour un barrage poids supposé rigide avec vertical u / s face à, la force de hydrodynamique ajoutée horizontal $H_d(y)$ augmente suivant une loi parabolique, selon l'équation suivante:

$$H_d(y) = \frac{2}{3} K_\theta C_c(\text{acc}) \sqrt{h} (y^{1.5}) \dots \dots \dots \text{(III.13)}$$

$H_d(y)$: additionnelle totale force hydrodynamique horizontale agissant au-dessus de la profondeur y pour une unité de largeur de la digue;

K_θ : Facteur de correction pour le barrage en pente avec un angle θ est confrontée à la verticale. A calculer la $K_{\theta H} = \cos 2\theta$ = force horizontale peut être utilisé comme une première approximation, tandis que la force verticale peut être estimée à partir $K_{\theta V} = \sin \theta \cos \theta$; Alternativement, USBR (1987) présentent une formulation détaillée pour $K_{\theta H}$ (voir aussi la figure III.18 adaptée à partir de (Corns et al. 1988);

C_c : facteur dépendant principalement de la profondeur de l'eau et de la période de vibration sismique caractérisant le contenu de fréquence des mouvements du sol appliqués;

(acc) : coefficient d'accélération horizontale sismique appliquée à la base du barrage exprimée en terme d'accélération maximale du sol ou de l'accélération spectrale (fraction de g);

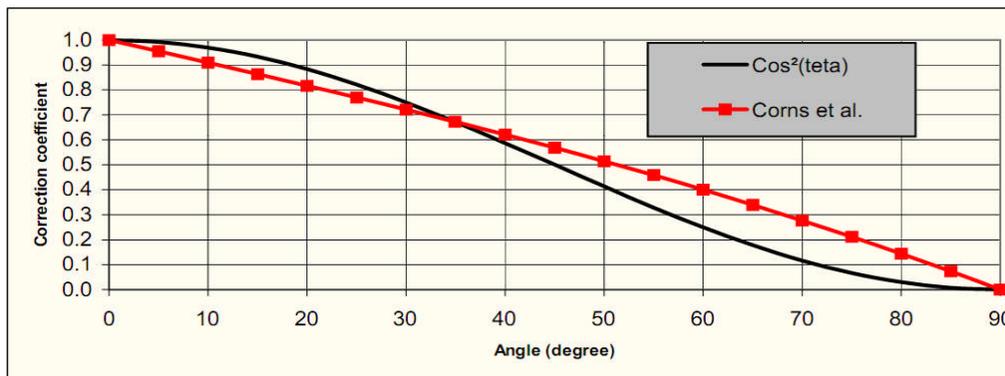


Figure III.17 : Facteur de correction (K_θ) (D'après Cornset al.1988)

USBR (1987) considère ce qui suit pour faces inclinées

Pour les barrages avec une face combinaison verticale et inclinée figure III. 18, la procédure à suivre est régie par la relation de la hauteur de la partie verticale de la hauteur totale du barrage comme suit:

- Si la hauteur de la partie verticale de la face amont du barrage est égal ou supérieur de la moitié de la hauteur totale du barrage, comme si une analyse verticale à travers.
- Si la hauteur de la partie verticale de la face amont du barrage est inférieure à la moitié de la hauteur totale de la digue, utiliser les pressions sur la ligne de raccordement en

penne vers le point d'intersection de la face amont du barrage et surface du réservoir avec le point d'intersection de la face amont du barrage et de la fondation.

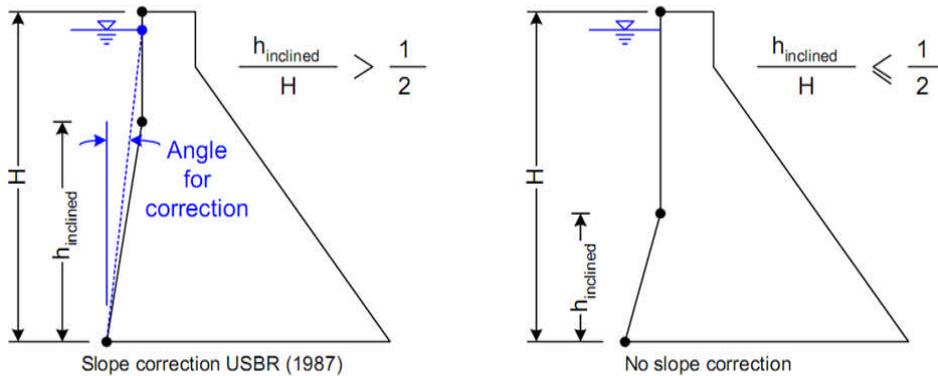


Figure III.18 : Principe de correction pour les faces amont inclinées,(selon USBR 1987)

CADAM s'applique la méthode USBR (1987) de correction de la pente de réservoirs en amont ainsi que les réservoirs en aval dans le calcul des forces hydrodynamiques ajoutées.

L'approximation Westergaard pour le coefficient (C_e) est :

$$\text{Métrique : } C_e = \left(\frac{0.543}{0.583}\right)\left(\frac{7}{8}\right)\left(9.81 \frac{kN}{m^3}\right) C_c = 7.99 C_c \dots \dots \dots (III.14)$$

O 

$$C_c = \frac{1}{\sqrt{1 - 7.75 \left(\frac{h}{1000 t_e}\right)^2}} (kN \cdot sec \cdot m) \dots \dots \dots (III.15)$$

III.7.3.ANALYSE PSEUDO - DYNAMIQUE : Méthode de Chopra, (1988)

1. CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE LATERALE EQUIVALENTE

Les effets maximum du mouvement du sol tremblement de terre horizontale peuvent être représentés par équivalent des forces latérales agissant sur la face amont du barrage (Chopra, 1988). Ces forces peuvent être examinées en deux parties:

a) Tremblement de terre équivalente force latérale due au mode de vibration fondamentale : est donnée par l'équation suivante

$$f_1(y) = \frac{\tilde{L}_1}{\tilde{M}_1} \frac{S_a(\tilde{T}_1, \tilde{\xi}_1)}{g} \left[W_s(y) \phi(y) + g_{P1}(y, \tilde{T}_r) \right] \quad (III.16)$$

La période fondamentale de vibration des barrages poids en béton, en sec sur la roche de fondation rigide avec réservoir vide est donnée par:

$$T_1 = 1.4 \frac{H_s}{\sqrt{E_s}} \quad (III.17)$$

Où H_s est la hauteur du barrage en f_t et E_s est le module d'Young de l'élasticité du béton en pouce.

La période de vibration naturelle du barrage en quelques secondes sur fondation rocheuse rigide avec de l'eau mis en fourrière est calculé à partir de:

$$\tilde{T}_r = R_r \cdot T_1 \quad (\text{III.18})$$

Où R_r (Cf. annexe III.1) est le rapport de la période de la prolongation en raison des effets hydrodynamiques.

Si $(H / H_S < 0.5)$, R_r peut être accepté comme égal à 1.

La période de vibration naturelle du barrage en quelques secondes sur la roche de fondation flexible avec réservoir vide est donnée par:

$$\tilde{T}_f = R_f T_1 \quad (\text{III.19})$$

Où R_f (Cf. annexe III.2) est le rapport de la période de prolongation en raison de fondation rocheuse effets de flexibilité.

La période de vibration naturelle du barrage en quelques secondes sur la roche de fondation flexibles avec de l'eau mis en fourrière:

$$\tilde{T}_1 = R_r R_f T_1 \quad (\text{III.20}).$$

À compter facteur d'amortissement pour le barrage de fondation rocheuse flexibles avec de l'eau mis en fourrière est calculé à partir de:

$$\tilde{\xi}_1 = \frac{1}{R_r} \frac{1}{(R_f)^3} \xi_1 + \xi_r + \xi_f \quad (\text{III.21})$$

Où ξ_1 est le facteur d'amortissement du barrage sur la roche de fondation rigide avec réservoir vide, ξ_r (Cf. annexe III.1) est l'amortissement supplémentaire dû à l'interaction barrage-eau et l'absorption fond du réservoir et ξ_f (Cf. annexe III.2) est le rayonnement des matériaux ajoutée et d'amortissement du matériau dû à l'interaction roche barrage-fondation.

Le rapport de période nécessaire pour calculer le terme de pression hydrodynamique

$$g p (y, \tilde{T}_r) \quad R_w = \frac{T_1^r}{\tilde{T}_r} \dots \dots \dots (\text{III.22})$$

Lorsque la période de vibration fondamentale des eaux retenues

$$T_1^r = \frac{4H}{C} \dots \dots \dots (\text{III.23})$$

Où H est la profondeur de l'eau retenue et C : est la vitesse des ondes de pression dans l'eau. Le terme de pression hydrodynamique peut être déterminé à partir de (Cf. annexe III.3) où α est le coefficient de réflexion de l'onde.

La masse généralisé est donnée par:

$$\tilde{M}_1 = (R_r)^2 M_1 \dots \dots \dots (III.23)$$

Où M_1 est déterminée à partir de

$$M_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} W_s(y) \phi^2(y) dy \dots \dots \dots (III.24)$$

Où $W_s(y)$ est le poids du barrage par unité de hauteur $\phi(y)$ est la fondamentale forme de mode de vibration (Cf. annexe III.4).

Le coefficient de force de tremblement de terre généralisée est calculée à partir:

$$\tilde{L}_1 = L_1 + \frac{1}{8} F_{st} \left(\frac{H}{H_s} \right)^2 A_p \dots \dots \dots (III.24)$$

Où F_{st} est la force hydrostatique totale sur le barrage $\frac{wH^2}{2}$

A_p est le coefficient de force hydrodynamique qui figure dans les tableaux III.2 et III.3 pour une plage de valeurs pour la période de rapport R_w et l'onde de réflexion coefficient α . La valeur de L_1 est déterminée à partir de:

$$L_1 = \frac{1}{g} \int_0^{H_s} W_s(y) \phi(y) dy \dots \dots \dots (III.25)$$

Les valeurs indicatives pour Coefficient de la Force hydrodynamique A_p pour $\alpha = 1$ et pour $\alpha = 0,90 - 0,75 - 0,50 - 0,25$ et 0 (Chopra, 1988) sont résumé dans (Cf. Annexe III.6).

Les contraintes dans le barrage soumis à des forces latérales équivalent $f_l(y)$: La méthode des éléments finis peuvent être utilisés pour cette analyse de contrainte statique. Alternativement, les procédures traditionnelles pour les calculs de conception peuvent être utilisées dans laquelle la courbure normale souligne σ_{y1} à travers une section horizontale sont calculées par des formules élémentaires de contraintes dans les poutres. Les principales contraintes maximales au niveau des faces amont et en aval peuvent être calculées à partir de la contrainte normale de flexion σ_{y1} par une transformation appropriée (Chopra, 1988):

$$\sigma_1 = \sigma_{y1} \sec^2 \theta + P_1 \tan^2 \theta \dots \dots \dots (III.26)$$

Si aucune eau d'aval n'est incluse dans l'analyse, la pression hydrodynamique $p_1 = 0$

Pour la face aval. A la face amont, la pression hydrodynamique p_1 est donné par:

$$P_1(y) = \frac{L_1}{M_1} S_a(T_1, \xi_1) P(y, T_r) \dots \dots \dots (III.27)$$

b) **Équivalent force de tremblement de terre latéral en raison de modes de vibration plus élevée** : peut être calculée en utilisant la formule suivante :

$$f_{sc} = \frac{1}{g} \left\{ W_s(y) \left[1 - \frac{L_1}{M_1} \phi(y) \right] + \left[g p_0(y) - \frac{B_1}{M_1} W_s(y) \phi(y) \right] \right\} a_g \dots \dots \dots (III.28)$$

Où a_g est l'accélération maximale du sol, $p_0(y)$ est la fonction de la pression hydrodynamique associés aux modes plus élevés pour l'état de chargement avec le réservoir à la profondeur H, et à une ordonnée à distance au-dessus de la fondation (Cf. annexe III.5). B_1 est calculé à partir de:

$$B_1 = 0.052 \frac{F_{st}}{g} \left(\frac{H}{H_s} \right)^2 \dots \dots \dots (III.29)$$

Où F_{st} est la force hydrostatique totale de barrage

Valeurs standard pour la fonction de pression hydrodynamique $p_0(y)$ sont illustrées dans (Cf. annexe III.5).

Calcul des contraintes de modes de vibration élevés est le même que l' calcul des contraintes par le mode fondamental de vibration sauf que les contraintes de flexion normale et les pressions hydrodynamiques à la face aval sont définis comme, $\sigma_{y, sc}$ et P_{sc} , respectivement.

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc} \sec^2 \theta + P_{sc} \tan^2 \theta \dots \dots \dots (III.30)$$

A la face amont, la pression hydrodynamique P_{sc} est donnée par :

$$P_{sc}(y) = \left[g p_0(y) - \frac{B_1}{M_1} W_s(y) \phi(y) \right] \frac{a_g}{g} \dots \dots \dots (III.31)$$

Les contraintes initiales dans le barrage en raison du poids propre du barrage, la pression hydrostatiques, fluage, la séquence de construction, et les effets thermiques sont calculées à partir de:

$$\sigma_{st} = \sigma_{y, st} \sec^2 \theta + P_{st} \tan^2 \theta \dots \dots \dots (III.32)$$

Où, $\sigma_{y, st}$ sont les contraintes normales dans les sections horizontales. La pression hydrostatique $P_{st} = w(H-y)$ sur la face amont et $P_{st} = 0$ sur la face aval si eau d'aval est exclue.

Total des contraintes dans le barrage sont calculées à partir de la racine carrée-of-the-somme des carrés des (SRSS) règle de combinaison:

$$r_d = \sqrt{(r_1)^2 + (r_{sc})^2} \dots \dots \dots (III.33)$$

Où r_1 et r_{sc} sont les valeurs de la grandeur de réponse associée à les modes de vibration fondamentaux et supérieur, respectivement.

La valeur totale de toutes les quantités de réponse est calculé à partir:

$$r_{\max} = r_{st} \pm \sqrt{(r_1)^2 + (r_{sc})^2} \dots\dots\dots(\text{III.34})$$

Où r_{st} est sa valeur initiale avant le séisme.

La mise en œuvre de la procédure en unités métriques est simple car la plupart des grandeurs sont présentés sous forme non dimensionnelle.

- **Conversion de système métrique**

La période de vibration fondamentale en quelques secondes est déterminée à partir de:

$$T_1 = 0.38 \frac{H_s}{\sqrt{E_s}} \dots\dots\dots(\text{III.34})$$

Où H_s est en mètres et E_s est en MPA. Lors de la conversion, les valeurs suivantes sont utilisées: 1 million psi (livres par pouce carré) = 7000 MPA, l'unité de poids de l'eau, $w = 9.81 \text{ KN/m}^3$, l'accélération de la pesanteur, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, et la vitesse des ondes de pression dans l'eau, $C = 1440 \text{ m/s}$.

2. COEFFICIENT D'ACCELERATION SPECTRALE

Afin de déterminer le coefficient d'accélération spectrale, spectre de réponse doit être obtenu. Par conséquent, il devrait y avoir des données sismiques sur le site à l'étude. Toutefois, les données sismiques peuvent ne pas être disponibles pour chaque site. Pour de tels cas, des procédures simplifiées dans les spécifications peuvent être suivies

En Algérie, on utilise les règles parasismiques Algériennes RPA pour la détermination spectre de réponse tel que l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \dots\dots\dots(\text{III.35})$$

1. La période fondamentale de la structure T :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots(\text{III.36})$$

Avec

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage et pour Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie est de 0.05.

2. Facteur de correction d'amortissement η : (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\left(\frac{7}{2+\xi}\right)} \geq 0.7 \dots \dots \dots (III.37)$$

Ou

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages comme indiqué le tableau III.2.

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Tableau III.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Donc dans notre cas on prend $\xi = 10\%$

2. Coefficient de comportement de la structure R : d'après les règles parasismique Algérienne le coefficient de comportement de la structure est de 5 pour le béton et 2.5 pour la maçonnerie.

3. Périodes caractéristiques (T_1, T_2) associées à la catégorie de site : la valeur de T_1, T_2 sont résumé dans le tableau III.7 ou catégorie S_1 (site rocheux) ; Catégorie S_2 (site ferme), Catégorie S_3 (site meuble) et Catégorie S_4 (site très meuble).

Tableau III.3 : Valeurs de T_1 et T_2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_{1(sec)}$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_{2(sec)}$	0,30	0,40	0,50	0,70

4. Facteur de qualité : Le facteur de qualité de la structure est fonction de la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent, la régularité en plan et en élévation et la qualité du contrôle de la construction. La valeur de Q est déterminée par la formule

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \dots \dots \dots (III.38)$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

CONCLUSION

CADAM offre de nombreuses options de modélisation pour définir la géométrie, les propriétés des matériaux pour les cas de pic résiduelle de base et joints rocheux et les élévations réservoir pendant le fonctionnement ou les crues peut être définie. En outre, les propriétés de charge de glace, les débris flottants, et le limon peuvent être saisis dans CADAM. Et l'efficacité nécessaire pour calculer les sous pressions peuvent être identifiées à l'aide des spécifications différentes définies dans CADAM.

Afin d'effectuer une analyse pseudo-sismique, ainsi que des accélérations maximales au sol horizontal et vertical doivent être précisés. Pour une analyse pseudo-dynamique, le coefficient d'accélération spectrale est également nécessaire. L'évaluation de la stabilité structurelle du barrage est effectuée compte tenu de l'analyse des contraintes pour déterminer les longueurs de fissures et contraintes de compression et l'analyse de stabilité pour déterminer les marges de sécurité.

Pour effectuer l'analyse probabiliste, les incertitudes dans les paramètres peuvent être identifiées par l'attribution des fonctions de densité de probabilité et le coefficient de variation de ces variables. Ensuite, il est possible de déterminer la probabilité de défaillance d'un système barrage-réservoir-fondation à l'aide de simulations de Monte-Carlo.

Outre les possibilités mentionnées ci-dessus, le programme comporte certaines limites importantes. Le plus important est le nombre insuffisant de points de définition. Une autre limitation importante est qu'il n'y a pas d'option pour définir les matériaux de remplissage pour amont et en aval du barrage. Ces limitations rendent des hypothèses nécessaires.

CHAPITRE IV

CARACTERISTIQUES DES BARRAGES DES CAS D'ETUDES

INTRODUCTION

La plus part des barrages en exploitation en Algérie sont des barrages en matériaux locaux (en terre), contrairement aux barrages rigides où le nombre des barrages type poids est limité. Une grande partie des barrages poids ont été construit pendant la période coloniale comme oued Fodda ,Hamiz, Zardézas, Hamam Ghrouz, , Cheurfas ,Fergoug .Ces dernière années on remarque le nombre des barrage poids est limité à titre d'exemple Koudiat Acerdoune , Beni Haroun et Boussiaba .

Les statistique montrent que 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.

En fin, sur la base des aléas de la sismicité, de remplissage et d'envasement des réservoirs et tenant comptent de la date de mise en eau, de la qualité des fondations, de la géométrie du corps du barrage et la qualité des matériaux de construction. Nous avons choisi pour cette étude six barrages à savoir :

Tableau IV .1 :Caractéristiques des barrages choisis pour l'étude (d'après ANBT, RPA 99)

Barrage	Type de Matériaux	Parement amont	Date de mise en eau	Zone sismique
Oued Fodda	Béton	Incliné	1932	III
Cheurfas II	Béton	Mixte	1992	III
Hamiz	Maçonnerie	Incliné	1879	II
Beni Haroun	BCR	Vertical	2001	II
Koudiat Acerdoune	BCR	Incliné	2008	II
Boussiaba	BCR	Vertical	2009	I

IV.1. BARRAGE CHEURFAS II

IV.1.1.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).

IV.1.2.LA GEOLOGIE DE LA FONDATION

Le soubassement rocheux est constitué de terrains miocènes qui sont de bas en haut :

- l'Helvétien essentiellement gréseux et marneux,

• le Tortonien, essentiellement calcaire. Les fondations du barrage sont, mis à part lesommet 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 deschangements 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.

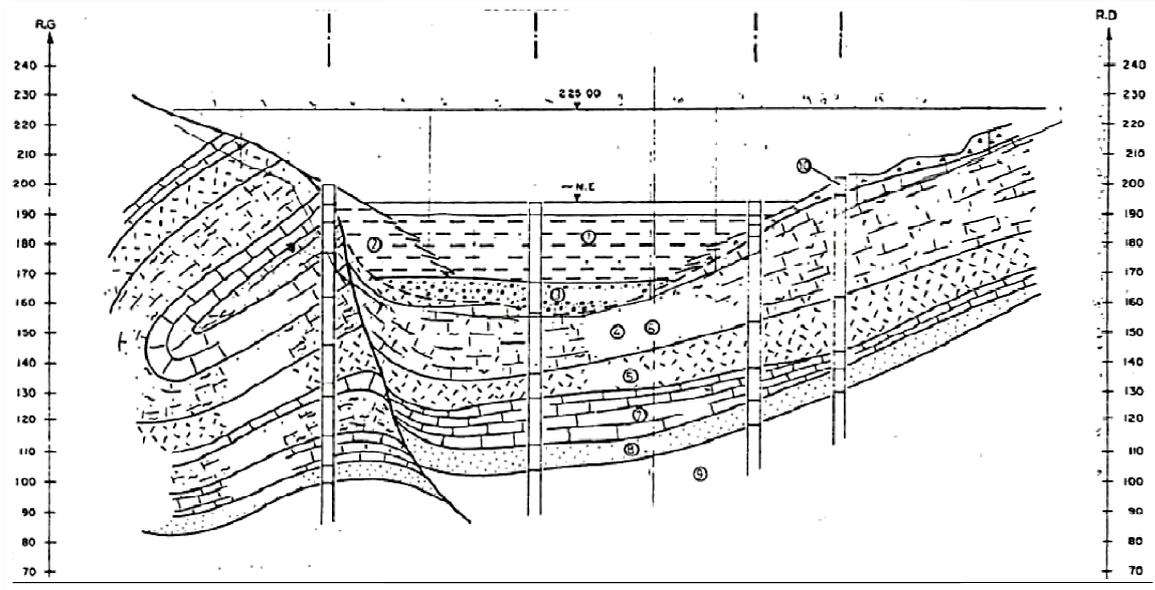


Figure IV.1 : Description de la géologie de la fondation du barrage Cheufas II (D'après Rouzaudet *al*, 2003a)

Légende :

1-Vase, 2-Vase ocre, 3-Gravier/sable, 4-Calcaire gréseux, 5- Calcaire biodétritique, 6-Calcaire gréseux marneux, 7-Calcaire vacuolaire, 8-Grès compact, 9-Helvétien,10-Eboulis.

Il est à noter également la présence d'un grand glissement ancien en aval rive droite.

IV.1.3. CORPS DU BARRAGE

Type : poids en béton composé de 17 plots de 18 m intégrant un déversoir en partie centrale et la géométrie du barrage est représentée ci-dessous

Tableau IV.2: Géométrie du barrage Cheufas II(Rouzaudet *al* ,2003a)

Largeur		Hauteur	Fruit	
En crête	Sur la fondation		Amont	Aval
5m	87.5 m	82.4 m	Mixte	0.8

IV.1.4. PRINCIPALES COTES DU RETENUE, DRAINAGE ET LES EQUIPEMENTS

Lesprincipales cotes de la retenue, drainage et les équipements hydromécaniques sontrécapitulés en figure IV.2 :

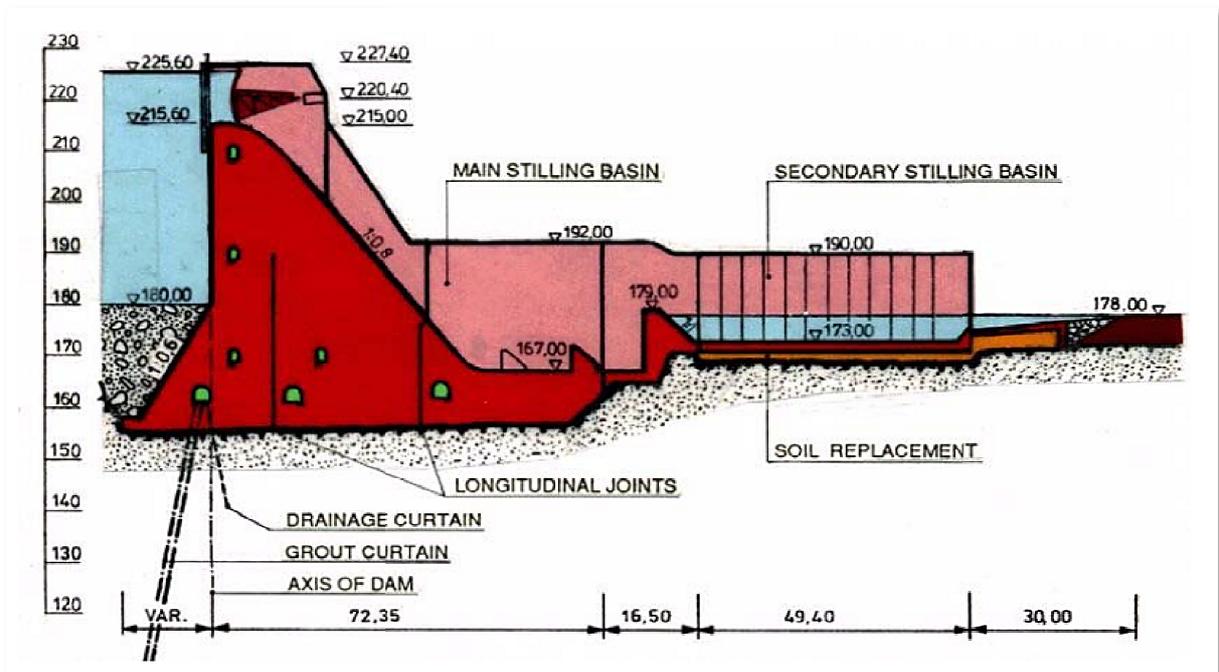


Figure IV.2 : Coupe-type du barrage Cheurfas II (D'après Rouzaud *et al*, 2003a)

IV.2. BARRAGE OUED FODDA:

IV.2.1. SITUATION DU BARRAGE OUED FODDA

Le barrage d'Oued Fodda, situé dans la Wilaya de Chleff, a pour but de stocker les eaux de l'Oued Fodda.



Figure IV.3 : Situation du barrage de L'Oued Fodda, Echelle 1 /500m (Google Map, 2013)

IV.2.2. GEOLOGIE DU SITE

Le barrage de l'Oued Fodda est fondé sur les calcaires durs mais fissurés d'âge liasique supérieur et jurassique. Il est à l'exutoire d'une large cuvette essentiellement constituée de marnes 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 crétacée. L'axe de cet anticlinal est orienté Est-Ouest. Fortement érodés par les Oued Foddaet Bou Rourou.

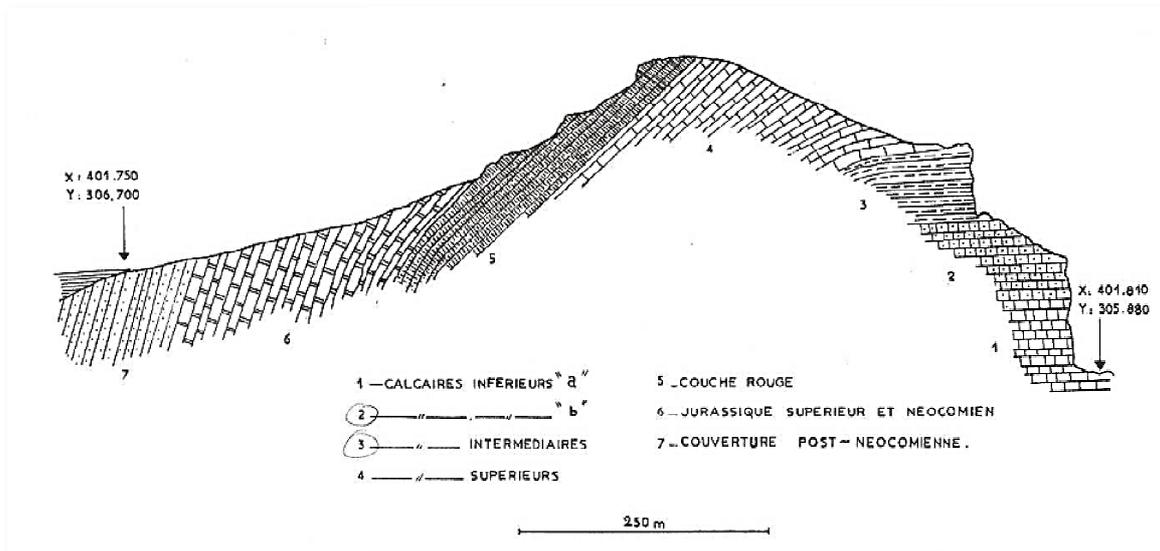


Figure VI.4 : Géologie du site (D'après Rouzaudet al ;2005)

IV.2.3.SISMICITE

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 1m d'amplitude.

A la suite du même séisme, le barrage de Ponteba accusait jusqu'à 55 Cm de dénivellation d'un bout à d'autre de la crête (D'après SCET ; 1930).

IV.2.4. CORPS DU BARRAGE

Le barrage est de type poids en béton dont la géométrie est représentée ci-dessous

Tableau IV.3 :Géométrie du barrage Oued Fodda(D'après Gourinard, 1952).

Largeur		Hauteur	Fruit	
En crête	Sur la fondation		Amont	Aval
5m	67.5 m	101 m	0,1	0.675

IV.2.5.DRAINAGE

Le barrage comporte six (6) galeries de drainage. Deux (2) galeries périmétrales 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).

IV.3. BARRAGE HAMIZ

IV.3.1. SITUATION DU BARRAGE

Le barrage du Hamiz est construit à 35 km au SE d'Alger, un peu à l'amont du débouché dans la Plaine de la Mitidja de l'Oued Arbatache 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.

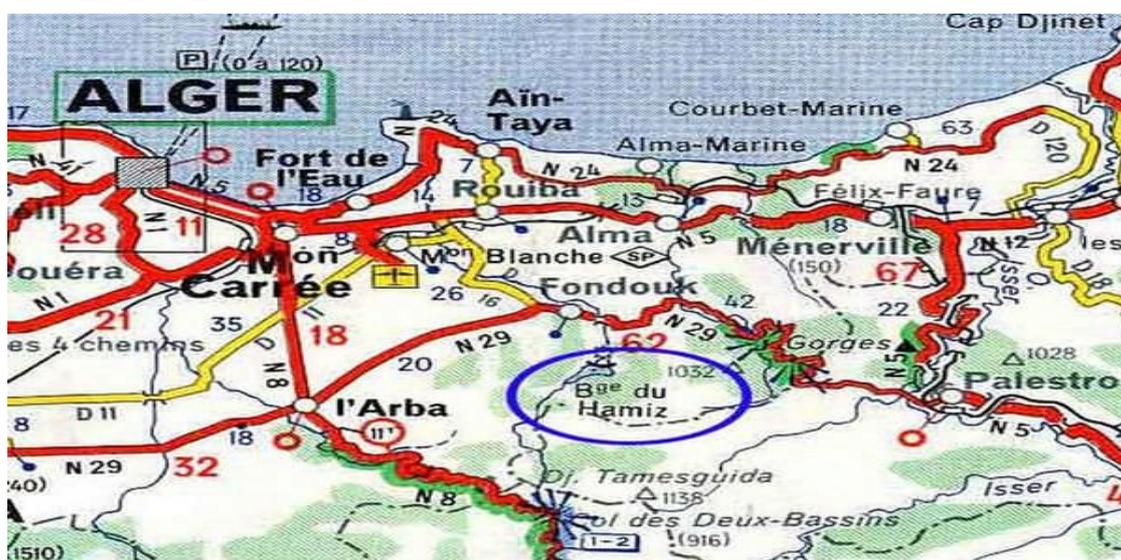


Figure IV.5 : Situation du barrage Hamiz .Echelle 1/500 m,(carte d'état-major de l'Algérie)

IV.3.2. SISMICITE

Le barrage se trouve dans la côte Nord de l'Algérie, cette dernière 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(Rouzaud, 2003b).

IV.3.3. GEOLOGIE DU BARRAGE

- L'ouvrage est fondé sur 3 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.

IV.3.4. 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 IV.4 : Géométrie du barrage Hamiz(D'après service des études centrales et grands travaux hydrauliques, 1965)

Largeur		Hauteur	Fruit	
En crête	Sur la fondation		Amont	Aval
3.30 m	47m	50 m	0,25	variable

IV.3.5.DRAINAGE

Pour combattre les 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).

IV.4.BARRAGE BENI HAROUN

IV.4.1.SITUATION DU BARRAGE

Le barrage de Beni Harounest 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 IV.6 :Plan de localisation du barrage de Beni Haroun.Echelle 1/500 m, (D'après ANBT ; 2002).

IV.4.3.GEOLOGIE DU SITE DU BARRAGE

La géologie locale s'inscrit dans un contexte tectonique complexe de chevauchement 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 incompetentes (à comportement plastique - plissé - tectonisé).

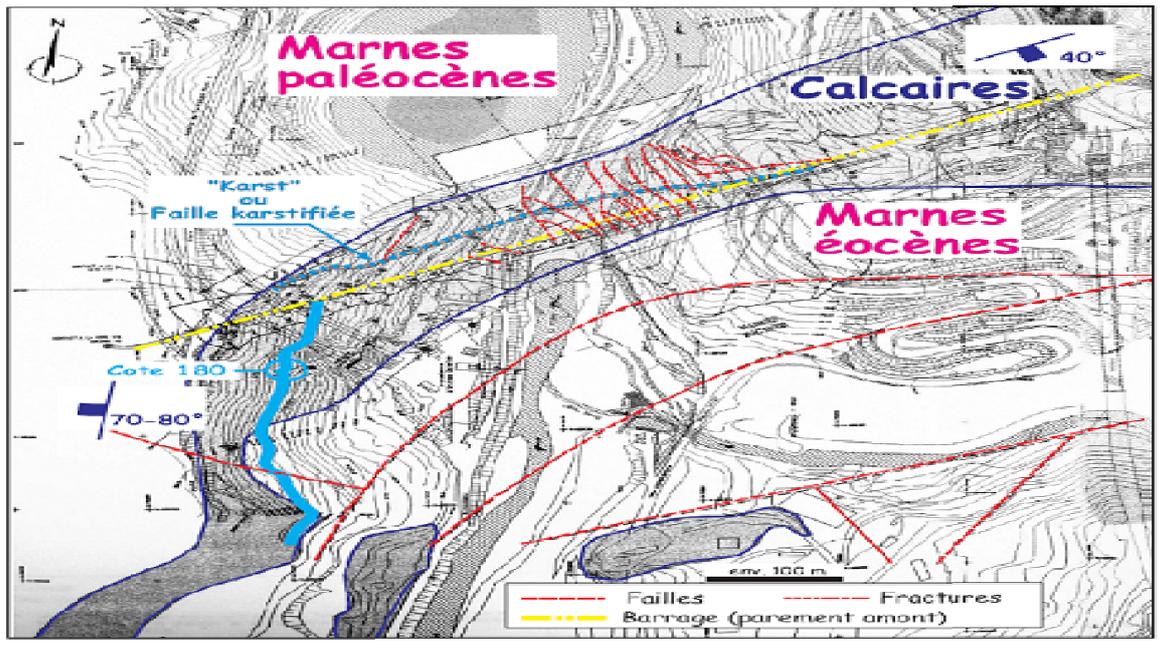


Figure IV.7: Carte géologique du barrage Beni Haroun. Echelle 1/500 m (D'après ANBT ; 2002).

IV.4.4. CORPS DU BARRAGE

Le barrage est de type poids en Béton Compacté au Rouleau (BCR) s'appuyant sur une fondation rocheuse calcaire.

Le barrage est de type poids en BCR et la géométrie du barrage est représentée ci-dessous

Tableau IV.5. Géométrie du barrage Beni Haroun (Hadad, 2009)

Largeur		Hauteur	Fruit	
En crête	Sur la fondation		Amont	Aval
8	93	118	0	1/1.25

IV.3.5.DRAINAGE

Trois galeries ont été aménagées en pied (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 voilé d'injection. Ces galeries recueillent les débits de drainage (Rouzaud, 2002).

IV.5 : BARRAGE KOUDIAT ACEDOUNE

IV.5.1.SITUATION DU BARRAGEKOUDIAT ACEDOUNE

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 (Rouzaud et Martinet,2010). 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, et à 19 Km au Nord-Nord-ouest la daïra de Ain Bessem.

IV.5.2.SISMICITE

D'après les observations et enregistrements disponibles mis à jours en mai 1998 pour la région de Koudiat Acerdoune, celle-ci semble présenter une activité séismique 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 :

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

IV.5.3.GEOLOGIE 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 miocène, 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 jurassiques 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 gypso-salines 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.

IV.5.4. 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 IV.6 : Géométrie du barrage Koudiat Acerdoune(Rouzaud et Martinet,2010)

Largeur		Hauteur	Fruit	
En crête	Sur la fondation		Amont	Aval
8 m	102m	121m	0.1	0.5

IV.5.5.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).

IV.6.BARRAGE BOUSSIABA

IV.6.1.SITUATION DU BARRAGE DE BOUSSIABA

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 (IV.3) ci-dessous (extrait de la carte touristique au 1/500 000 Nord Est – INC). (Didier, 2005)



Figure VI.8 :Situation du site du barrage de Boussiaba.Echelle 1/500 000 m, (D'aprèsDidier; 2005)

IV.6.2.SISMICITE

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, Distance à l'épicentre 0 Km et Accélération maximale horizontale au sol 0,16 g

IV.6.3.GEOLOGIE 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).

IV.6.4. CORPS DU BARRAGE, DRAINAGE

Le barrage est de type poids en BCR et la géométrie du barrage est représentée ci-dessous **Tableau IV.7** : Géométrie du barrage Boussiaba (Didier, 2005).

Largeur		Hauteur	Fruit	
En crête	Sur la fondation		Amont	Aval
8 m	37.74 m	50.67 m	0 (vertical)	0.725

IV.6.5.DRAINAGE

Le corps du barrage est drainé au moyen d'une galerie de drainage, la disposition de la galerie de drainage est représentée dans (Cf. annexe IV.1)

Remarque

Les coupes type des six barrages sont représentées dans (Cf. annexe IV.1).

CONCLUSION

La mise à niveau des systèmes d'exploitation et des dispositifs drainage et de contrôle des sous pressions des barrages existants s'avère un moyen plus que nécessaire pour répondre aux exigences de sécurité et au standard et normes internationales en matière de sécurité des barrages. Cela nous conduit à chercher à travers diverses études de recherche dans le domaine de l'analyse des risques par le calcul de stabilité avec des méthodes assurant plus et aussi a motivé cette étude. L'analyse des risques est une partie importante de la performance, la durabilité d'une structure et de son entretien. C'est dans ce contexte, que s'inscrit l'objectif principal de cette étude concernant l'étude de stabilité et l'état des contraintes par l'application de trois approches de calculs de stabilité permettant d'analyser le comportement des barrages sous l'action des combinaisons de charges et différents aléas afin de définir une démarche de dimensionnement optimum des barrages et garantissant plus de fiabilité.

CHAPITRE V

ÉTUDE DE LA STABILITE PAR APPROCHE : DETERMINISTE SEMI PROBABILISTE & PROBABILISTE

INTRODUCTION

L'Algérie dispose de plus de 107 barrages en exploitation totalisant ainsi une capacité de 4,6 Milliards de mètres cubes et permettant de régulariser un volume annuel de l'ordre 2 Milliards de mètres cube utilisés pour l'adduction en eau potable, l'industrie et l'irrigation. Or, du fait de l'érosion (pluies de courte durée, de forte intensité, absence du couvert végétal et relief assez jeune etc.), l'Algérie perd annuellement une capacité estimée à 20 Millions de mètres cubes par le dépôt de sédiments dans les retenues entraînant ainsi une diminution de la capacité utile du barrage de oued Fodda de 228Mm^3 (1932) à 129Mm^3 (1993) et barrage Hamiz de 21Mm^3 (1935) à $15,5\text{Mm}^3$ (1993) permet de se faire une idée sur l'importance du mal qui affecte l'ensemble des barrages (Remini ; 1997) .

La sécurité d'un barrage est assurée par des calculs de stabilité et de résistances au préalable lors du dimensionnement et qui peuvent être vérifié dans les cas suscité échéants. A ce titre, il existe trois approches de calculs à savoir : déterministe, semi probabiliste et probabiliste.

Or à ce jour, en l'Algérie le calcul pour les barrages type poids la justification s'effectue uniquement que dans un seul format à savoir à faire un calcul déterministe, ce dernier s'avérer non économique sur le plan dimensionnement de l'ouvrage puisque il ne permet pas de prendre en compte la dispersion de chacun des paramètres intervenant dans le calcul puisqu'un même coefficient leur est affecté, ce qui peut conduire à des surdimensionnements (Ballière, 2012) . Dans ce présent chapitre, va faire l'objet d'une étude et d'analyse de la stabilité de barrages poids par le comparatif des trois approches pour les six barrages de différents âges et matériaux, choisis dans cette étude.

V.1.ANALYSE DETERMINISTE

V.1.2. DONNEES D'ENTREE POUR L'ANALYSE DETERMINISTE

Les données d'entrées générales du logiciel CADAM et les données d'entrées pour l'analyse déterministe (pseudo – statique et pseudo – dynamique) pour les six barrages est d'après (Bretas et al ,2010),(Carvajal ,2009),(Hebbouche et al,2012) , (Hebbouche et al,2013) et (Zaho,2007) sont résumées dans (Cf. Annexe V.1)

V.1.3.RESULTATS DE L'ANALYSE DETERMINISTE POUR LES DIFFERENTES COMBINAISONS DE CHARGES

1. STABILITE ET ETAT DE CONTRAINTES DU BARRAGE OUED FODDA

Les résultats de l'analyse de stabilité du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

Les facteurs de sécurité au glissement, renversement et soulèvement pour les cinq combinaisons de charges sont résumés dans (Cf. Annexe V.2)

Tableau V.1 : Analyse de stabilité par méthode déterministe en fonction des combinaisons de charges pour le joint de base du barrage Oued Fodda.

Facteur	Combinaison	Normale	Crue	Charges accidentelles		Post-sismique
				Sismique 1	Sismique 2	
Glissement	Pic	1,16	1,14	0,65	0,76	1,18
	Résiduel	0,49	0,49	0,28	0,33	0,50
Renversement	Amont	7,14	6,94	6,03	5,26	7,08
	Aval	1,57	1,54	1,04	1,21	1,59
Soulèvement		4,02	3,90	2,76	2,75	4,02

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.1 et V.2.

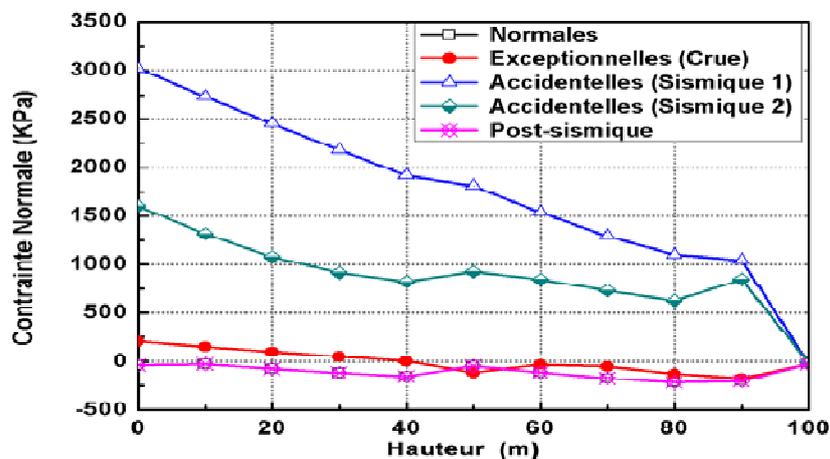


Figure V.1 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Oued Fodda selon l'analyse déterministe.

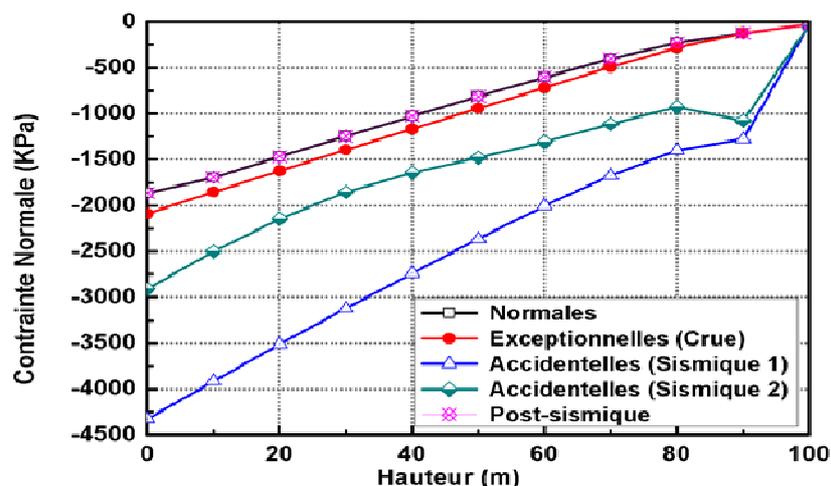


Figure V.2 : Evolutions des contraintes normales à l'aval du barrage Oued Fodda selon l'analyse déterministe.

Les contraintes admissibles pour les différents joints et le joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont cités dans le tableau V.2.

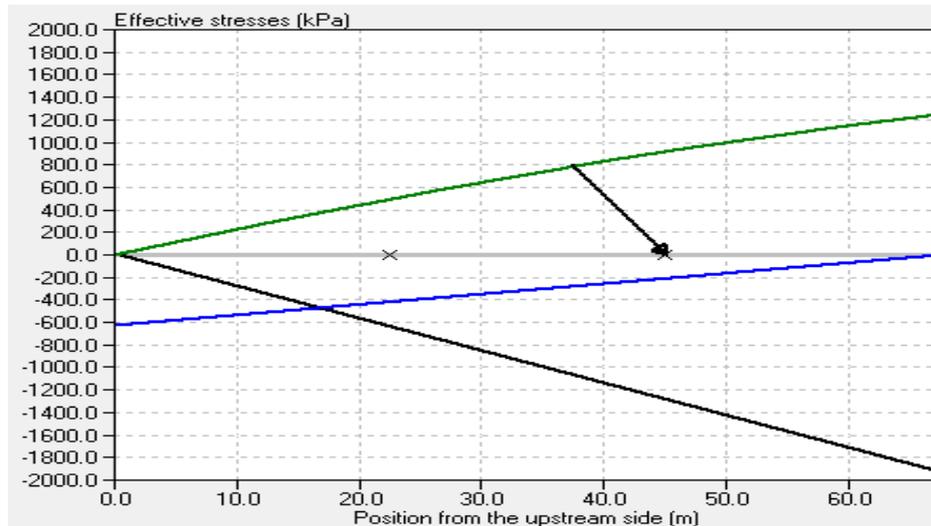
Tableau V.2 : Valeur des contraintes admissibles de traction et compression pour les différents joints du barrage Oued Fodda

Type de Joint	Contrainte (Kpa)	Normale	Crue	Charges accidentelles		Post - sismique
				Sismique 1	Sismique 2	
Corps du barrage	Traction (Kpa)	0,00	2250	4090	4090	3001,50
	Compression (Kpa)	9990	15000	27270	27270	20010
A la base (Interface)	Traction (Kpa)	0,00	3500	6363	6363	4669
	Compression (Kpa)	13320	20000	36360	36360	26680

L'évolution des contraintes admissibles de traction et de compression, représentée dans le tableau ci-dessus, montrent que la condition de non traction (extension) du parement amont des joints, est vérifiée pour les cinq combinaisons de charges et même la condition de Maurice Levy « $-\sigma_{\text{amont}} < \rho_w g h$ » est vérifiée pour toutes les combinaisons de charges. Ce qui engendre aucun risque d'apparition de fissures, et ce suivant les différents joints du corps du barrage et pour les cinq combinaisons de charges examinées.

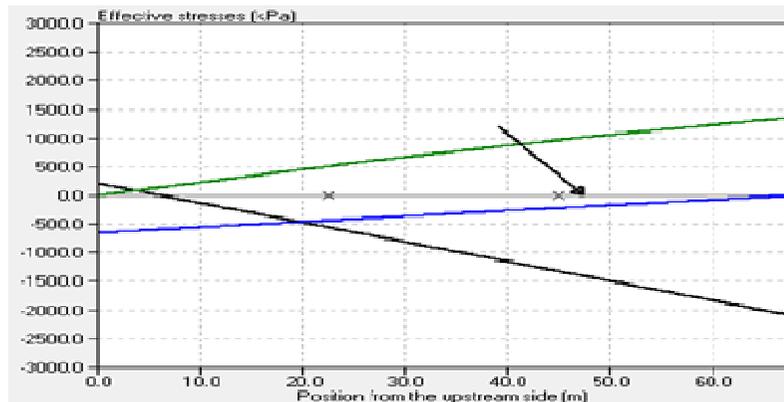
Sur la figure V.2, on constate que toutes les contraintes normales aval des joints sont inférieurs aux contraintes de compressions admissibles.

Les contraintes effectives de cisaillement et normales et la distribution des sous pressions de l'amont à l'aval pour le joint de base sont représenté dans les figures ci-après

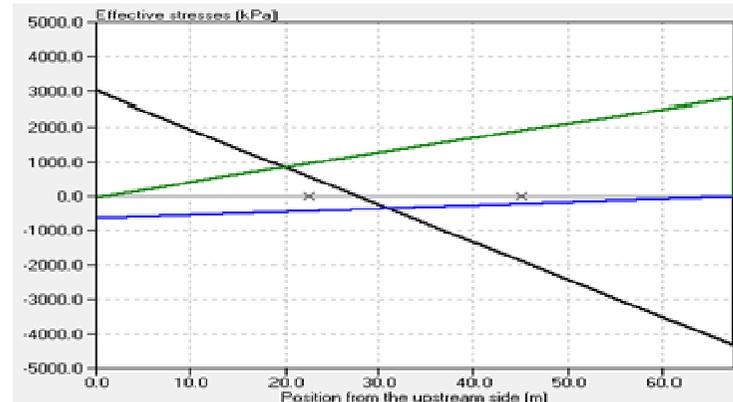


Légende : contrainte normale █ , cisaillement, █ et la distribution de sous pression █

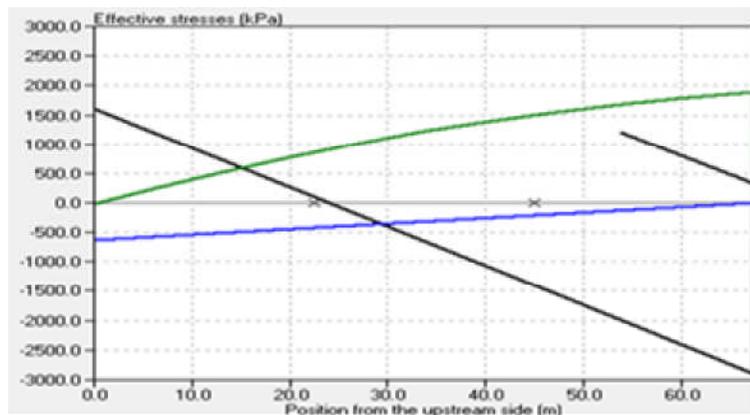
Figure V. 3 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charges normale du barrage Oued Fodda



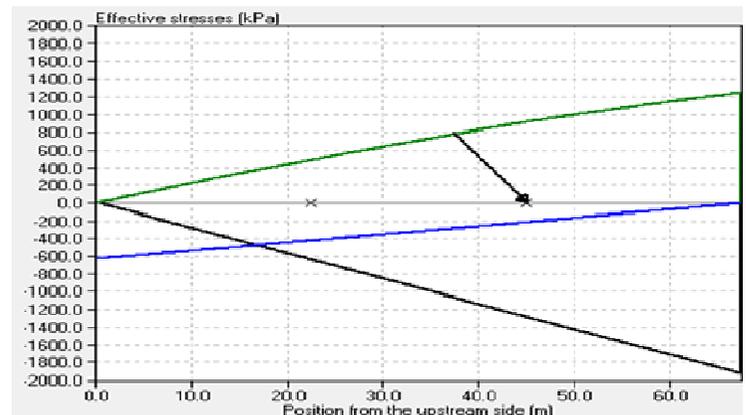
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure V.4 : Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Oued Fodda
(a) Exceptionnelle (crue), (b) Accidentelle (sismique 1), (c) Accidentelle (sismique 2) et (d) Post- sismique
Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ et la distribution de sous pression █

Les enseignements qui peuvent être tirés des différents graphes c'est que la résultante des efforts tranchants et normaux passe par le tiers central de la base du barrage et ceci suivant la combinaison de charges normales contrairement aux combinaisons des charges exceptionnelles (crue) et accidentelles (sismique 1 et sismique 2) on remarque la sortie de la résultante du tiers central à cause de :

L'accroissement des efforts tranchants de 46175,15 KN pour la combinaison de charge normale à 48939.54 KN pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue) et de 95673,17 KN et 75873,24 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement

La diminution des effort normaux de 64097,93 KN pour la combinaison de charge normale à 63451,45 KN pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue) et à 44046,06KN et 44140,10 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement. Ce qui peut entrainer la déstabilisation de l'ouvrage suivant les échéances citées.

L'accroissement des sous pressions de 21184,63 KN pour la combinaison de charge normale à 21850,12 KN pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue).

Pour l'amélioration de la stabilité au glissement et éviter la sortie de la résultante des efforts tranchants et normaux on peut installer des câbles de poste tension verticaux le long de la crête de :

4520,13 KN : pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue)

88833,17KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 1)

61239,40KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 2)

2. STABILITE ET ETAT DE CONTRAINTES DU BARRAGE BOUSSIABA

Les résultats de l'analyse de stabilité du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

Tableau V.3 : Analyse de stabilité par méthode déterministe en fonction des combinaisons de charges pour le joint de base du barrage Boussiaba.

Facteur	Combinaison	Normales	Crue	Charges accidentelles		Post-sismique
				Sismique 1	Sismique 2	
Glissement	Pic	1,70	1,52	1,27	1,26	1,46
	Résiduel	0,50	0,44	0,36	0,35	0,43
Renversement	Amont	3,10	3,01	3,03	2,95	3,30
	Aval	1,70	1,55	1,39	1,40	1,56
Soulèvement		2,69	2,50	2,34	2,31	2,69

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.5 et V.6

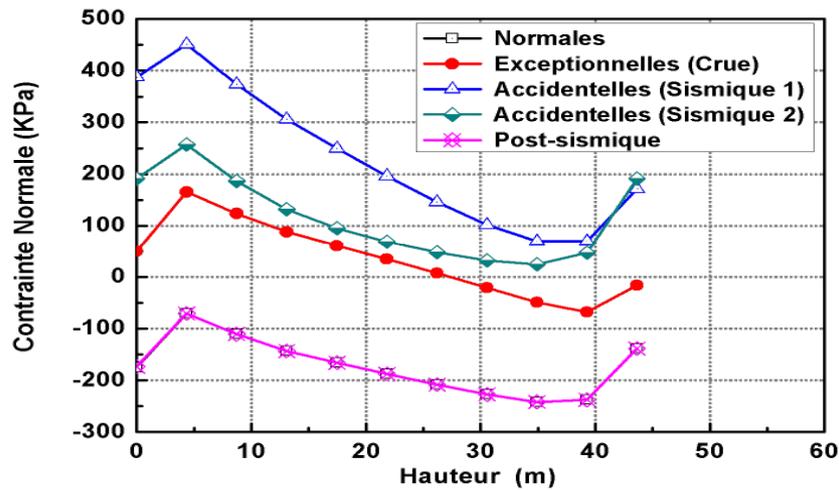


Figure V.5 : Évolution des contraintes normales à l'amont du barrage Boussiaba selon l'analyse déterministe

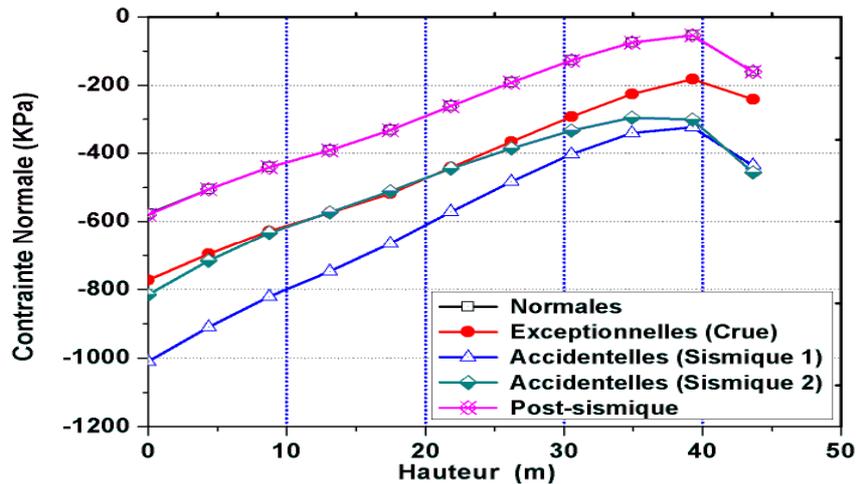


Figure V.6 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Boussiaba selon l'analyse déterministe

Les contraintes admissibles pour les différents joints et le joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont cités dans le tableau V.4.

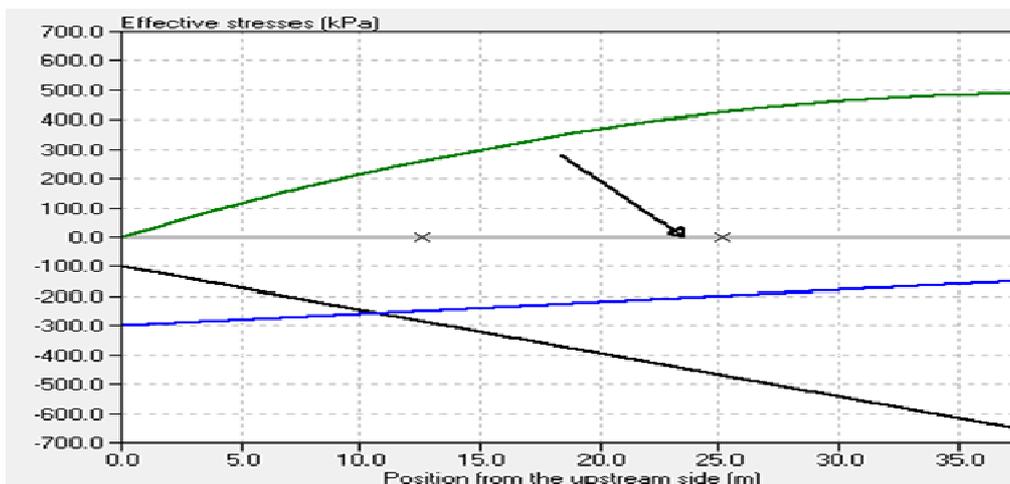
Tableau V.4 : Valeur des contraintes admissibles de traction et compression pour les différents joints du barrage Boussiaba.

Type de Joint	Contrainte (Kpa)	Charges accidentelles				Post-sismique
		Normale	Crue	Sismique 1	Sismique 2	
Corps du barrage	Traction (Kpa)	0,00	300,3	545,94	545,94	400,60
	Compression (Kpa)	3330	5000	9090,00	9090,00	6670
A la base (Interface)	Traction (Kpa)	0,00	1020,3	1854,60	1854,60	1361,08
	Compression (Kpa)	11322	17000	30906,00	30906,00	22678

La figure V.5, montre que les contraintes sont dans les valeurs des normes acceptables du matériau de travail à la traction et la condition de non extension est vérifiée pour les contraintes au niveau du parement amont. Ce constat est identique pour l'ensemble des joints du barrage suivant les cinq combinaisons de charges.

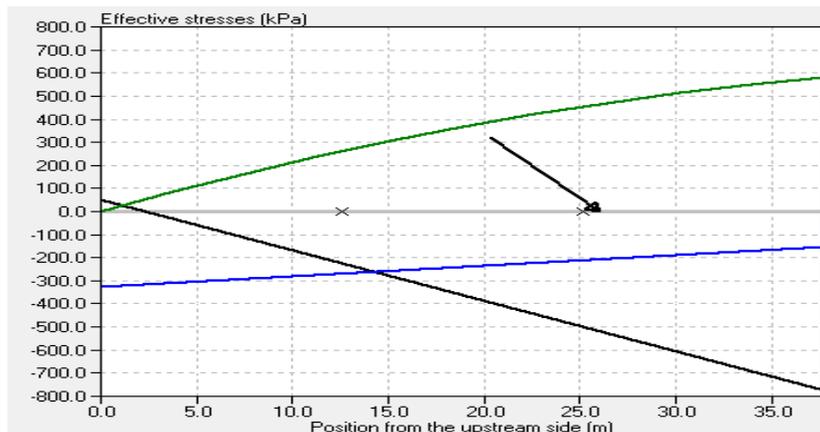
Il en est de même pour la condition de Maurice Levy qu'est vérifiée et ce pour les différentes combinaisons de charges. En conclusion le risque d'apparition des fissures pour les différents joints et les cinq combinaisons de charge est inexistant.

En ce qui concerne les résultats de la figure V.6, tous les contraintes normales aval des joints sont inférieures au contraintes de compressions admissibles (Cf. le tableau V.4) Les contraintes effectives de cisaillement et normales et la distribution des sous pressions de l'amont à l'aval pour le joint de base sont représentés dans les figures ci-après :

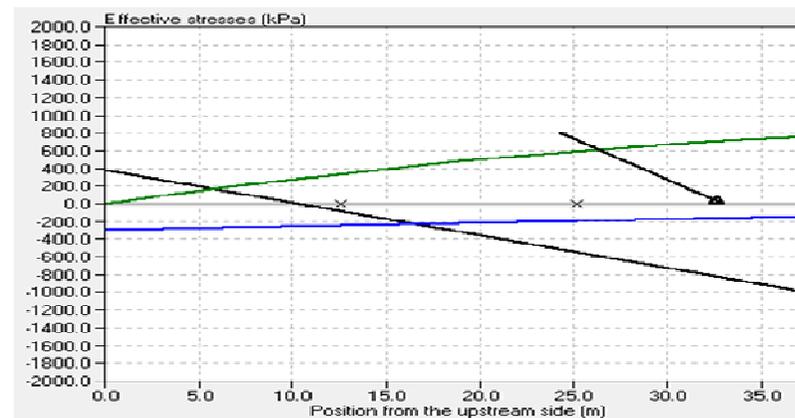


Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ , et la distribution de sous pression █

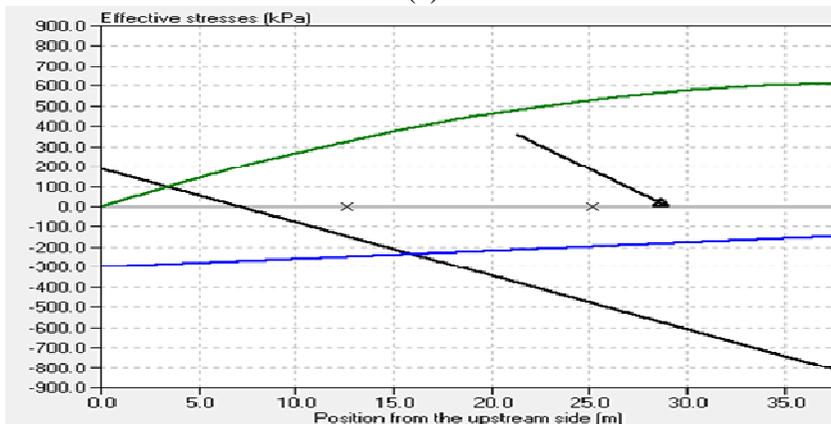
Figure V.7 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charge normale du barrage Boussiaba.



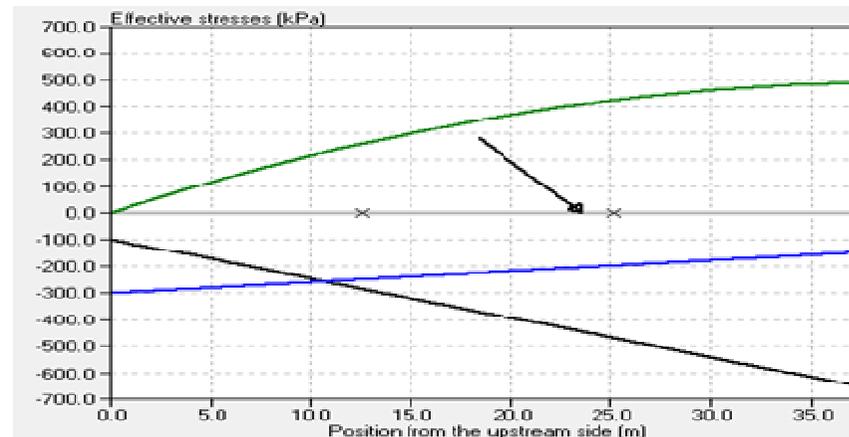
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure V. 8 : Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Boussiaba
(a) Exceptionnelle (crue), (b) Accidentelle (sismique 1), (c) Accidentelle (sismique 2) et (d) Post-sismique

Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ et la distribution de sous pression █

Les enseignements qui peuvent être tirés des différents graphes c'est que la résultante des efforts tranchants et normaux passe par le tiers central de la base du barrage et ceci suivant la combinaison de charges normale contrairement aux combinaisons de charges exceptionnelle (crue) et accidentelles (sismique 1 et sismique 2) on remarque la sortie de la résultante du tiers central à cause de :

L'accroissement des efforts tranchants de 12016,23 KN pour la combinaison de charge normale à 12873,62 KN pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue) et de 16852,48 KN et 15043,34 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement

La diminution des efforts normaux de 14220,7 KN pour la combinaison de charge normale à 13638,89 pour la pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue) et à 11759,40 KN et 11761,40 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement. Ce qui peut entraîner la déstabilisation de l'ouvrage suivant les échéances citées.

L'accroissement des sous pressions de 8366,81 KN pour la combinaison de charge normale à 9038,30 KN pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue). Ce qui peut entraîner la déstabilisation de l'ouvrage suivant les échéances citées.

L'installation des câbles de poste tension verticaux le long de la crête est la meilleure solution pour assurer le passage de la résultante des efforts tranchants et normaux par le tiers central de la base du barrage avec les intensités suivant :

1686,85 KN : pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue)

8303,08KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 1)

6147,33KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 2)

3. STABILITE ET ETAT DU CONTRAINTE DU BARRAGE KOUDIAT ACERDOUNE

Les résultats de l'analyse de stabilité du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.5 : Analyse de stabilité par méthode déterministe en fonction des combinaisons de charges pour le joint de base du barrage Koudiat Acerdoune.

Combinaison		Normales	Crue	Charge accidentelle		Post-sismique
				Sismique 1	Sismique 2	
Glissement	Pic	1,46	1,30	0,96	1,46	1,46
	Résiduel	0,65	0,58	0,43	0,65	0,65
Renversement	Amont	4,97	5,04	4,18	4,97	4,97
	Aval	1,93	1,75	1,41	1,93	1,93
Soulèvement		3,70	3,57	2,77	2,83	3,70

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.9 et figures V.10.

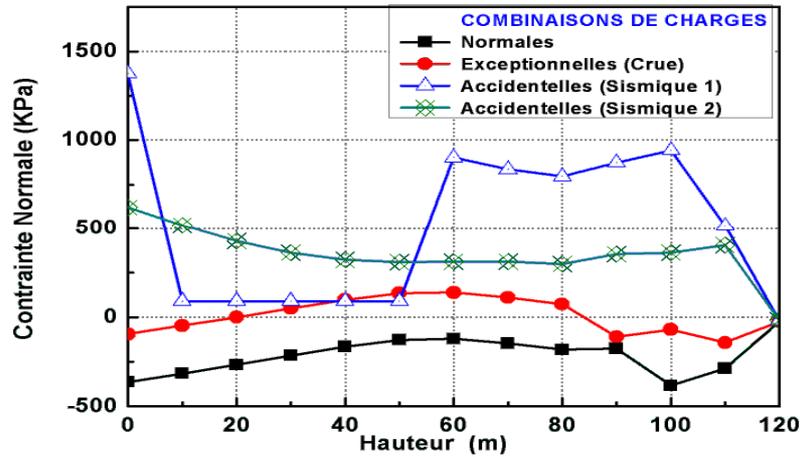


Figure V.9 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Koudiat Acerdoune selon l'analyse déterministe.

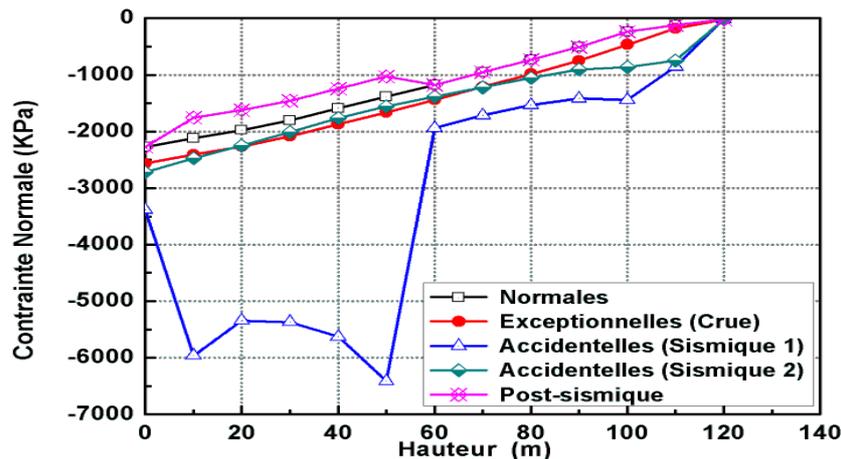


Figure V.10 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Koudiat Acerdoune selon l'analyse déterministe

Les contraintes admissibles pour les différents joints et le joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont cités dans le tableau V. 6.

Tableau V.6 : Valeur des contraintes admissibles de traction et compression pour les différents joints et joint de base du barrage Koudiat Acerdoune

Type de Joint	Contrainte (Kpa)	Normale	Cruie	Charges accidentelles		Post-sismique
				Sismique 1	Sismique 2	
Corps du barrage	Traction (Kpa)	0,00	300,3	545,94	545,94	400,6
	Compression (Kpa)	3330	5000	9090,00	9090,00	6670,00
A la base (Interface)	Traction (Kpa)	0,00	1200,3	2182,14	2182,14	1601,20
	Compression (Kpa)	13320	20000	36360	36360	26680

D'après la figure V.9 et selon les contraintes admissibles de traction citées dans le tableau V.6 la condition de non traction (extension) du parement amont des joints n'est pas vérifié pour la combinaison sismique 1 ou les contraintes normales amont sont supérieurs aux contraintes admissibles de traction pour les joint de hauteur 60 m jusqu'à 100 m charges et la condition de Maurice Levy est vérifiée pour toutes les combinaisons de charges. Comme on remarque apparition (initiation) des fissures pour les joints de hauteur 60 m jusqu'à 100 m pour la combinaison de charge sismique 1 et propagation des fissure pour les joints de 50 m à 10 m avec (81,03%, 75,00%, 69.99%, 68.01% et 68, 17%) respectivement.

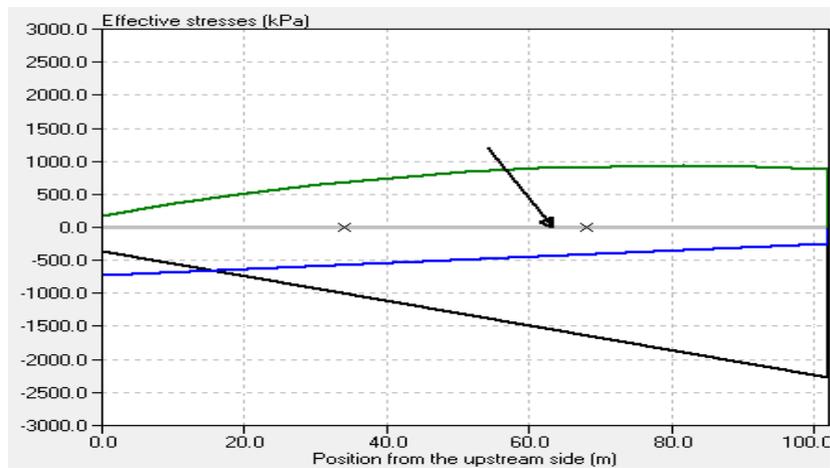
En ce qui concerne les résultats de la figure V. 10 tous les contraintes normales aval des joints sont inférieurs au contraintes de compressions admissibles citées dans le tableau V.6.

D'après les figures ci-dessus on remarque un grand écart ce grand écart entre la méthode pseudo - statique et pseudo dynamique est due au faible coefficient d'accélération spectrale qui dépend inversement de la hauteur du barrage comme montre règles parasismiques Algériennes RPA 99 et la variation de la courbe pour l'analyse pseudo – statique est à cause de propagation des fissure pour les joints de 10 m à 50 m.

Lorsque la fissuration est permise, une distinction est faite entre les critères de l'initiation fissure et la propagation des fissures. Après l'initiation des fissure, dire à la fin amont d'un joint où la concentration de contrainte est minime, il est probable que la concentration de contrainte se produit près de l'extrémité de la fissure propagés

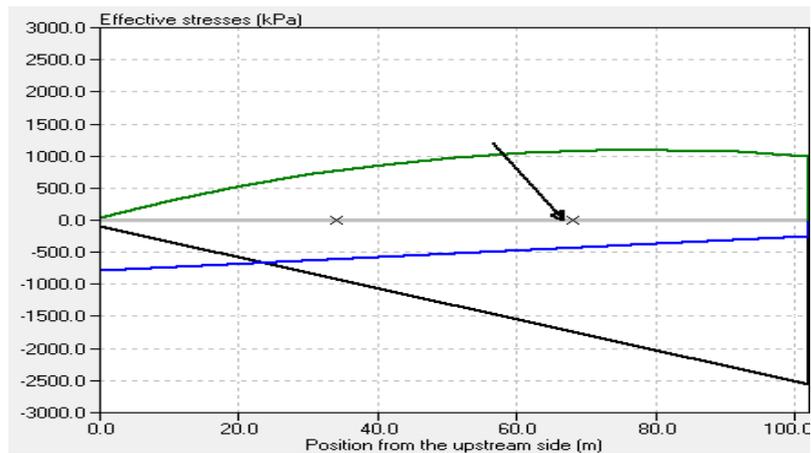
Par exemple, le critère d'initiation de la fissure pourrait être fixé à une force de traction de 1000 kPa mais une fois que la fissure est initiée il doit être propagé à une longueur suffisante pour développer une compression à l'extrémité de la fissure (non condition de traction pour la propagation de la fissure).

Les contraintes effectives de cisaillement et normales et la distribution des sous pressions de l'amont à l'aval pour le joint de base sont représenté dans les figures ci-après

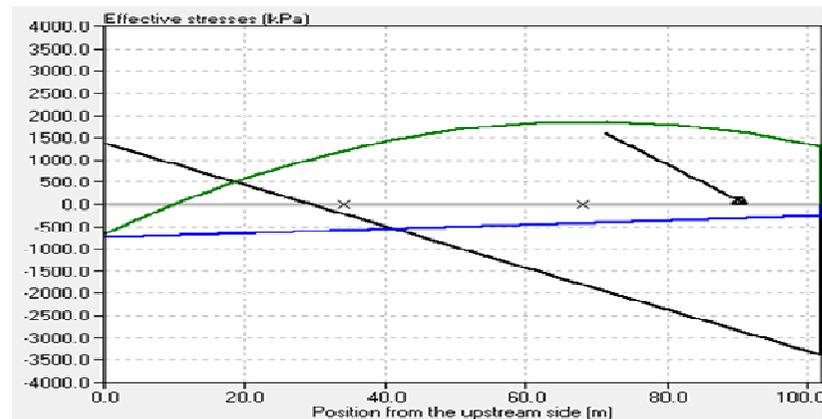


Légende : contrainte normale █ , cisaillement, █ et la distribution de sous pression █

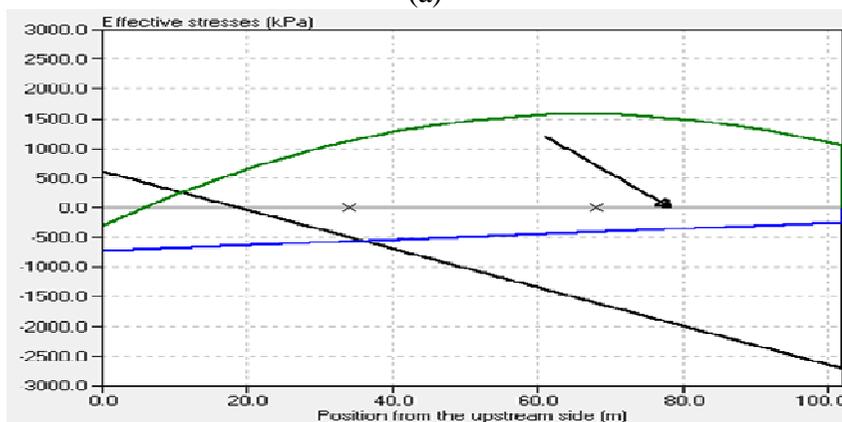
Figure V.11 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charges normale du barrage Koudiat Acerdoune.



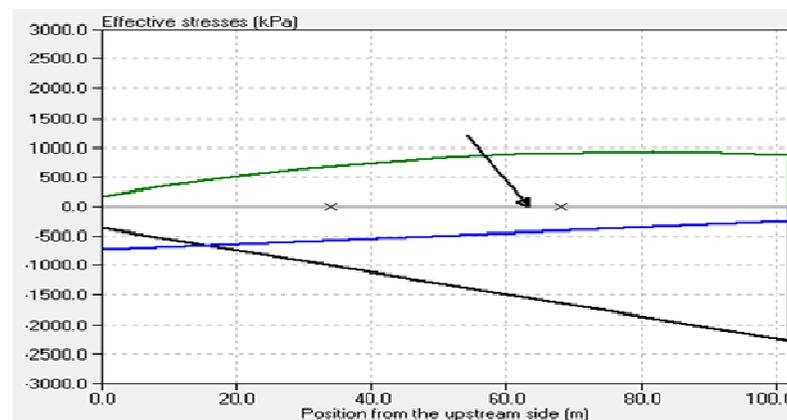
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure V. 12: Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Koudiat Acerdoune
(a) Exceptionnelle (crue), (b) Accidentelle (sismique 1), (c) Accidentelle (sismique 2) et (d) Post-sismique

Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ et la distribution de sous pressions █

Les figures ci-dessus montrent que la résultante des efforts tranchants et normaux est dans le tiers central pour la combinaison de charges normale et combinaison de charges exceptionnelles (crue) et pour la combinaison de charge accidentelles (sismique 1 et sismique 2) on remarque la sortie de la résultante du tiers central à cause de :

L'accroissement des efforts tranchants de 74618,88 KN pour la combinaison de charge normale à 126137,27KN et 112653,51 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement

La diminution des efforts normaux de 134425,89 KN pour la combinaison de charge normale à 102238,91 KN et 106873,00 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement.

Pour éviter la sortie de la résultante du tiers central .Ce qui peut causer la ruine de l'ouvrage en cas de présence d'un séisme on installe des câbles de poste tension verticaux le long de la crête de :

127101,58KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 1)

97951,56KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 2)

4. STABILITE ET ETAT DU CONTRAINTE DU BARRAGE CHEURFAS II

Les résultats de l'analyse de stabilité du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci- après.

Tableau V.7 : Analyse de stabilité par méthode déterministe en fonction des combinaisons de charges pour le joint de base du barrage Cheurfas II.

Combinaison Facteur		Normales	Crue	Charges accidentelles		Post- sismique
				Sismique 1	Sismique 2	
Glissement	Pic	2,53	2,51	1,11	1,34	2,59
	Résiduel	0,99	0,97	0,41	0,50	1,02
Renversement	Amont	2,62	2,45	2,36	2,25	2,60
	Aval	2,18	2,04	1,42	1,60	2,20
Soulèvement		2,65	2,43	1,99	2,06	2,65

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.13 et V.14

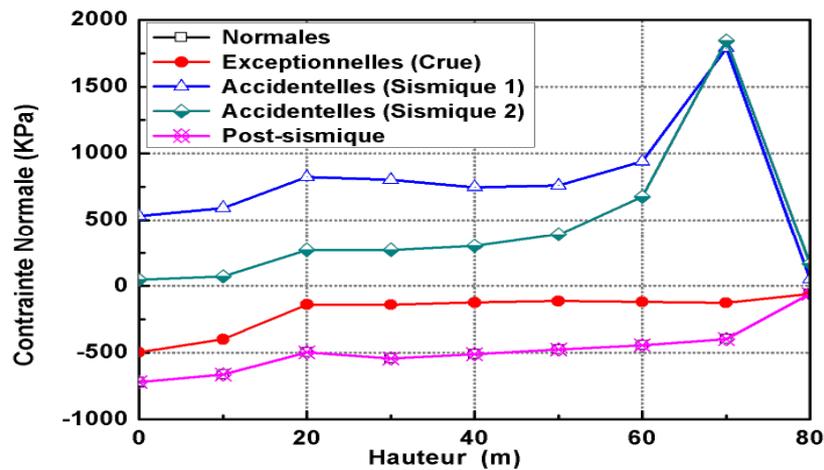


Figure V.13 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Cheurfas II selon l'analyse déterministe

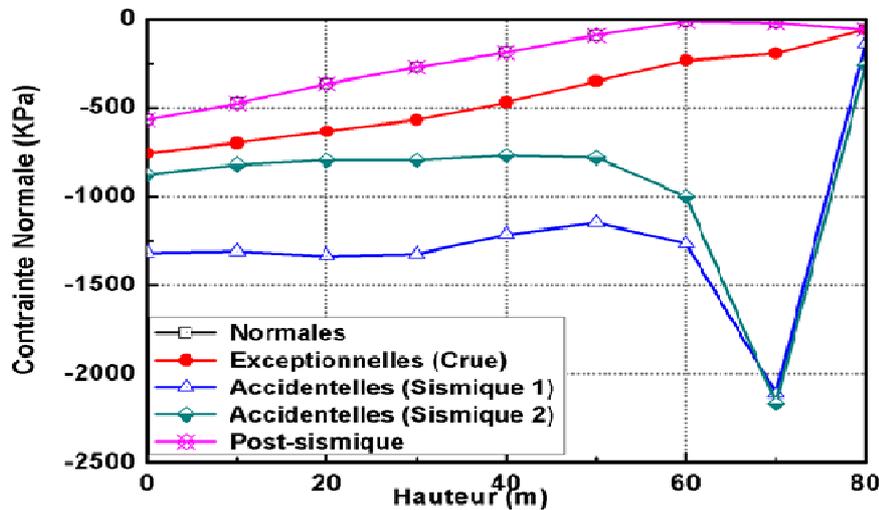


Figure V.14 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Cheurfas II selon l'analyse déterministe

Les contraintes admissibles pour les différents joints et le joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont cités dans le tableau V.8.

Tableau V.8 : valeur des contraintes admissibles de traction et compression pour les différents joints du barrage Cheurfas II

Type de Joint	Contrainte (Kpa)	Charges accidentelles				Post-sismique
		Normale	Crue	Sismique 1	Sismique 2	
Corps du barrage	Traction (Kpa)	0,00	2250,00	4090,50	4090,50	3001,50
	Compression (Kpa)	9990,00	15000	27270,00	27270,00	20010
A la base (Interface)	Traction (Kpa)	0,00	600,30	1091,34	1091,34	800,80
	Compression (Kpa)	6660,00	10000	18180,00	18180,00	133340

D'après la figure V.13 et selon les contraintes admissibles de traction citées dans le tableau V.8 la condition de non traction (extension) du parement amont des joints, est vérifiée pour les cinq combinaisons de charges.

Il en est de même pour la condition de Maurice Levy qu'est vérifiée et ce pour les différentes combinaisons de charges. En conclusion le risque d'apparition des fissures pour les différents joints et les cinq combinaisons de charge est inexistant.

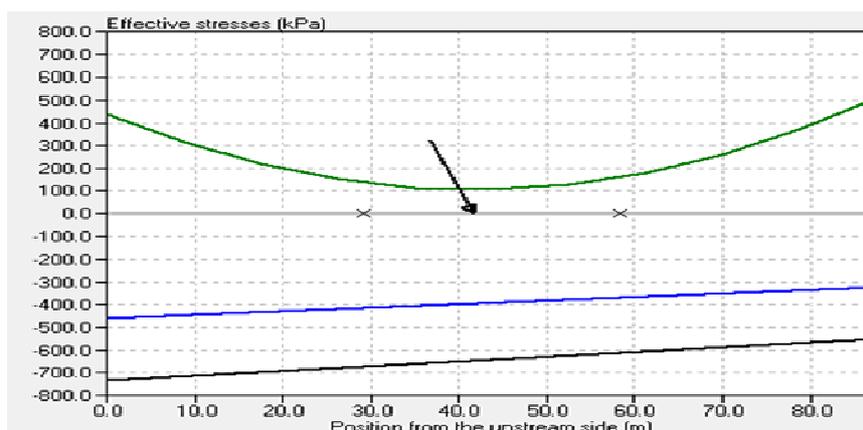
En ce qui concerne les résultats de la figure V. 14, tous les contraintes normale aval des joints sont inférieurs au contraintes de compressions admissibles citées dans le tableau V.8.

D'après les figure ci-dessus on remarque une augmentation des contraintes normale amont et aval dans le joint de 70 m pour les combinaisons de charge sismique 1 et 2, cette variation est à cause des masse concentré qui induites des forces d'inertie calculées de la manière suivante pour les deux méthodes :

Pseudo-statique (analyse sismique): les forces d'inertie induites par les masses concentrées sont calculées comme le produit de la masse et de l'accélération spécifiée sismique.

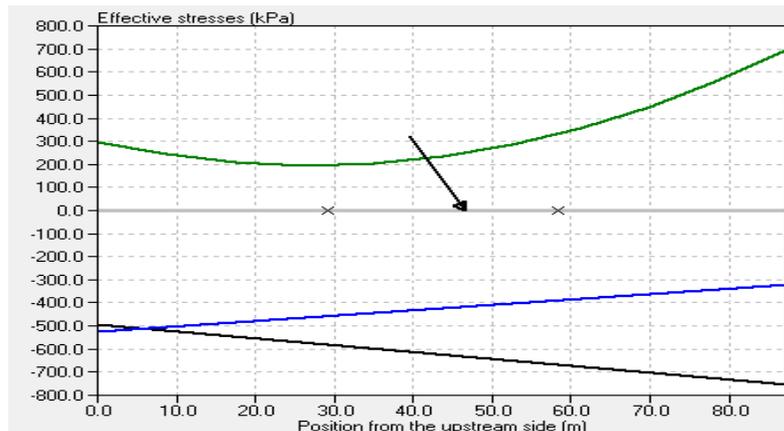
Pseudo-dynamiques (analyse sismique): Les forces d'inertie induites par les masses concentrées sont calculés comme le produit de l'accélération modale calculée à l'altitude de la masse et de la masse elle-même. Le total ajouté à la masse concentrée modèle est considéré comme faible par rapport à la masse du barrage.

Les contraintes effectives de cisaillement et normales et la distribution des sous pressions de l'amont à l'aval pour le joint de base sont représenté dans les figures ci-après :

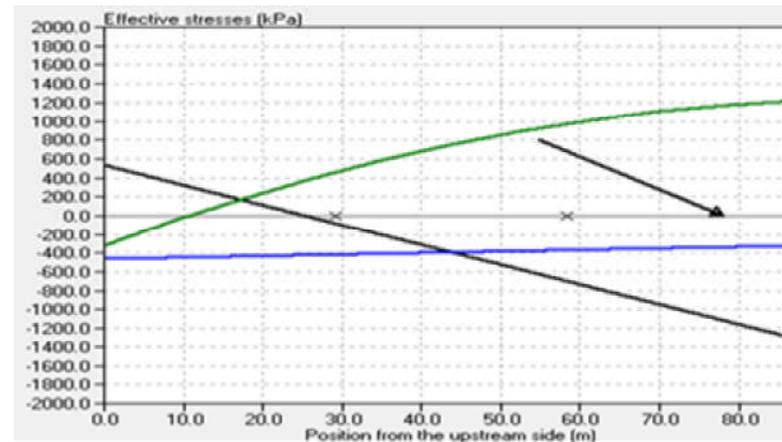


Légende : contrainte normale █, cisaillement █, et la distribution de sous pression █

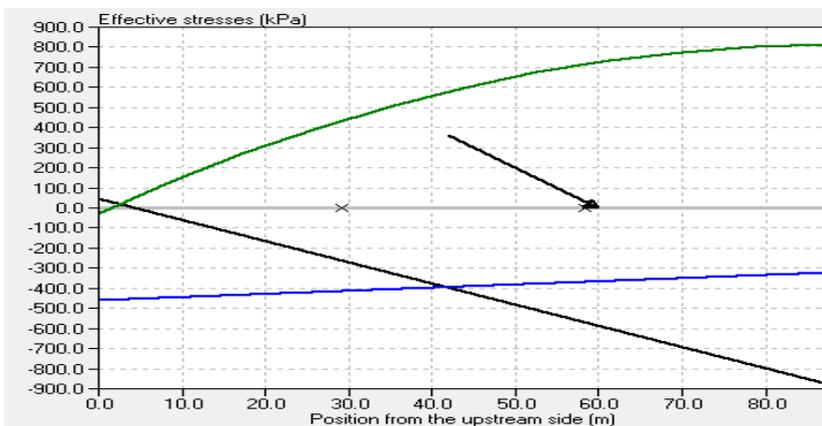
Figure V.15 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charge normale pour barrage Cheurfas II.



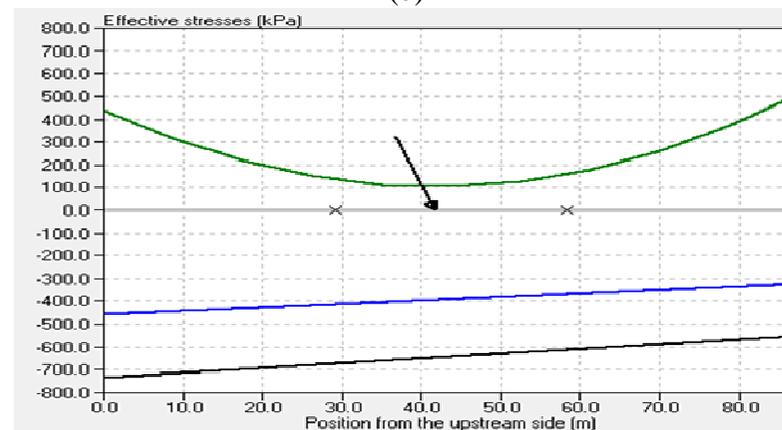
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure V.16 : Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Cheurfas II
(a) Exceptionnelle (crue), (b) Accidentelle (sismique 1), (c) Accidentelle (sismique 2) et (d) Post-sismique
Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ et la distribution de sous pression █

D'après ces figures ci-dessus on remarque que la résultante des efforts tranchants et normaux est dans le tiers central pour la combinaison de charges normale et la combinaison de charges exceptionnelle (crue) et pour la combinaison de charges accidentelles (sismique 1 et sismique 2) on remarque la sortie de la résultante du tiers central à cause de :

L'accroissement des efforts tranchants de 20054,77 KN pour la combinaison de charge normale à 57031,73 KN et 46363,93 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement

La diminution des efforts normaux de 56245,45 KN pour la combinaison de charge normale à 34414,04KN et 36388,57 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement.

Pour la même cause que barrage Koudiat Acerdoune on installe des câbles de poste tension verticaux le long de la crête de :

128533,76 KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 1)

96079,80 KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 2)

5. STABILITE ET ETAT DU CONTRAINTE DU BARRAGE HAMIZ

Les résultats de l'analyse de stabilité du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

Tableau V.9 : Analyse de stabilité par méthode déterministe en fonction des combinaisons de charges pour le joint de base du barrage Hamiz.

Combinaison		Normales	Crue	Charge accidentelle		Post-sismique
				Sismique 1	Sismique 2	
Facteur						
Glissement	Pic	2,79	1,84	1,53	1,70	2,75
	Résiduel	1,01	0,67	0,55	0,62	1,00
Renversement	Amont	4,43	4,02	3,73	3,59	4,44
	Aval	2,50	1,90	1,73	1,86	2,49
Soulèvement		3,51	2,92	2,67	2,70	3,52

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.17 et V.18

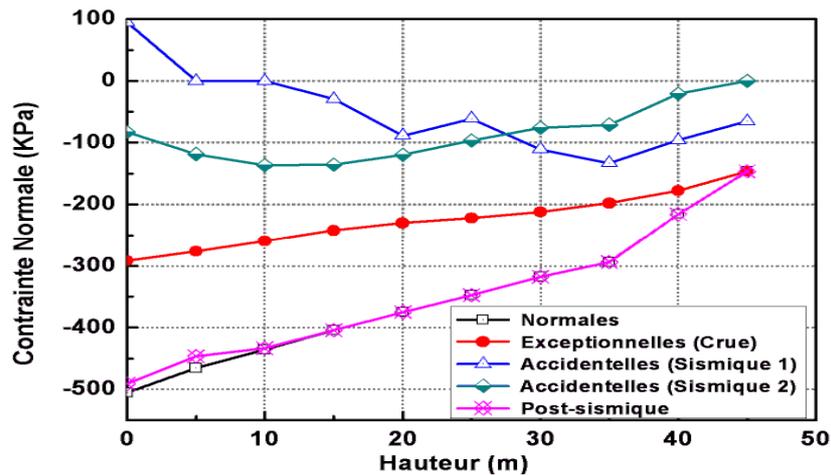


Figure V.17 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Hamiz selon l'analyse déterministe

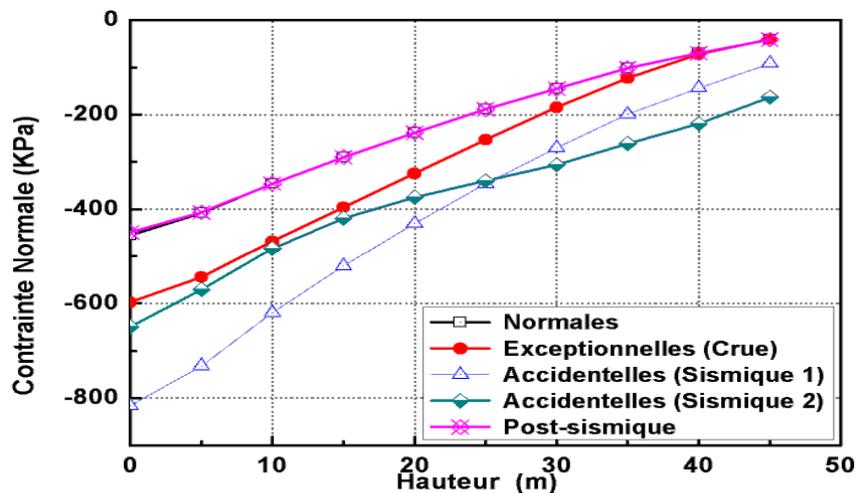


Figure V.18 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Hamiz selon l'analyse déterministe

Les contraintes admissibles pour les différents joints et le joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont cités dans le tableau V.10.

Tableau V.10 : valeur des contraintes admissibles de traction et compression pour les différents joints du barrage Hamiz.

Type de Joint	Contrainte (Kpa)	Charges accidentelles				Post-sismique
		Normale	Crue	Sismique 1	Sismique 2	
Corps du barrage	Traction (Kpa)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Compression (Kpa)	3330	5000	9090	9090	6670
A la base (Interface)	Traction (Kpa)	0,00	1000	1818	1818	1344
	Compression (Kpa)	6660	10000	18180	18180	13340

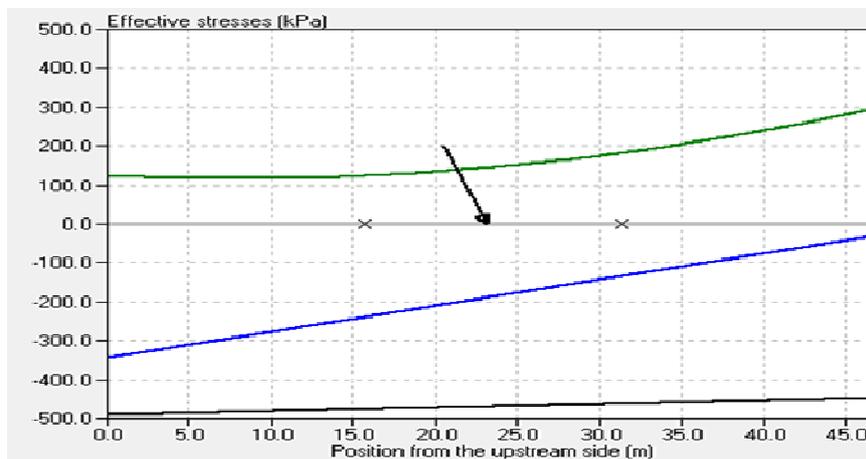
D'après la figure V.17 et selon les contraintes admissibles de traction citées dans le tableau V.10 la condition de non traction (extension) du parement amont des joints n'est pas vérifié pour le joint de 45 m pour la combinaison de charge sismique 1 (pseudo - statique) et

le joints de 5m et 10 m pour la combinaison de charge sismique 2 (pseudo - dynamique) et la condition de Maurice Levy et même est vérifiée pour toutes les combinaisons de charges.

Comme on constate apparition des fissures pour le joint de 45 m pour la combinaison de charges sismique 1 (pseudo - statique) de 3.46 % et le joint 5 m et 10 m pour la combinaison de charge sismique 2 (pseudo - dynamique) de 1.08% et 7.01% respectivement.

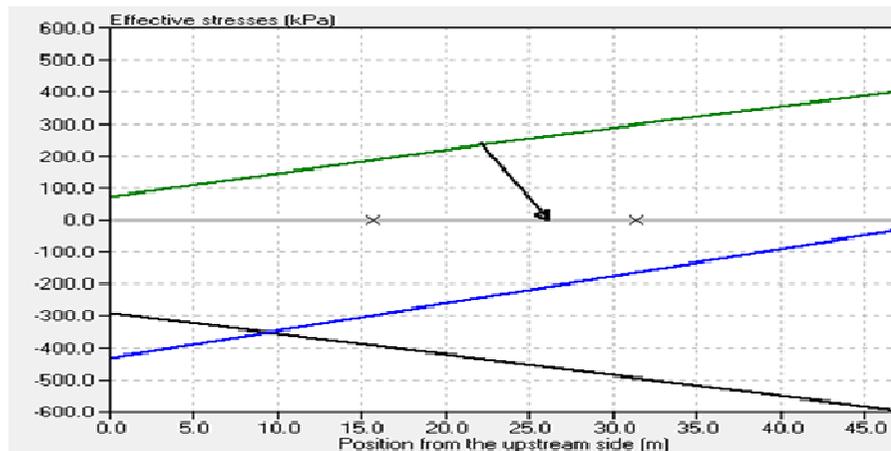
En ce qui concerne les résultats de la figure V. 18, tous les contrainte normale aval des joints sont inférieurs au contraintes de compressions admissibles citées dans le tableau V.10.

Les contraintes effectives de cisaillement et normales et la distribution des sous pressions de l'amont à l'aval pour le joint de base sont représenté dans les figures ci-après

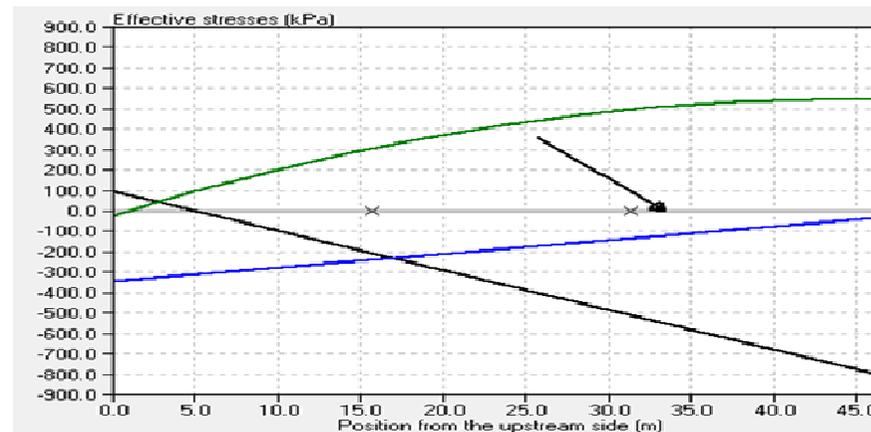


Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ , et la distribution de sous pression █

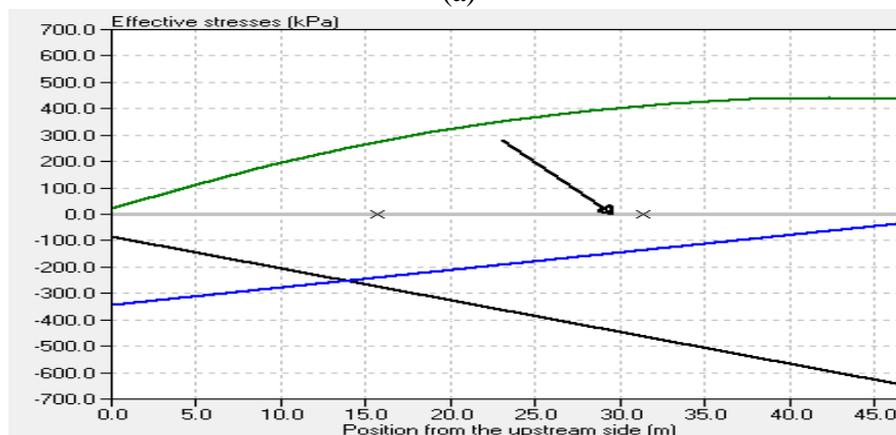
Figure V.19 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charge normale pour barrage Hamiz



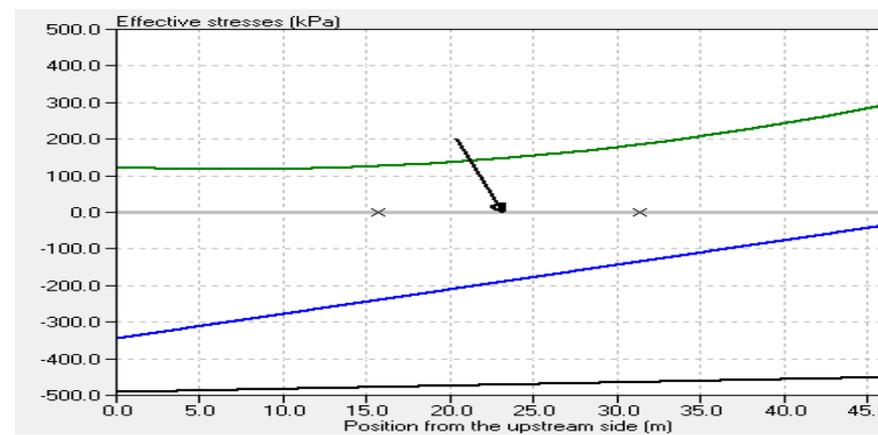
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure V.20 : Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Hamiz
(a) Exceptionnelle (crue), (b) Accidentelle (sismique 1), (c) Accidentelle (sismique 2) et (d) Post-sismique.

Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ et la distribution de sous pression █

Les figures ci-dessus montrent que la résultante des efforts tranchants et normaux est dans le tiers central pour la combinaison de charges normale, exceptionnelle (crue) et la combinaison de charge accidentelle (sismique 2) et pour la combinaison de charge sismique 1 on remarque la sortie de la résultante du tiers central à cause de :

L'accroissement des efforts tranchants de 8468,74 KN pour la combinaison de charge normale à 17226,73 KN pour la combinaison de charge sismique 1.

La diminution des efforts normaux de 22398,76 KN pour la combinaison de charge normale à 16954,68KN pour la combinaison de charge sismique1.

Pour assurer le passage de la résultante des efforts tranchants et normaux par le tiers central de la base du barrage pour la combinaison de charge sismique 1 on installe un câble de poste tension de 29603,90KN.

Les contraintes normales est uniforme de l'amont à l'aval du fait de la symétrie comme le cas du barrage Hamiz pour la combinaison des charges normale.

6. STABILITE ET ETAT DU CONTRAINTE DU BARRAGE BENI HAROUN

Les résultats de l'analyse de stabilité du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après :

Tableau V.11 : Analyse de stabilité par méthode déterministe en fonction des combinaisons de charges pour le joint de base du barrage Beni Haroun.

Facteur	Combinaison	Normales	Crue	Charges accidentelles		Post-sismique
				Sismique 1	Sismique 2	
Glissement	Pic	1,65	1,55	0,95	1,08	1,59
	Résiduel	0,59	0,55	0,34	0,38	0,57
Renversement	Amont	3,64	3,36	3,66	3,38	3,72
	Aval	1,97	1,85	1,34	1,47	1,91
Soulèvement		3,10	2,78	2,47	2,47	3,10

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V. 21 et V.22.

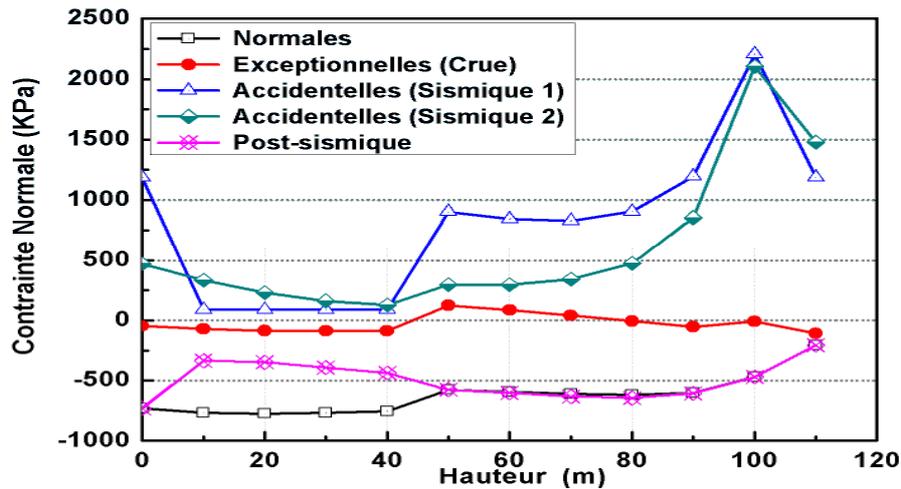


Figure V.21 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Beni Haroun selon l'analyse déterministe

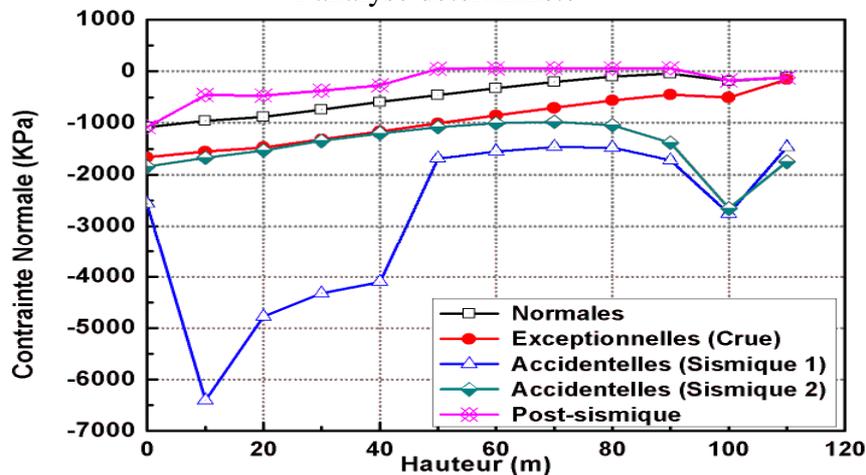


Figure V.22 : Evolution des contraintes normales à l'Aval du barrage Beni Haroun selon l'analyse déterministe

Les contraintes admissibles pour les différents joints et le joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont cités dans le tableau V.12.

Tableau V.12 : valeur des contraintes admissibles de traction et compression pour les différents joints et joint de base du barrage Beni Haroun

Type de Joint	Contrainte (Kpa)	Charges accidentelles				Post-sismique
		Normale	Crue	Sismique 1	Sismique 2	
Corps du barrage	Traction (Kpa)	0.00	300,3	545,94	5454,94	400,60
	Compression (Kpa)	3330	5000	9090	9090	6670
A la base (Interface)	Traction (Kpa)	0,00	3000,3	5454	5454	4002,40
	Compression (Kpa)	33300	50000	90900	90900	66700

D'après la figure V.21 et selon les contraintes admissibles de traction citées dans le tableau V.12 la condition de non traction (extension) du parement amont des joints n'est pas vérifié pour le joint de 110 m jusqu'à 50 m pour la combinaison de charge sismique 1 (pseudo

- statique) et le joints de 110m jusqu'à 90 m pour la combinaison de charge sismique 2 (pseudo - dynamique).

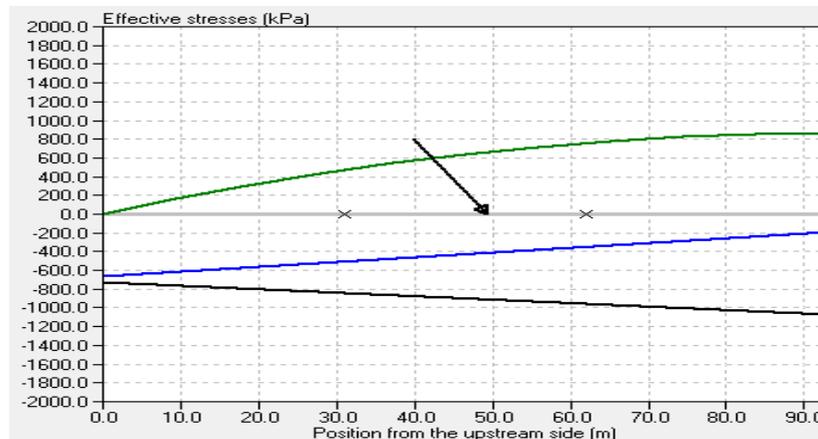
Il en est de même pour la condition de Maurice Levy est vérifiée pour toutes les combinaisons de charges.

En ci concerne les fissures on remarque apparition des fissures de 100 % pour les côtes 110 ,100 et 90 m de 100 % pour la combinaison de charges sismique 2. Et de 110 à 50de 100% pour la combinaison de charge sismique 1 et se propage du joints 40 m jusqu'à 10 m avec les pourcentages 73,33%, 71,98% ,72 ,15 % et 78.82% respectivement.

Les résultats de la figure V. 22 montrent que tous les contraintes normales aval des joints sont inférieurs au contraintes de compressions admissibles citées dans le tableau V.12.

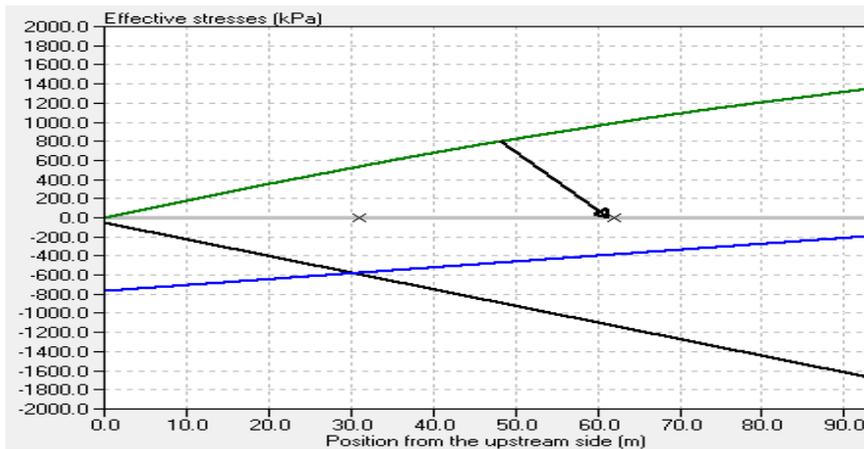
Le grand écart entre la méthode pseudo – statique et pseudo - dynamique et la variation de la courbe pour la méthode pseudo statique est la même chose comme barrage Koudiat Acerdoune et pour l'augmentation des contraintes pour les combinaisons de charges accidentelles sismiques 1 et 2 pour le joint de 100 m c'est la même chose que barrage Cheurfas II.

Les contraintes effectives de cisaillement et normal et la distribution des sous pressions de l'amont à l'aval pour le joint de base sont représenté dans les figures ci-après

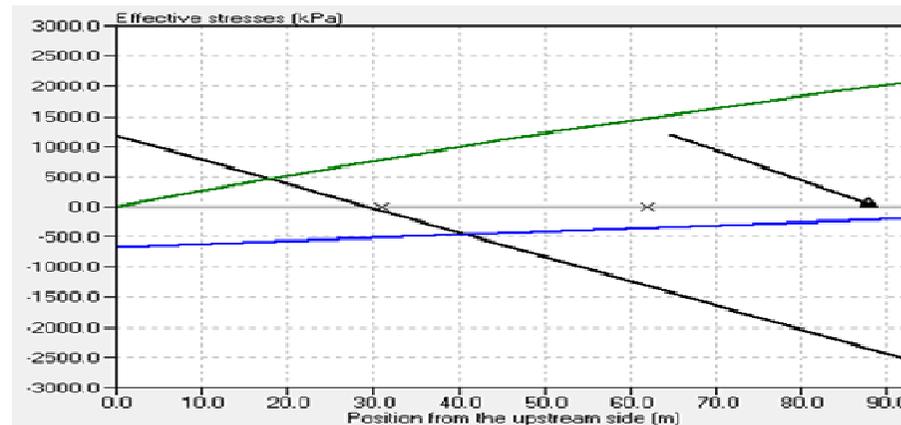


Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ , et la distribution de sous pression █

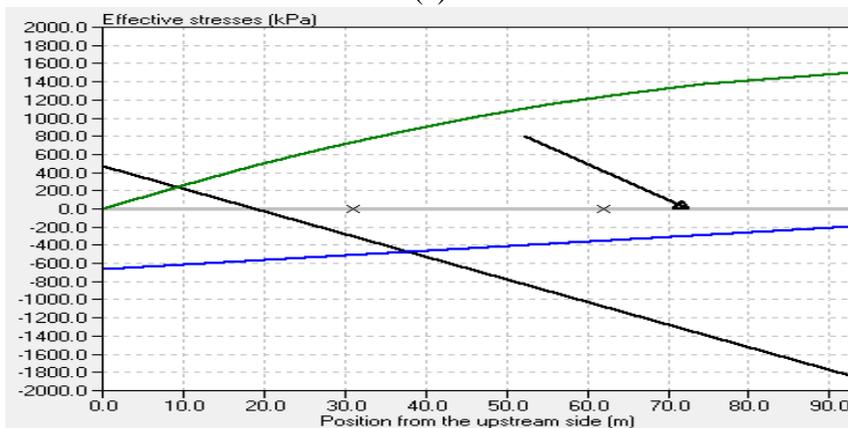
Figure V.23 : Diagramme des Contraintes pour la combinaison de charge normale pour barrage Beni Haroun



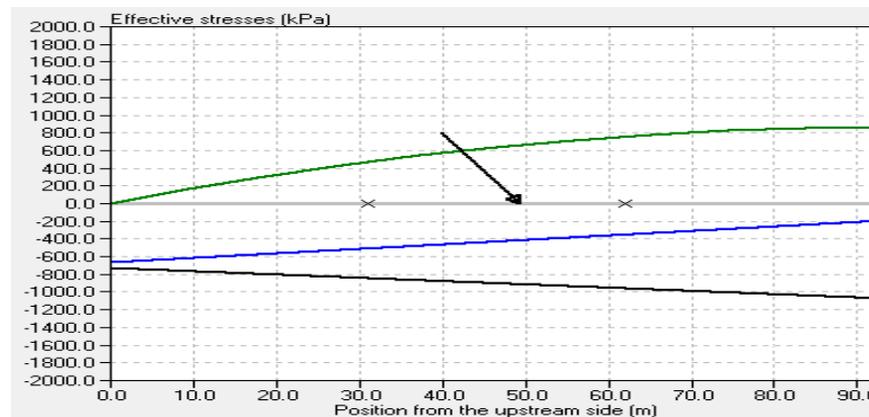
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure V.24 : Diagramme des Contraintes effectives pour les différentes combinaisons de charges du barrage Beni Haroun
(a) Exceptionnelle (crue), (b) Accidentelle (sismique 1), (c) Accidentelle (sismique 2) et (d) Post-sismique
Légende : contrainte normale █ , cisaillement █ et la distribution de sous pression █

D'après ces figures ci-dessus on constat que la résultante des efforts tranchants et dans le tiers central pour la combinaison de charges normale et combinaison de charges exceptionnelles (crue) et pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 1 et sismique 2) on remarque la sortie de la résultante du tiers central à cause de :

L'accroissement des efforts tranchants de 53101,22 KN pour la combinaison de charge normale 102755,64 KN et 85593,23 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement

La diminution des efforts normaux de 84050 KN pour la combinaison de charge normale 64086,26 KN et 64086,26 KN pour la combinaison de charge sismique 1 et 2 respectivement.

Comme les autres barrages pour assurer le passage de la résultante des efforts tranchants et normaux par le tiers central de la base du barrage Beni Haroun on installe des câble de poste tension de

99017,93KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 1)

71776,00 KN : pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 2)

Donc en général on remarque les barrages poids avec un parement amont vertical sont sensible à une élévation anormale de la côte de la retenue contrairement aux barrages poids avec un parement amont incliné puisque on remarque que la résultante reste dans le tiers central pour les barrages avec un parement incliné (Hamiz et Koudiat Acerdoune) dans le cas de combinaison de charge exceptionnelle (crue) mais pour les barrages poids avec un parement amont vertical on remarque la sortie de la résultante du tiers centrale.

V.2.ANALYSE SEMI – PROBABILISTE

V.2.1. DONNEES D'ENTREE POUR L'ANALYSE SEMI – PROBABILISTE

Une approche simplifiée semi- probabiliste consiste à proposer des coefficients partiels à appliquer à des valeurs dites représentatives de résistances et sollicitations et d'injecter ces données d'entrée dans un modèle déterministe, et c'est coefficients partiels de résistance γ_R sont représenter dans le tableau V.13 et Les coefficients partiels des charges pour les différents combinaisons de charge normale, exceptionnelle (crue) et accidentelle (sismique) sont représentées dans le tableau V.14 pour état limite ultime ELU , et pour état limite de service ELS les coefficients partiels de résistance et de charges sont égaux est on prend une valeur de 1.00,et dans notre cas on a une état limite de service de d'extension des fissures et état limite de service de renversement mais la justification de l'état-limite de renversement figure dans les règlements semi- probabilistes, la vérification consiste à

s'assurer qu'au moins 10 % de la surface de la base de la fondation reste comprimée. Toutefois, cette justification est redondante avec l'état-limite d'ouverture des fissures car il s'agit en fait de la même justification. Par conséquent, nous proposons d'englober définitivement cette justification dans celle de l'état-limite d'ouverture des fissures. Et pour les états limites ultimes les barrages poids connaissent deux états-limites ultimes : l'ELU de résistance à l'effort tranchant (glissement et cisaillement) et l'ELU de résistance à la compression.

Tableau V.13 : Les coefficients partiels de résistance γ_m pour ELU

	Normale	Exceptionnelle (Crue)	Accidentelle (Sismique)
Résistance de compression du corps du barrage	1,1	1,00	1,1
Résistance de traction du corps du barrage	1,1	1,00	1,1
L'angle de frottement du corps du barrage	1,1	1,00	1,1
La cohésion du corps du barrage	1,1	1,00	1,1
Résistance de compression de la fondation	1,2	1,00	1,2
Résistance de traction de la fondation	1,2	1,00	1,2
L'angle de frottement de la fondation	1,2	1,00	1,2
La cohésion de la fondation	1,2	1,00	1,2

Tableau V.14 : Les coefficients partiels des charges γ_F

Nom de combinaison d'action	Combinaison d'action
Normale	$1,03 G_{0k} + 1 G_{2k} + 1,00 Q_1 + 1,00 Q_2 + 1,00 Q_3 + 1,00 Q_4$
Exceptionnelle (crue)	$1,35 G_{0k} + 1,00 G_{2k} + 1,00 Q_1 + 1,20 Q_2 + 1,50 Q_3$
Accidentelle (sismique)	$1,125 G_{0K} + 1,10 G_{2K} + 1,00 Q_1 + 1,00 Q_2 + 1,00 Q_3 + 1,00 Q_4 + \gamma_p A_{EK}$

Remarques

- γ_p est 1.2 pour la force sismique horizontale et 1 pour la force sismique verticale (Anthony, 2012)
- On peut fixer les coefficients partiels des charges à 1 et on réduire la résistance du matériau à induire défaillance, la résistance spécifiée du matériau est réduite lors de la saisie des données de base (coefficient de frottement ($\phi \tan$), la cohésion, la résistance à la traction, etc.) jusqu'à un facteur de sécurité (coefficient modèle) de 1.
- La valeur de calcul de la poussée hydrostatique amont est pour le niveau de crête du barrage

V.2.2. RESULTATS DE L'ANALYSE PAR LA METHODE SEMI-PROBABILISTE

1. Barrage Oued Fodda

Les résultats de l'analyse de stabilité à l'état limite de résistance à l'effort tranchant du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

V.15 : Analyse de stabilité par la méthode semi probabiliste pour les différentes combinaisons de charges cas du barrage Oued Fodda

Combinaison Facteur	Normale	Exceptionnelle (crue)	Charges accidentelles	
			Sismique 1	Sismique 2
Glissement SSF	1,01	1,29	0,57	0,70

Le facteur de sécurité au glissement, connu sous la nomination anglaise *Sliding Safety Factor* (SSF) est inférieur au facteur de sécurité de glissement SSF demandé qui sont illustrées dans le tableau V.21 pour toutes les cinq combinaisons de charge.

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.25 et V.26.

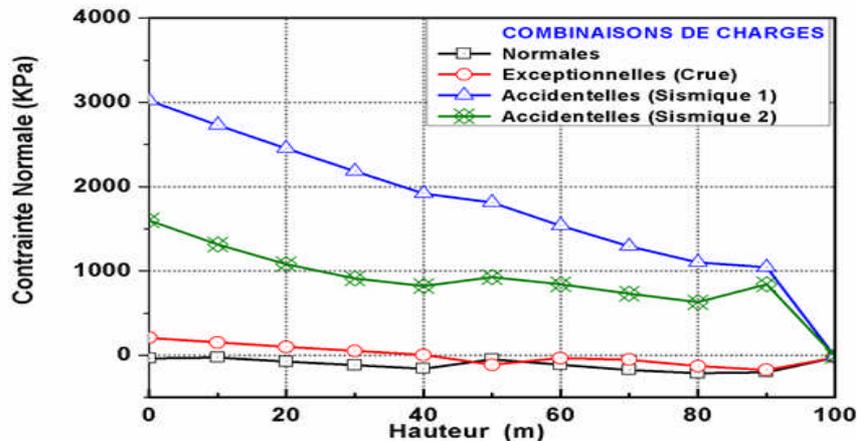


Figure V.25 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Oued Fodda par méthode semi probabiliste

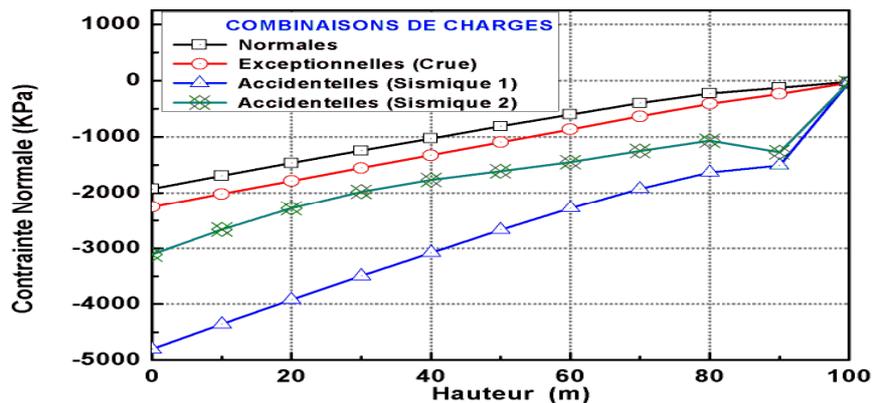


Figure V.26 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Oued Fodda par méthode semi probabiliste.

D'après la figure V.25 la condition de non fissuration est vérifiée pour tous les joints et tous les combinaisons de charge et d'après la figure V.26 tous les contraintes normales aval sont inférieures aux contraintes admissibles de compression citées dans le tableau V.23.

2. Barrage Boussiaba

Les résultats de l'analyse de stabilité à l'état limite de résistance à l'effort tranchant du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

Tableau V.16 : Analyse de stabilité par la méthode semi probabiliste pour les différentes combinaisons de charges cas du barrage Boussiaba

Combinaison Facteur	Normale	Exceptionnelle (cruie)	Charges accidentelles	
			Sismique 1	Sismique 2
Glissement SSF	1,42	1,49	1,07	1,15

Le facteur de sécurité au glissement SSF est inférieur au facteur de sécurité de glissement SSF demandé qui sont illustrées dans le tableau V. 21 pour toutes les combinaisons de charges seulement pour sismique 2 (pseudo - statique).

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.27 et V.28

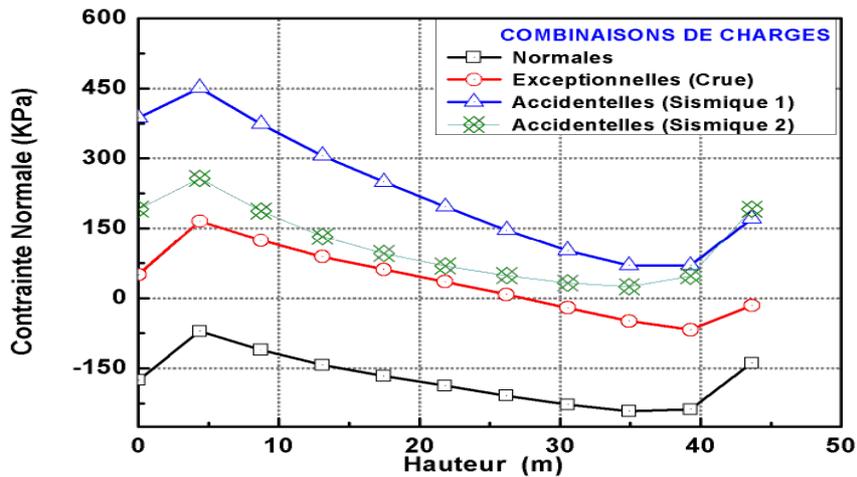


Figure V.27 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Boussiaba par méthode semi probabiliste

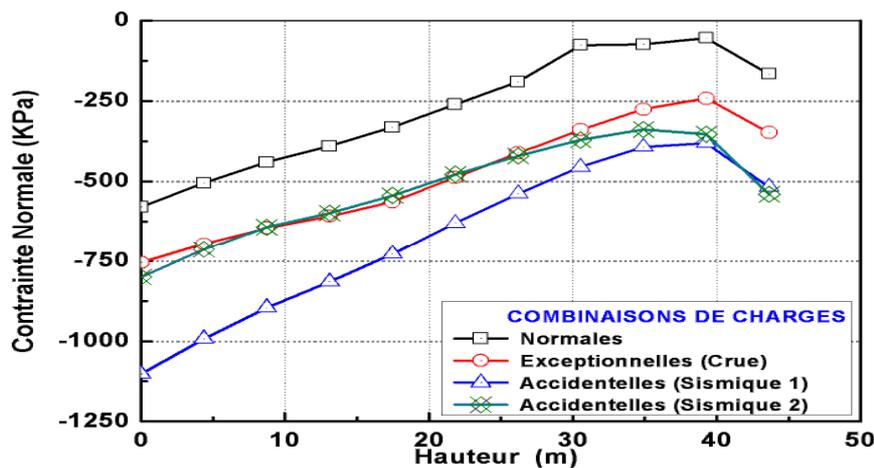


Figure V.28 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Boussiaba par méthode semi probabiliste

D'après la figure V.27 la condition de non fissuration est vérifiée pour tous les joint et tous les combinaisons de charge et d'après la figure V.28 tous les contraintes normales aval sont inférieure aux contraintes admissibles de compression citées dans le tableau V.23.

3. Barrage Koudiat Acerdoune

Les résultats de l'analyse de stabilité à l'état limite de résistance à l'effort tranchant du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

Tableau V.17 : Analyse de stabilité par la méthode semi probabiliste pour les différentes combinaisons de charges cas du barrage Koudiat Acerdoune

Combinaison Facteur	Normale	Exceptionnelle (crue)	Charges accidentelles	
			Sismique 1	Sismique 2
Glissement SSF	1.25	1.47	0.85	0.94

Le facteur de sécurité au glissement SSF est inférieur au facteur de sécurité de glissement SSF demandé qui sont illustrée dans le tableau V.21 pour toutes les cinq combinaisons de charges.

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.29 et V.30

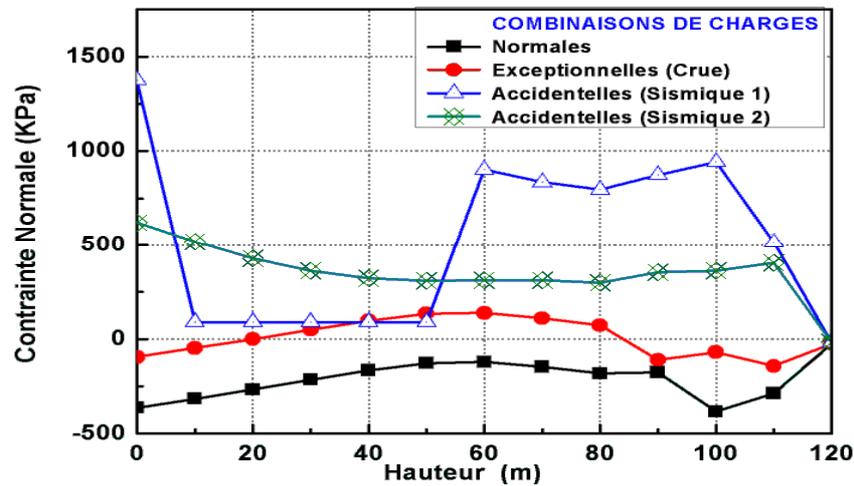


Figure V.29 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Koudiat Acerdoune par méthode semi probabiliste

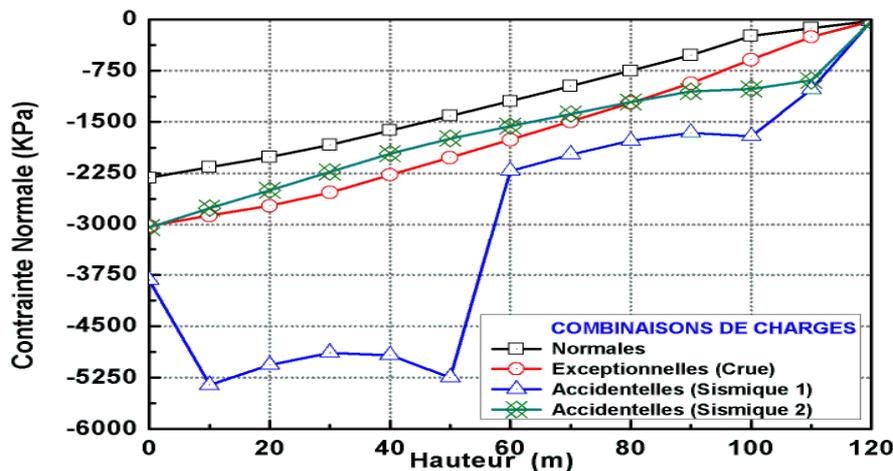


Figure V.30 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Koudiat Acerdoune par méthode semi probabiliste

D'après la figure V.29 on remarque une apparition des fissures pour les joints de hauteur 60 m jusqu'à 100 m pour la combinaison de charge sismique 1 et propagation des fissure pour les joints de 50 m à 10 m de (81,03%, 47,46m), (75,00%, 50,57m), (69,99%, 52,98m), (68,01%, 57,51m) et (68,17%,63.30m) mais la condition d'Hoffman ($\partial\sigma / \partial l > 0$) est satisfaite pour tous les joints fissurés.

Et d'après la figure V.30 toutes les contraintes normales aval sont inférieures aux contraintes admissibles de compression citées dans le tableau V.26

4. Barrage Cheurfas II

Les résultats de l'analyse de stabilité à l'état limite de résistance à l'effort tranchant du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

Tableau V.18 : Analyse de stabilité par la méthode semi-probabiliste pour les différentes combinaisons de charges cas du barrage Cheurfas II

Combinaison Facteur	Normale	Exceptionnelle (crue)	Charges accidentelles	
			Sismique 1	Sismique 2
Glissement SSF	2.24	2.50	1.01	1.25

Le facteur de sécurité au glissement SSF est inférieur au facteur de sécurité de glissement SSF demandé qui sont illustrées dans le tableau V.21 pour la combinaison de charge normale et sismique 1.

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.31 et V.32.

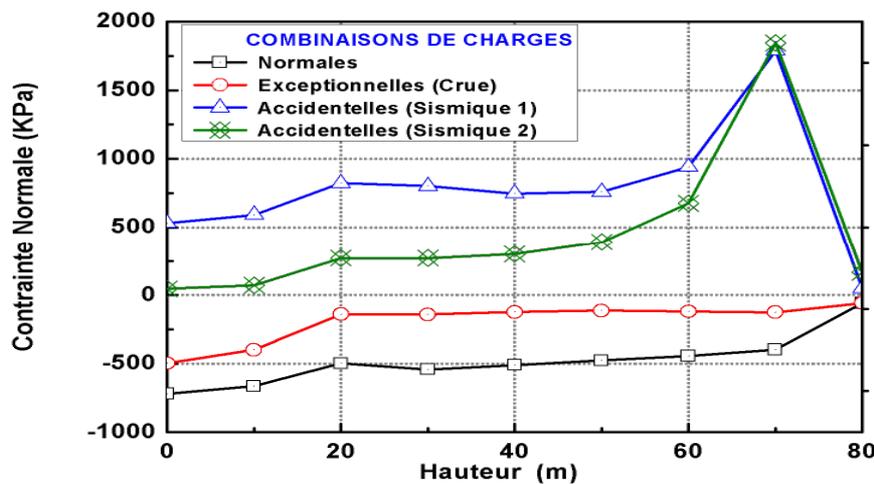


Figure V.31 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Cheurfas II par méthode semi probabiliste

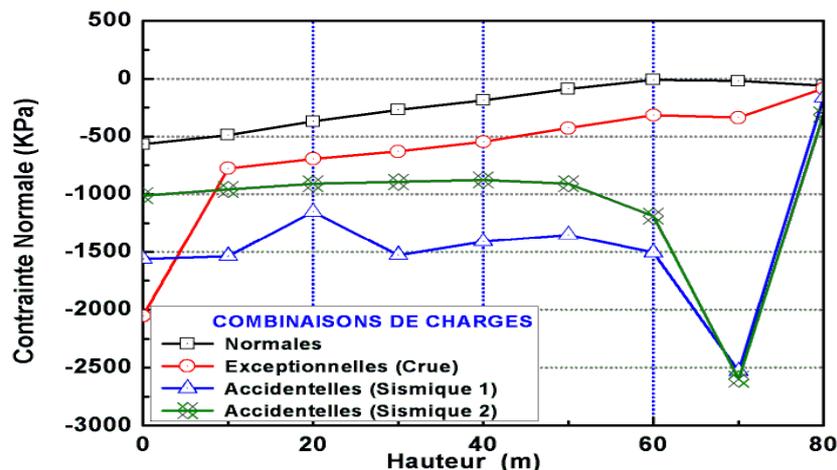


Figure V.32 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Cheurfa II par méthode semi probabiliste

D'après la figure V.31 la condition de non fissuration est vérifié pour tous les joint et tous les combinaisons de charge et d'après la figure V.32 tous les contraintes normales aval sont inférieur aux contraintes admissibles de compression citées dans le tableau V.23.

5. Barrage Hamiz

Les résultats de l'analyse de stabilité à l'état limite de résistance à l'effort tranchant du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

Tableau V. 19 : Analyse de stabilité par la méthode semi–probabiliste pour les différentes combinaisons de charges cas du barrage Hamiz

Combinaison Facteur	Normale	Exceptionnelle (crue)	Charges accidentelles	
			Sismique 1	Sismique 2
Glissement SSF	2,33	1,70	1,39	1,57

Le facteur de sécurité au glissement SSF est inférieur au facteur de sécurité de glissement SSF demandé qui sont illustrées dans le tableau V.21 pour la combinaison de charge normale et exceptionnelle de crue.

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.33 et V.34.

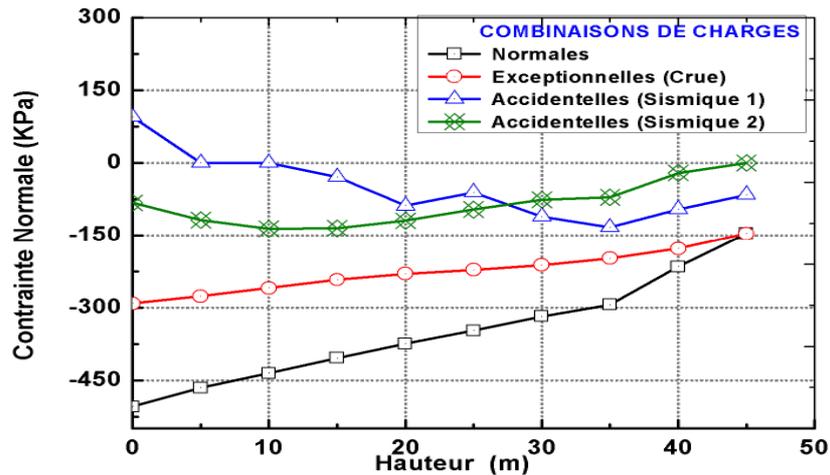


Figure V.33 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Hamiz par méthode semi probabiliste

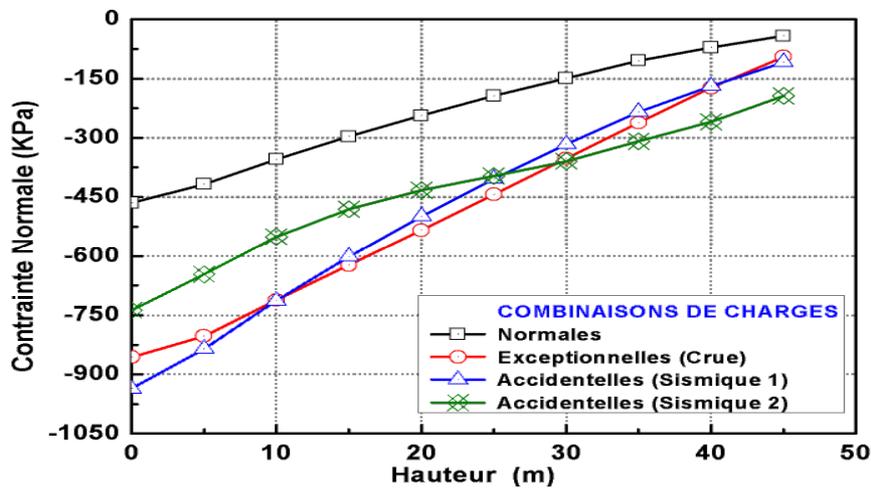


Figure V.34 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Hamiz par méthode semi probabiliste

D'après la figure V.33 la condition de non fissuration est vérifiée pour tous les joints pour la combinaison de charge normale et exceptionnelle (crue) mais pour la combinaison de charge sismique 1 (pseudo – statique) on remarque l'apparition de fissures dans les joints de 45 m de (3.46 % , 0.11m) et pour la combinaison de charge sismique 2 (pseudo – dynamique) on remarque des apparitions de fissures dans les joints de 5m et 10 m de (1.08 % , 0.45 m) et (7.01 % , 2.65m) mais la condition d'Hoffman ($\partial\sigma/\partial l > 0$) est satisfaite pour les deux joints fissurés.

En ce qui concerne la figure V.34 tous les contraintes normales aval sont inférieures aux contraintes admissibles de compression citées dans le tableau V.23.

6. Barrage Beni Haroun

Les résultats de l'analyse de stabilité à l'état limite de résistance à l'effort tranchant du joint de base pour les différentes combinaisons de charge sont résumés dans le tableau ci – après.

Tableau V.20 : Analyse de stabilité par la méthode semi probabiliste pour les différentes combinaisons de charges cas du barrage Beni Haroun.

Combinaison Facteur	Normale	Exceptionnelle (crue)	Charges accidentelles	
			Sismique 1	Sismique 2
Glissement SSF	1,32	1,39	0,89	1,01

Le facteur de sécurité au glissement SSF est inférieur au facteur de sécurité de glissement SSF demandé illustrées dans le tableau V.21 pour la combinaison de charge normale et exceptionnelle (crue).

L'évolution des contraintes normales en amont et aval en fonction de la hauteur du barrage représentées respectivement en figures V.35 et V.36.

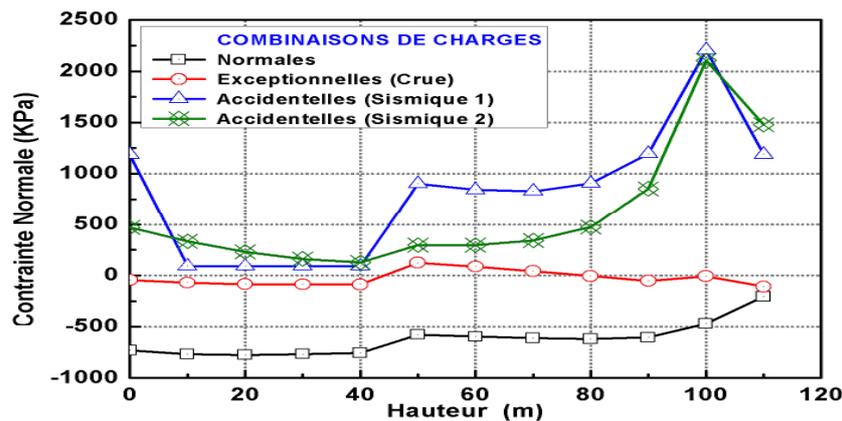


Figure V.35 : Evolution des contraintes normales à l'amont du barrage Beni Haroun par méthode semi probabiliste

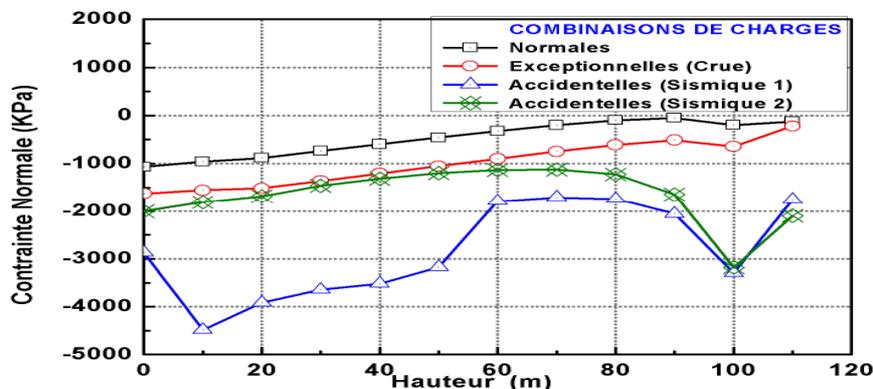


Figure V.36 : Evolution des contraintes normales à l'aval du barrage Beni Haroun par méthode semi probabiliste

D'après la figure la figure V.35 la condition de non fissuration est vérifié pour tous les joint pour la combinaison de charge normale et exceptionnelle (crue) mais pour la combinaison de charge sismique on remarque apparition des fissures de 100 % pour les côtes 110 ,100 et 90 m pour les combinaisons de charge sismique 2 et de 110 à 50 pour la combinaison de charge sismique 1 et se propage du joints 40 m jusqu'à 10 m avec les pourcentages (73,33%, 44,35m) , (71,98% , 49,35m) , (72,15%, 55,55m) et (78,82%, 67.00m) mais la condition d'Hoffman ($\partial\sigma/\partial l > 0$) est satisfaite pour tous les joints fissurés .

La figure V.36 montre que tous les contraintes normales aval sont inférieurs aux contraintes admissibles de compression citées dans le tableau V.23.

V.2.3. CALCUL DES COEFFICIENTS MODELES ET DETERMINATION DE LA RESISTANCE DE COMPRESSION ADMISSIBLE

V.2.3.1. COEFFICIENT MODELE DE RESISTANCE A L'EFFORT TRANCHANT

$$\gamma_{d1} = \frac{SSF_{Semi-probabiliste}}{(SSF / \text{Coefficient de sécurité})_{Déterministe}} \dots\dots\dots (V.1)$$

Les coefficients modèles de résistance à l'effort tranchant pour les six barrages son résumé dans le tableau V.21.

Tableau V.21 : Les coefficients modèles γ_{d1} et la valeur moyenne pour les différentes combinaisons de charge

Combinaison Barrage	Normale	Crue	Charges accidentelles	
			Sismique 1	Sismique 2
Oued Fodda	2,65	2,20	1,10	1,20
Boussiaba	2,53	1,90	1,10	1,10
Koudiat Acerdoune	2,60	2,00	1,10	0,80
Cheurfa II	2,66	2,00	1,10	1,20
Hamiz	2,50	1,80	1,10	1,20
Beni Haroun	2,40	1,70	1,20	1,20
La valeur moyenne du γ_{d1}	2,55	1,90	1,11	1,11
			1,10	

V.2.3.2. COEFFICIENT MODELE DE RESISTANCE A LA COMPRESSION

$$\gamma_{d2} = \frac{\left[\frac{f_c}{\gamma_R} - (\sigma'_{Naval})_{semi-probabiliste} \right]}{\left[\frac{f_c}{\text{Coefficient de sécurité}} - (\sigma'_{Naval})_{Déterministe} \right]} \dots\dots\dots (V.2)$$

Les coefficients modèles de résistance à compression pour les six barrages son résumé dans le tableau V.22

Tableau V.22 : Les coefficients modèles γ_{d2} de résistance à compression pour les six barrages

Combinaisons Barrage		Normale	Crue	Charges accidentelles	
				Sismique 1	Sismique 2
Oued Fodda	Interface	2,70	2,10	0,89	0,90
	Corps	3,07	2,12	0,98	0,99
Boussiaba	Interface	2,58	2,04	0,91	0,91
	Corps	3,03	2,16	0,97	1,00
Koudiat Acerdoune	Interface	2,36	2,12	0,89	0,90
	Corps	2,78	2,60	1,04	0,89
Cheurfa II	Interface	2,60	1,94	0,89	0,90
	Corps	2,80	2,04	0,97	0,99
Hamiz	Interface	2,50	2,02	0,90	0,90
	Corps	2,90	2,06	0,96	0,97
Beni Haroun	Interface	2,55	2,03	0,91	0,91
	Corps	3,00	2,00	1,71	0,97
Valeur moyenne		2,70	1,90	1,00	0,93
				0,96	

V.2.3.3.RESISTANCE DE COMPRESSION ADMISSIBLE POUR LES SIX BARRAGES

Les contraintes de compression admissibles pour les six barrages sont résumées dans le tableau V.23

Tableau V.23 : Récapitulatif des contraintes de compression admissibles pour la méthode semi –probabiliste

Résistance admissible à la compression		Normale	Crue	Charges accidentelles	
				Sismique 1	Sismique 2
Oued Fodda	Interface	12345,67	21052,63	34364,26	34364,26
	Corps	10101,01	15789,47	28116,21	28116,21
Boussiaba	Interface	10493,82	17894,73	29209,62	29209,62
	Corps	3367,00	5263,15	9372,07	9372,07
Koudiat Acerdoune	Interface	12345,67	21052,63	34364,26	34364,26
	Corps	3535,35	5526,31	9840,67	9840,67
Cheurfa II	Interface	6172,83	10526,32	17182,13	17182,13
	Corps	10101,01	15789,47	28116,21	28116,21
Hamiz	Interface	9259,25	15789,47	25773,19	25773,19
	Corps	3367,00	5263,15	9372,07	9372,07
Beni Haroun	Interface	30864,19	52631,57	85910,65	85910,65
	Corps	3367,00	5263,15	9372,07	9372,07

V.3. ANALYSE PROBABILISTE

V.3.1. DONNEES D'ENTREES POUR L'ANALYSE PROBABILISTE DES SIX BARRAGES

Afin d'effectuer une analyse probabiliste les incertitudes associées au chargement et les paramètres de résistance doivent être traitées par l'utilisation de variables aléatoires pour ces paramètres, Les incertitudes associées à ces paramètres sont propagées dans la probabilité de défaillance du barrage par l'analyse probabiliste,

Pour les analyses probabilistes de sûreté des fonctions de densité de probabilité les valeurs moyennes et écart-type des variables aléatoires doivent être spécifiés

Variables aléatoires sont identifiés par l'examen des données disponibles, Dans cette étude la résistance de traction la cohésion et le coefficient de frottement sont modélisés comme de résistances variables aléatoires et de l'élévation du réservoir en amont normale charge de glace l'efficacité de drainage et l'accélération horizontal maximal du sol sont modélisés comme des variables de charge aléatoires, Les valeurs moyennes écarts-types et des fonctions de densité de probabilité de ces variables aléatoires sont données dans (Cf. Annexe V.3)

V.3.2. RESULTATS DE L'ANALYSE PROBABILISTE POUR LES DIFFERENTES COMBINAISONS DE CHARGE

V.3.2.1. ANALYSE PROBABILISTE POUR BARRAGE OUED FODDA POUR LE JOINT DE BASE

1. Combinaison de charge normale

Tableau V.24 : Résultats de l'analyse probabiliste pour la combinaison de charge normale pour barrage Oued Fodda

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,17	0,036	1,084	1,27	1,00	0,00
	Résiduel	0,50	0,012	0,48	0,53	0,00	1,00
Renversement	Amont	7,09	0,02	7,05	7,14	1,00	0,00
	Aval	1,59	0,037	1,52	1,66	1,00	0,00
Soulèvement		4,02	0,043	3,94	4,11	1,00	0,00
Contrainte normale à l'aval		-1926	61,09	-2049,35	-1807,59	-	-

2. Combinaison de charge exceptionnelle de crue

Tableau V.25 : Résultats de l'analyse probabiliste pour la combinaison de charges exceptionnelle (crue) pour barrage Oued Fodda

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1	0,00
Glissement	Pic	1,18	0,035	1,09	1,27	1	0,00
	Résiduel	0,50	0,012	0,48	0,53	0,00	1,00
Renversement	Amont	7,06	0,02	7,02	7,11	1	0,00
	Aval	1,60	0,038	1,52	1,67	1	0,00
Soulèvement		4,02	0,043	3,94	4,11	1	0,00
Contrainte normale aval		-1908	60,75	-1789,18	-2030,16	-	-

3. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 1(pseudo- statique)

Tableau V.26 : Résultats de l'analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle (sismique 1) pour barrage Oued Fodda

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	0,65	0,019	0,57	0,69	0,00	1,00
	Résiduel	0,28	0,007	0,25	0,29	0,00	1,00
Renversement	Amont	6,03	0,042	6,00	6,22	1,00	0,00
	Aval	1,04	0,021	0,96	1,07	0,76	0,24
Soulèvement		2,76	0,033	2,65	2,82	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-4327,34	115,1	-4643,00	-4023,27	-	-

4. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 2 (pseudo - dynamique)

Tableau V.27 : Résultats de l'analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 2 pour barrage Oued Fodda

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	0,76	0,02	0,67	0,80	0,00	1,00
	Résiduel	0,33	0,008	0,30	0,34	0,00	1,00
Renversement	Amont	5,26	0,04	5,23	5,47	1,00	0,00
	Aval	1,21	0,02	1,13	1,24	1,00	0,00
Soulèvement		2,75	0,03	2,65	2,83	1,00	0,00
Contraintes normale aval		-2911,24	67,53	-3084,71	-2735,71	-	-

V.3.2.2. ANALYSE PROBABILISTE POUR BARRAGE BOUSSIABA POUR LE JOINT DE BASE

1. Combinaison de charge normale

Tableau V.28: Résultats de l'analyse probabiliste pour la combinaison de charge normale pour barrage Boussiaba

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,58	0,25	0,86	2,54	0,99	0,001
	Résiduel	0,47	0,03	0,38	0,58	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,18	0,05	3,05	3,34	1,00	0,00
	Aval	1,64	0,09	1,44	1,88	1,00	0,00
Soulèvement		2,70	0,06	2,58	2,82	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-583,42	66,09	-745,10	-439,99	-	-

2. Combinaison de charge exceptionnelle de crue

Tableau V.29: Résultats de l'analyse probabiliste pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue) pour barrage Boussiaba

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,60	0,25	0,87	2,61	0,99	0,01
	Résiduel	0,47	0,03	0,38	0,58	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,10	0,05	2,97	3,26	1,00	0,00
	Aval	1,64	0,09	1,43	1,87	1,00	0,00
Soulèvement		2,66	0,05	2,55	2,78	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-579,56	66,42	-739,62	-436,78	-	-

3. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 1 (pseudo- statique)

Tableau V.30 : résultats de l'analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 1 pour barrage Boussiaba

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	12,01	29,57	0,00	100	0,97	0,03
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,10	0,23	0,47	1,96	0,67	0,32
	Résiduel	0,34	0,02	0,26	0,44	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,18	0,06	3,04	3,35	1,00	0
	Aval	1,32	0,07	1,13	1,56	1,00	0
Soulèvement		2,35	0,06	2,20	2,53	1,00	0
Contrainte normale aval		-1101,07	44,34	-2049,30	-752	-	-

3. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 2 (pseudo – dynamique)

Tableau V. 31 : Résultats de l'analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 2 pour barrage Boussiaba

Paramètres		moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,34	4,65	0,00	81,55	1,00	0,00
	Aval	0,00	0	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,24	0,21	0,61	2,02	0,87	0,12
	Résiduel	0,36	0,02	0,28	0,46	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,04	0,05	2,88	3,21	1,00	0,00
	Aval	1,40	0,07	2,21	1,63	1,00	0,00
Soulèvement		2,35	0,06	2,30	2,53	1,00	0,00
Contrainte normal aval		-821,69	102,23	-2887,30	-612,464	-	-

V.3.2.3. ANALYSE PROBABILISTE POUR BARRAGE KOUDIAT ACERDOUNE POUR LE JOINT DE BASE

1. Combinaison de charge normale

Tableau V.32 : résultats d'analyse probabiliste pour la combinaison de charge normale pour barrage Koudiat Acerdoune

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,70	0,20	1,20	2,19	1,00	0,00
	Résiduel	0,65	0,00	0,65	0,65	0,00	1,00
Renversement	Amont	4,97	0,00	4,97	4,97	1,00	0,00
	Aval	1,93	0,00	1,93	1,93	1,00	0,00
Soulèvement		3,70	0,00	3,70	3,70	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-2272,49	0,00	-2272,49	-2272,49	-	-

2. Combinaison de charge exceptionnelle (crue)

Tableau V.33 : Résultats Analyse probabiliste pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue) pour barrage Koudiat Acerdoune

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,51	0,178	1,07	1,95	1,00	0,00
	Résiduel	0,58	0,00	0,58	0,58	0,00	1,00
Renversement	Amont	5,04	0,00	5,04	5,04	1,00	0,00
	Aval	1,75	0,00	1,75	1,75	1,00	0,00
Soulèvement		3,57	0,00	3,57	3,57	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-2567,91	0,00	-2567,91	-2567,91	-	-

3. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 1 (pseudo – statique)

Tableau V.34 : Résultats d’analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 1 pour barrage Koudiat Acerdoune

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	68,18	4,60	59,18	77,27	1,0	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,01	0,12	0,72	1,33	0,53	0,46
	Résiduel	0,42	0,007	0,40	0,43	0,00	1,00
Renversement	Amont	4,13	0,02	4,08	4,19	1,00	0,00
	Aval	1,38	0,01	1,35	1,41	1,00	0,00
Soulèvement		2,72	0,03	2,66	2,78	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-6515,62	884,21	-8672,52	-5153,47	-	-

4. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 2 (pseudo – dynamique)

Tableau V.35 : Résultats d’analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 2 pour barrage Koudiat Acerdoune

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	15,88	14,09	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,18	0,14	0,82	1,58	0,89	0,10
	Résiduel	0,46	0,006	0,45	0,47	0,00	1,00
Renversement	Amont	4,01	0,03	3,95	4,07	1,00	0,00
	Aval	1,53	0,01	1,50	1,55	1,00	0,00
Soulèvement		2,82	0,02	2,77	2,87	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-2870,19	148,02	-3112,62	-2680,98	-	-

V.3.2.4. ANALYSE PROBABILISTE POUR BARRAGE CHEURFA II POUR LE JOINT DE BASE

1. combinaison de charge normale

Tableau V.36 : Résultats d’analyse probabiliste pour la combinaison de charge normale pour barrage Cheurfa II

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	2,54	0,09	2,31	2,80	1,00	0,00
	Résiduel	1,00	0,03	0,92	1,08	0,50	0,49
Renversement	Amont	2,62	0,003	2,61	2,62	1,00	0,00
	Aval	2,18	0,03	2,11	2,26	1,00	0,00
Soulèvement		2,65	0,01	2,61	2,69	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-724,74	20,24	-766,84	-680,85	-	-

2. combinaison de charge exceptionnelle (crue)

Tableau V.37 : Résultats d'analyse probabiliste pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue) pour barrage Cheurfa II

Paramètres		moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	2,56	0,09	2,32	2,82	1,00	0,00
	Résiduel	1,009	0,03	0,93	1,09	0,57	0,42
Renversement	Amont	2,61	0,003	2,60	2,62	1,00	0,00
	Aval	2,20	0,03	2,12	2,27	1,00	0,00
Soulèvement		2,65	0,01	2,61	2,69	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-733,08	20,17	-744,81	-689,67	-	-

3. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 1 (pseudo – statique)

Tableau V.38 : Résultats d'analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 1 pour barrage Cheurfa II

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,14	1,03	0,03	1,26	1,00	0,00
	Résiduel	0,42	0,38	0,01	0,46	0,00	1,00
Renversement	Amont	2,36	2,34	0,008	2,38	1,00	0,00
	Aval	1,43	1,37	0,02	1,50	1,00	0,00
Soulèvement		2,004	1,95	0,01	2,05	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-1318,34	34,38	-1415,51	-1227,73	-	-

4. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 2 (pseudo – dynamique)

Tableau V.39 : Résultats d'analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 2 pour barrage Cheurfa II

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,34	0,04	1,22	1,48	1,00	0,00
	Résiduel	0,50	0,01	0,46	0,54	0,00	1,00
Renversement	Amont	2,23	0,01	2,20	2,26	1,00	0,00
	Aval	1,60	0,02	1,54	1,66	1,00	0,00
Soulèvement		2,04	0,01	2,00	2,09	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-877,53	20,07	-931,83	-825,41	-	-

V.3.2.5. ANALYSE PROBABILISTE POUR BARRAGE HAMIZ POUR LE JOINT DE BASE

1. Combinaison de charge normale

Tableau V.40 : Résultats d'analyse probabiliste pour la combinaison de charge normale pour barrage Hamiz

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	2,76	0,38	1,88	3,90	1,00	0,00
	Résiduel	1,00	0,06	0,84	1,20	0,51	0,48
Renversement	Amont	4,45	0,07	4,28	4,65	1,00	0,00
	Aval	2,49	0,08	2,33	2,68	1,00	0,00
Soulèvement		3,52	0,08	3,32	3,74	1,00	0,00
Contrainte normal aval		-515,98	20,49	-562,71	-476,96	-	-

2. Combinaison de charge exceptionnelle (crue)

Tableau V.41 : Résultats d'analyse probabiliste pour la combinaison de charge exceptionnelle de crue pour barrage Hamiz

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	2,81	0,34	1,92	4,03	1,00	0,00
	Résiduel	1,02	0,06	0,86	1,23	0,61	0,38
Renversement	Amont	4,41	0,07	4,25	4,62	1,00	0,00
	Aval	2,53	0,09	2,36	2,72	1,00	0,00
Soulèvement		3,52	0,08	3,32	3,74	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-504,69	21,02	-550,50	-457,59	-	-

3. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 1 (pseudo – statique)

Tableau V.42 : Résultats d'analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 1 pour barrage Hamiz

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,53	0,17	1,08	2,14	1,00	0,00
	Résiduel	0,55	0,03	0,47	0,66	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,74	0,04	3,60	3,91	1,00	0,00
	Aval	1,73	0,05	1,59	1,87	1,00	0,00
Soulèvement		2,67	0,05	2,53	2,83	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-938,40	30,59	-1042,40	-850,64	-	-

4. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 2 (pseudo – dynamique)

Tableau V.43 : Résultats d’analyse probabiliste pour la combinaison de charges accidentelles sismique 2 pour barrage Hamiz

Paramètres		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	100	0,00	100	100	0,00	1,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,71	0,	1,18	2,43	1,00	0,00
	Résiduel	0,62	0,03	0,52	0,74	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,59	0,04	3,46	3,76	1,00	0,00
	Aval	1,86	0,05	1,71	2,02	1,00	0,00
Soulèvement		2,70	0,05	2,56	2,86	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-739,25	26,44	-826,80	-665,71	-	-

V.3.2.6. ANALYSE PROBABILISTE POUR BARRAGE BENI HAROUN POUR LE JOINT DE BASE

1. combinaison de charge normale

Tableau V.44 : Résultats d’analyse probabiliste pour la combinaison de charge normale pour barrage Beni Haroun

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,58	0,19	1,07	2,15	1,00	0,00
	Résiduel	0,57	0,01	0,54	0,61	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,70	0,01	3,68	3,73	1,00	0,00
	Aval	1,92	0,03	1,85	1,99	1,00	0,00
Soulèvement		3,10	0,02	3,05	3,15	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-1059,76	36,59	-1136,51	-984,98	-	-

2. combinaison de charge exceptionnelle (crue)

Tableau V.45 : Résultats d’analyse probabiliste pour la combinaison de charge exceptionnelle (crue) pour barrage Beni Haroun

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,58	0,19	1,05	2,14	1,00	0,00
	Résiduel	0,58	0,01	0,55	0,61	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,69	0,01	3,67	3,72	1,00	0,00
	Aval	1,93	0,03	1,86	2,00	1,00	0,00
Soulèvement		3,10	0,02	3,05	3,15	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-1596,60	6,99	-1616,36	-1577,00	-	-

5. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 1 (pseudo – statique)

Tableau V.46 : Résultats d’analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 1 pour barrage Beni Haroun.

Paramètre		Moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	86,03	8,09	63,97	100	0,94	0,05
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	0,81	0,105	0,56	1,12	0,03	0,96
	Résiduel	0,34	0,009	0,32	0,37	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,66	0,014	3,63	3,69	1,00	0,00
	Aval	1,34	0,025	1,28	1,42	1,00	0,00
Soulèvement		2,48	0,026	2,41	2,55	1,000	0,00
Contrainte normale aval		1976,93	165,81	-2684,05	-2687,27	-	-

3. Combinaison de charge accidentelle (extrême), sismique 2 (pseudo – dynamique)

Tableau V.47 : résultats d’analyse probabiliste pour la combinaison de charge accidentelle sismique 2 pour barrage Beni Haroun

Paramètre		moyen	Ecart type	Valeur minimal	Valeur maximal	Indice de fiabilité	Probabilité de défaillance
Pourcentage des fissures	Amont	8,37	15,11	0,00	47,91	1,00	0,00
	Aval	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00
Glissement	Pic	1,06	0,13	0,68	1,48	0,66	0,33
	Résiduel	0,38	0,01	0,36	0,41	0,00	1,00
Renversement	Amont	3,38	0,01	3,33	3,43	1,00	0,00
	Aval	1,48	0,02	1,41	1,55	1,00	0,00
Soulèvement		2,48	0,02	2,41	2,55	1,00	0,00
Contrainte normale aval		-1921,38	165,81	-2631,72	-1707,75	-	-

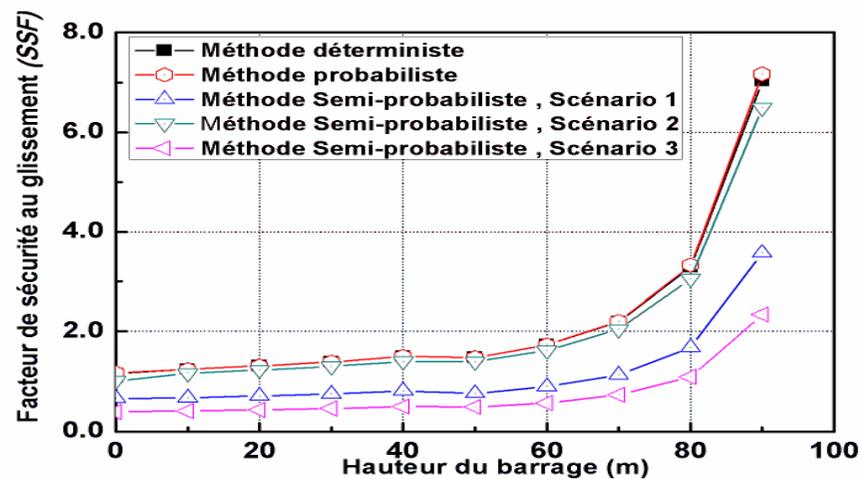
V.4. ETUDE COMPARATIVE ENTRE L'APPROCHE DETERMINISTE, SEMI PROBABILISTE ET PROBABILISTE

Pour faire la comparaison entre l'approche déterministe, semi probabiliste et probabiliste nous prenons les résultats d'analyse des trois barrages Oued Fodda, Hamiz et Boussiaba et pour l'analyse semi probabiliste on prend les résultats pour trois scénarios le scénario 1 et 3 sont représentés dans le tableau V.48 et le scénario 2 est représenté dans les tableaux V.13 et V.14.

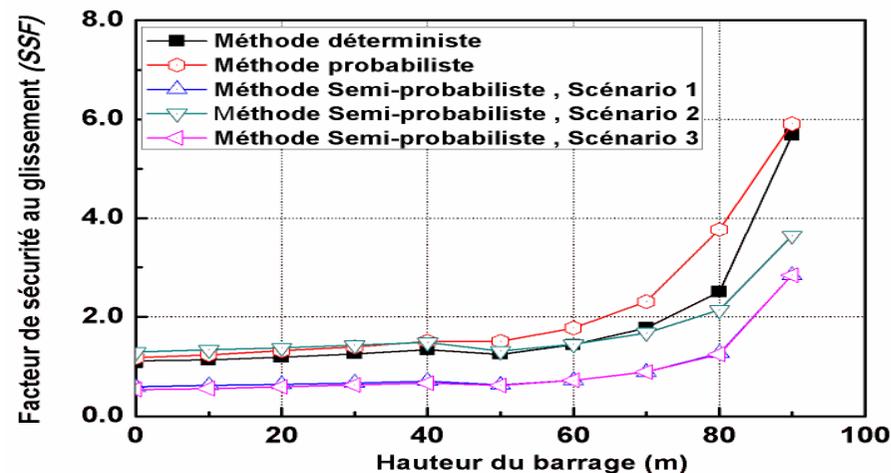
Tableau V.48 : Présentation des scénarios 1 et 3 de la méthode semi probabiliste.

	Combinaisons des charges	Coefficients partiels des résistances	Coefficients partiels des charges	Coefficient modèle	
				γ_{d1}	γ_{d2}
Scénario 1	Normale	1.5	1.35G +1.50Q	1.60	2
	Exceptionnelle (crue)	1.5	1.35G+1.50Q	1	1.3
	Accidentelle (Sismique1)	1.2	1.35G+1.50Q +A _{ED}	0.97	0.88
	Accidentelle (Sismique2)				
Scénario 3	Normale	3	1 pour toutes les charges	1	
	Exceptionnelle (crue)	2			
	Accidentelle (Sismique1)	1.3			
	Accidentelle (Sismique2)				

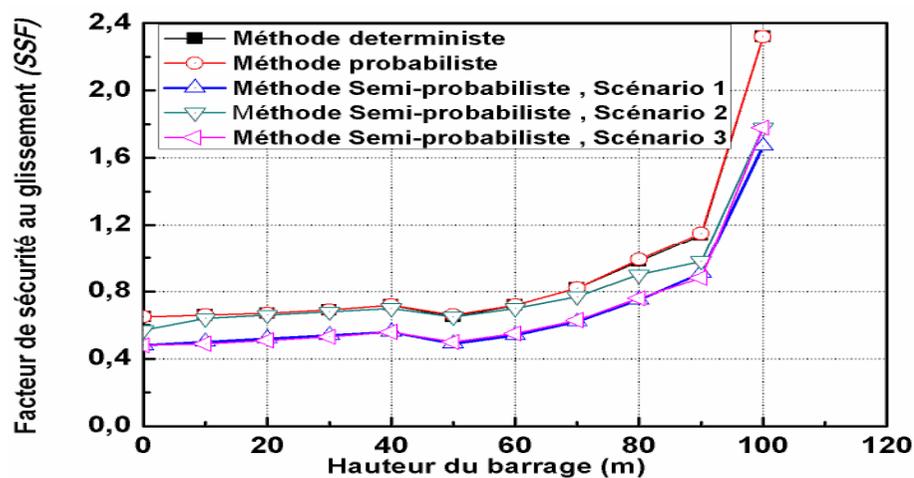
Les résultats d'analyse de stabilité au glissement et état des contraintes pour les barrages Oued Fodda, Hamiz et Boussiaba pour les différentes combinaisons de charges et pour différents joints sont représentées dans les figures ci-après :



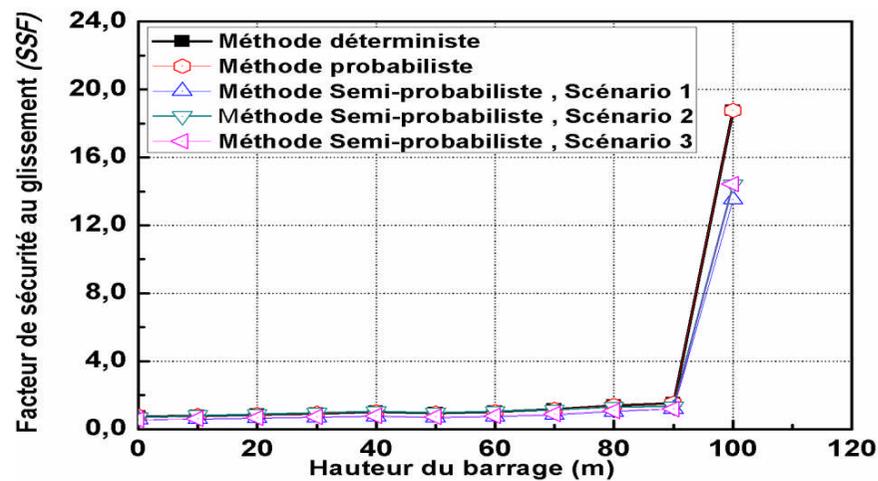
(a)



(b)

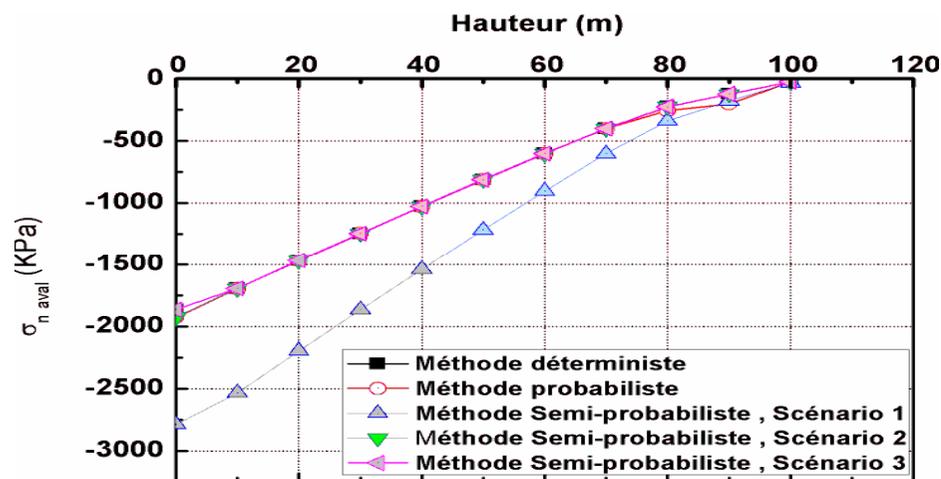


(c)

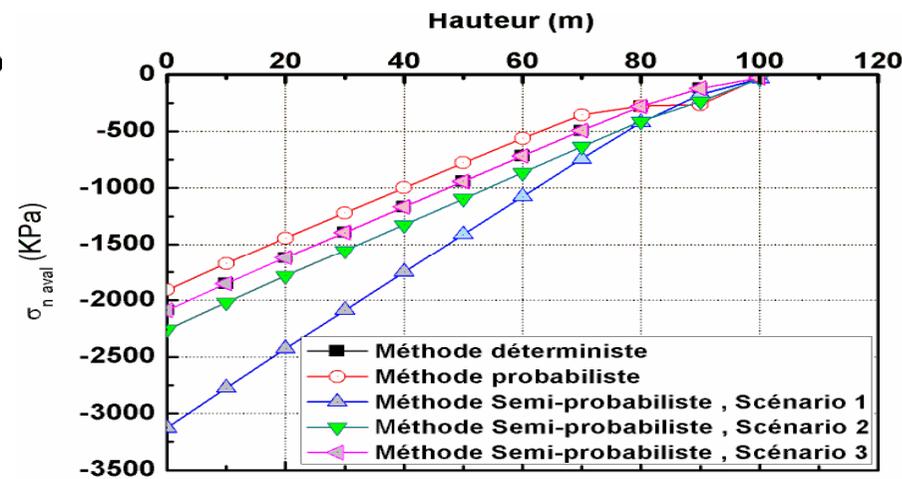


(d)

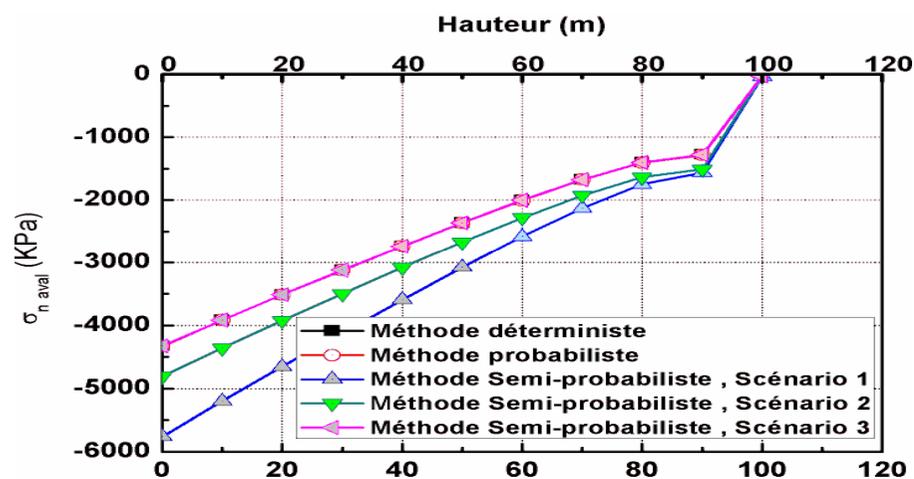
Figure V.37 : Facteur de sécurité au glissement en fonction de la hauteur du barrage Oued Fodda pour les combinaisons de charges (a) Normale, (b) Exceptionnelle (crue), Accidentelle (sismique 1) et (d) Accidentelle (sismique 2)



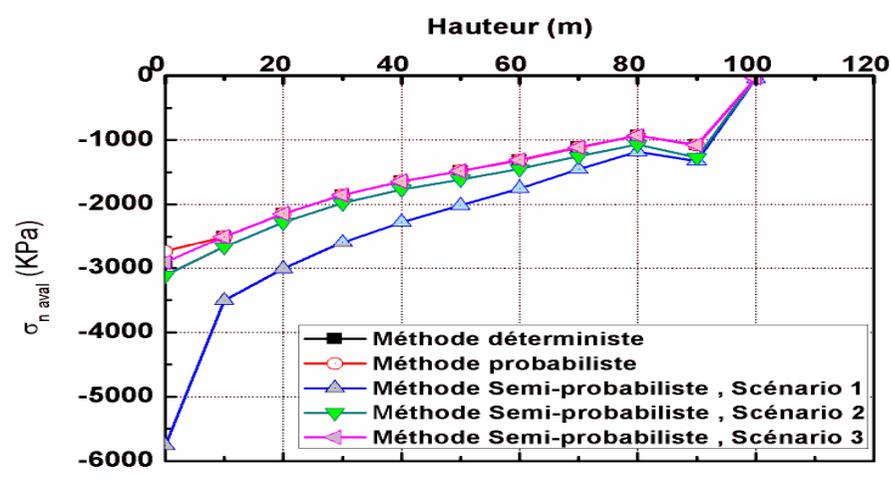
(a)



(b)

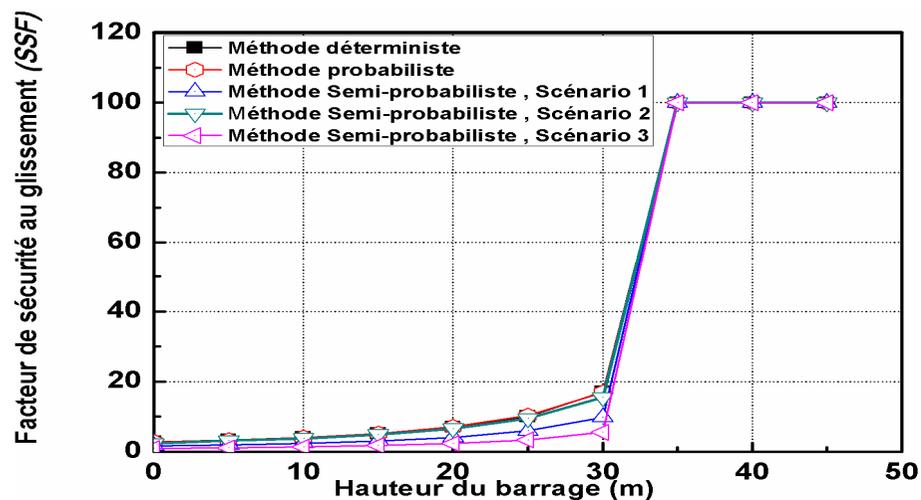


(c)

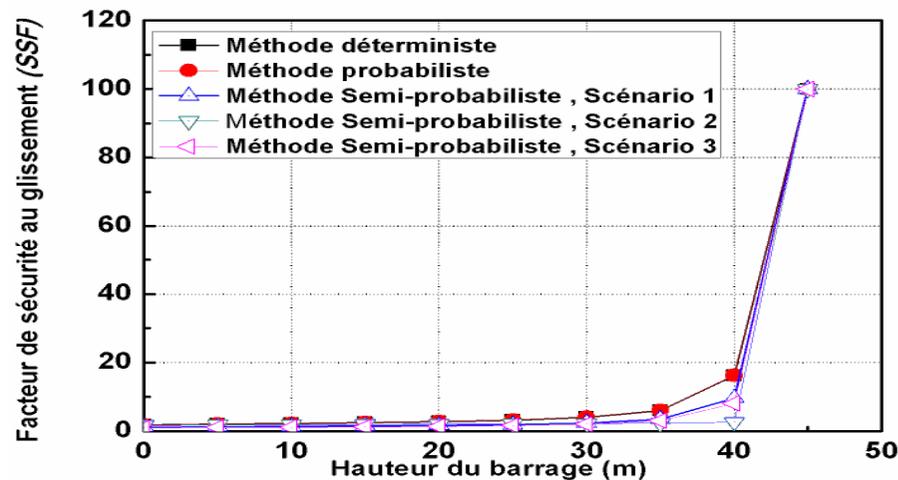


(d)

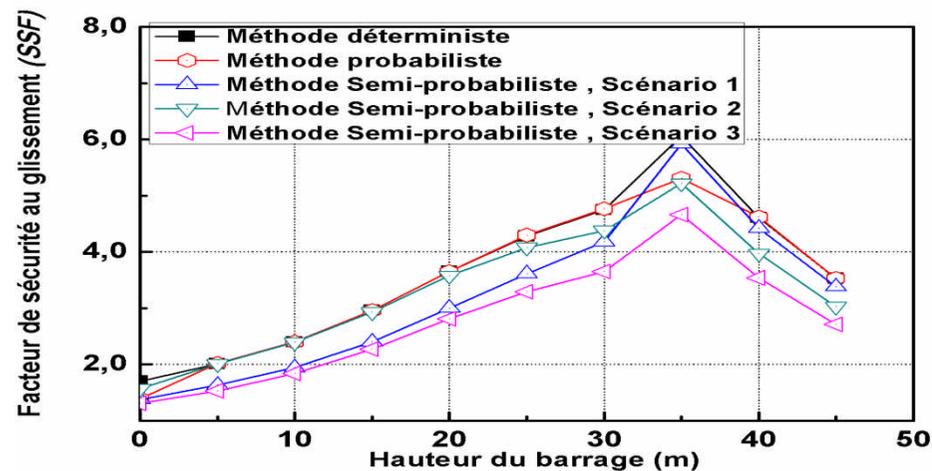
Figure V.38 : Evolutions des contraintes normales à l'aval du barrage Oued Fodda pour les combinaisons de charges
(a) Normale, (b) Exceptionnelle (crue), Accidentelle (sismique 1) et (d) Accidentelle (sismique 2)



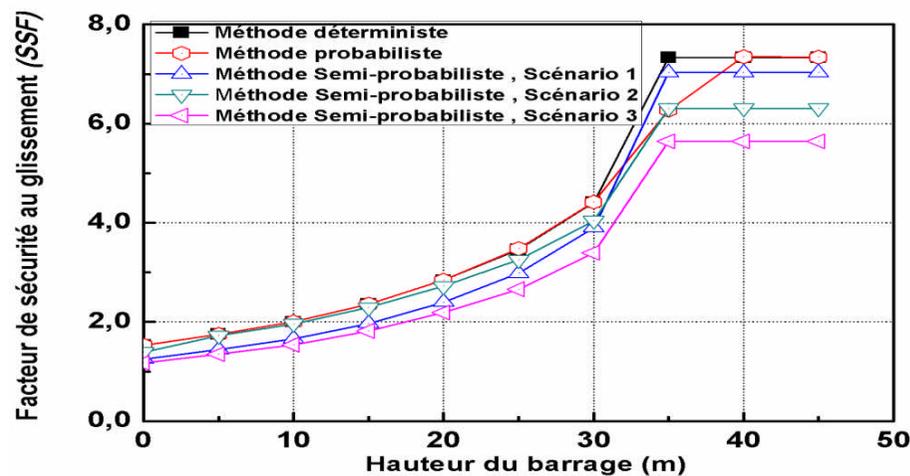
(a)



(b)

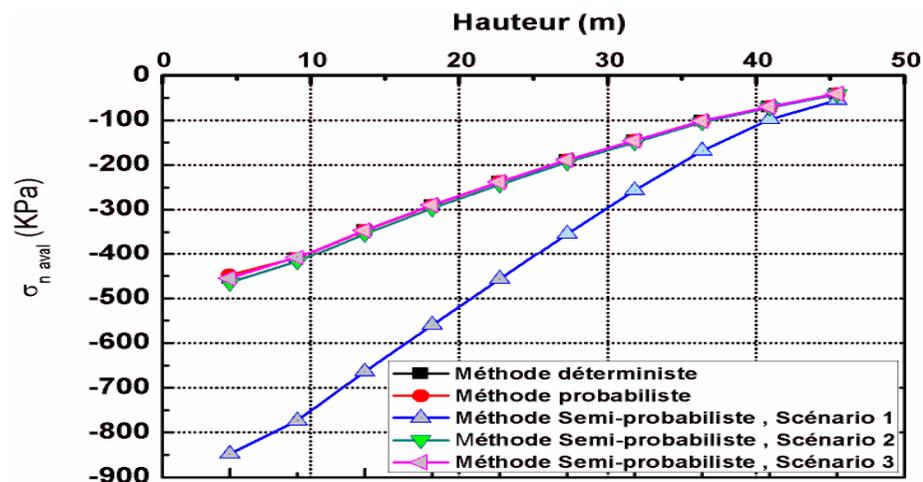


(c)

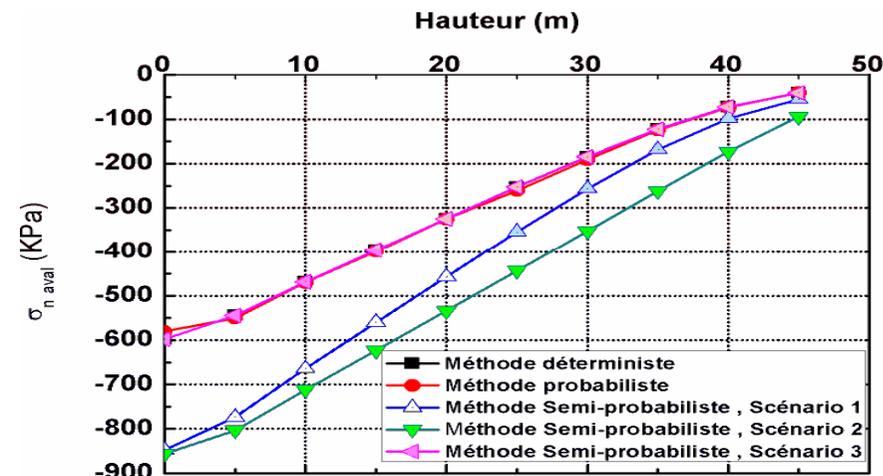


(d)

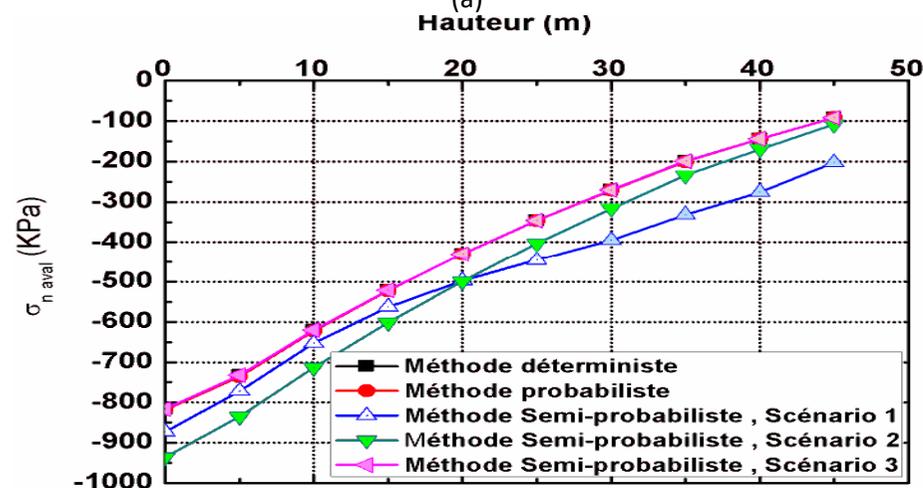
Figure V.39 : Facteur de sécurité au glissement en fonction de la hauteur du barrage Hamiz pour les combinaisons de charges (a) Normale, (b) Exceptionnelle (crue), Accidentelle (sismique 1) et (d) Accidentelle (sismique 2)



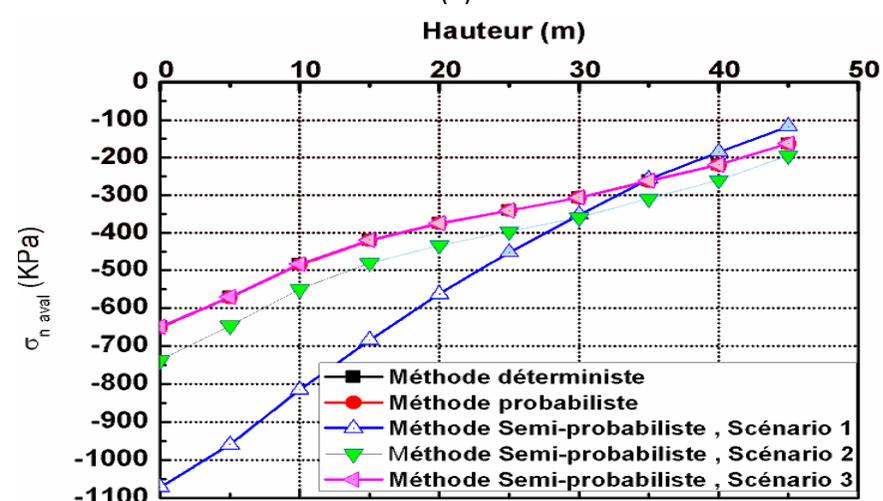
(a)



(b)

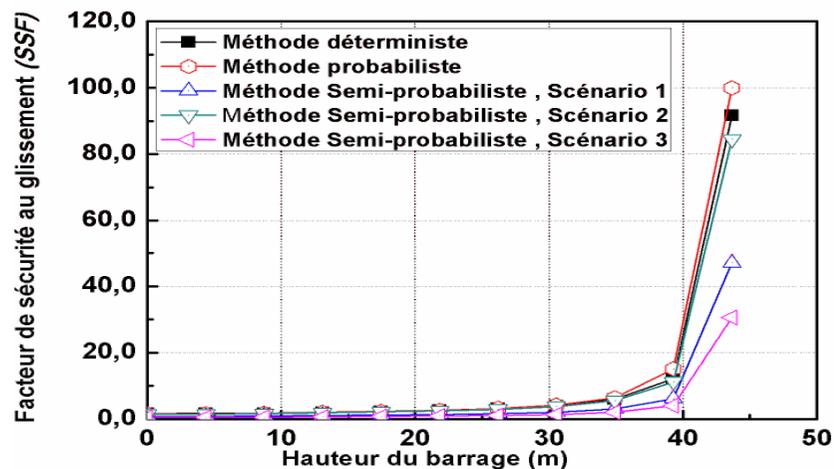


(c)

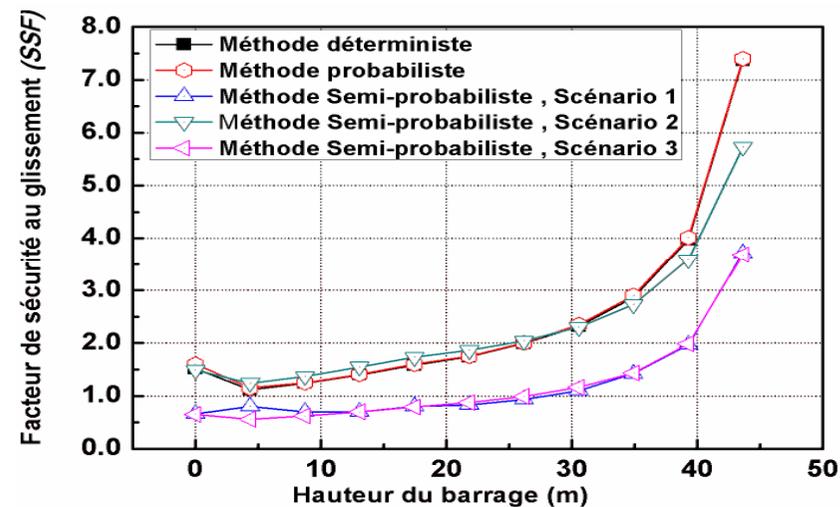


(d)

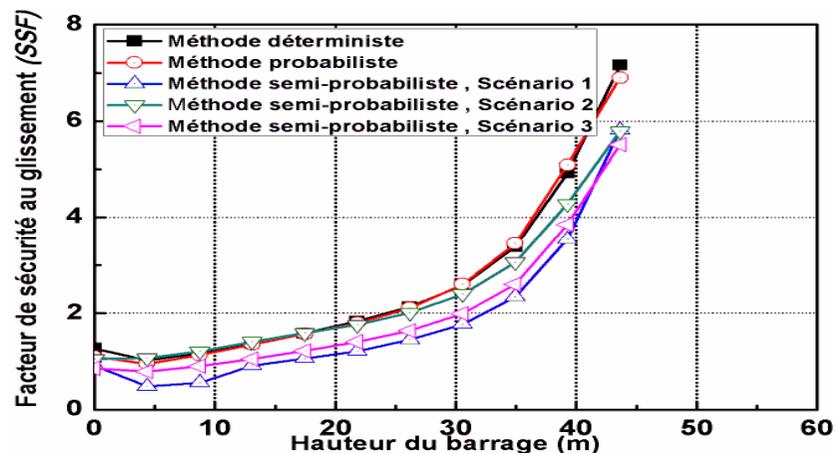
Figure V.40 : Evolutions des contraintes normales à l'aval du barrage Hamiz pour les combinaisons de charges
(a) Normale, (b) Exceptionnelle (crue), Accidentelle (sismique 1) et (d) Accidentelle (sismique 2)



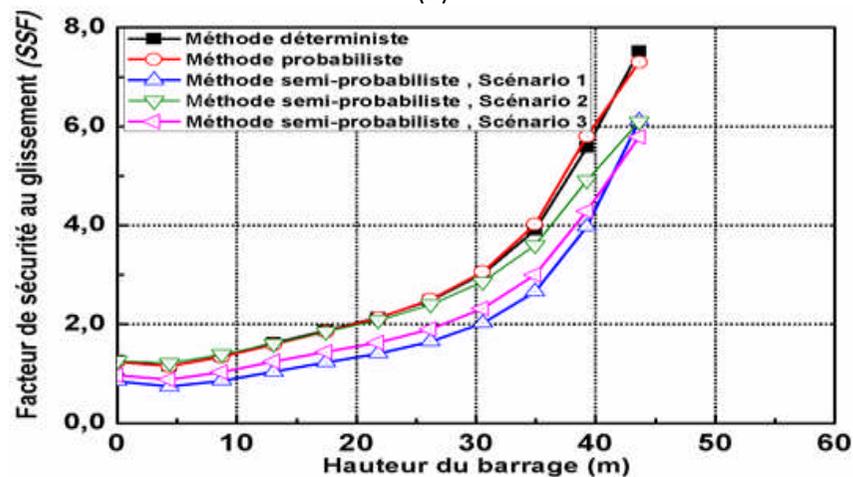
(a)



(b)

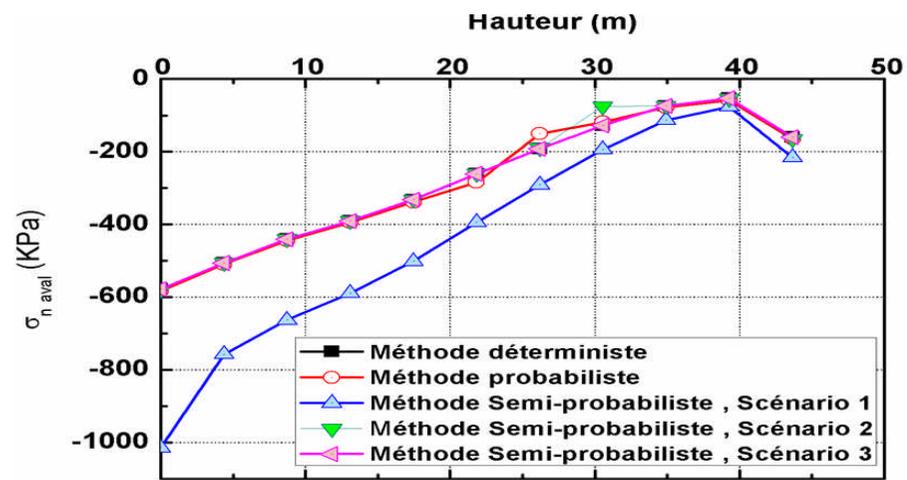


(c)

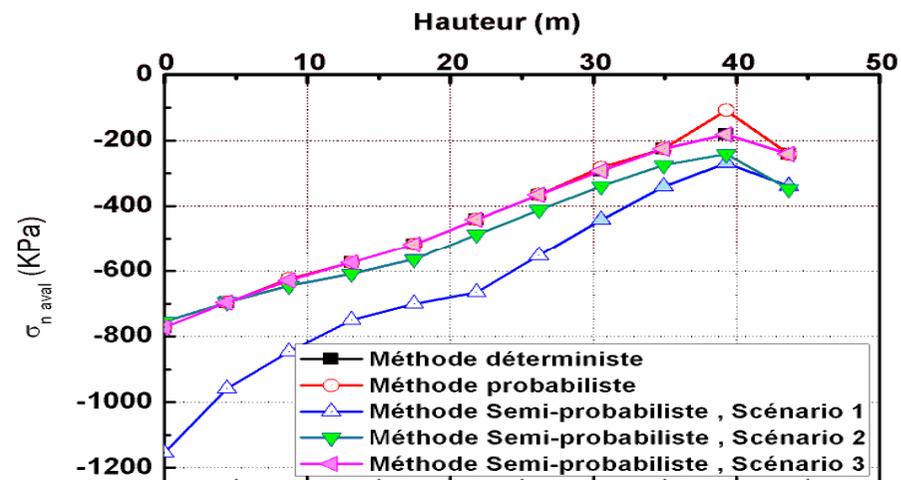


(d)

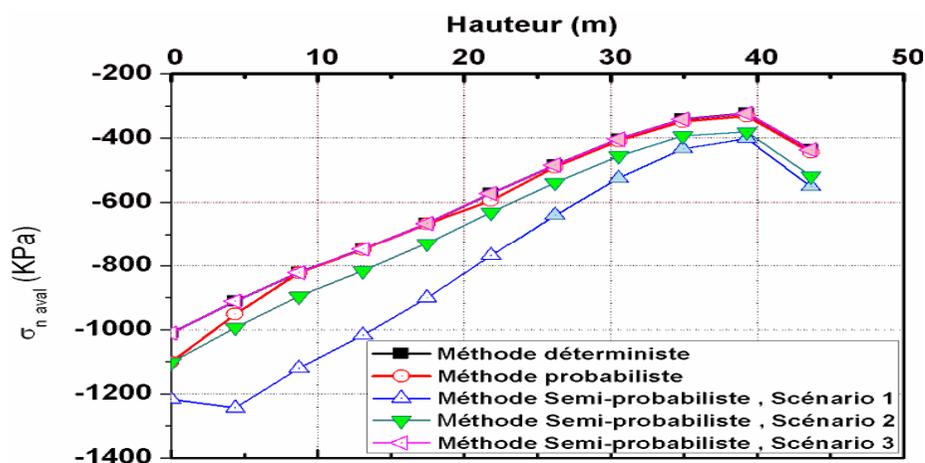
Figure V.41 : Facteur de sécurité au glissement en fonction de la hauteur du barrage Boussiaba pour les combinaisons de charges (a) Normale, (b) Exceptionnelle (crue), Accidentelle (sismique 1) et (d) Accidentelle (sismique 2)



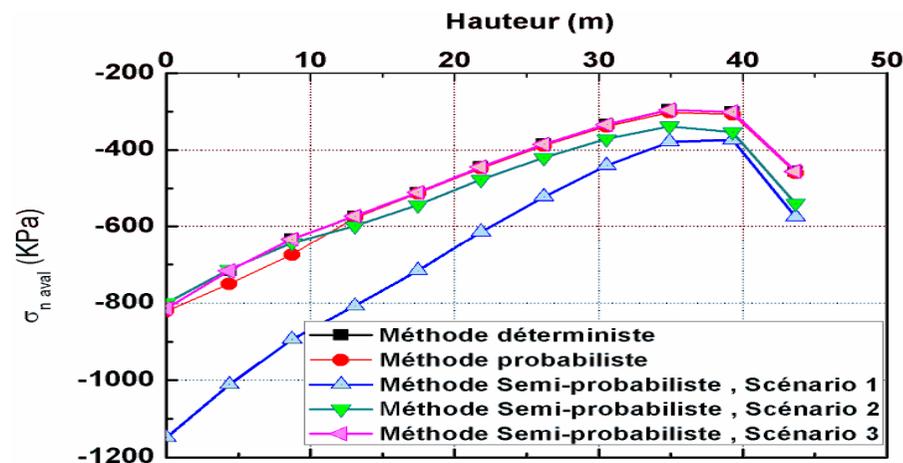
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure V.42 : Evolutions des contraintes normales à l'aval du barrage Boussiaba pour les combinaisons de charges (a) Normale, (b) Exceptionnelle (crue), Accidentelle (sismique 1) et (d) Accidentelle (sismique 2).

Comme on peut le voir d'après les résultats présentés dans les figures ci-dessus les facteurs de sécurité de glissement SSF des analyses déterministes et probabilistes sont légèrement différents les uns des autres avec des faibles écarts de :

- 2% pour la combinaison de charge normale (Cas normal).
- 4 % pour la combinaison de charge exceptionnelle (Cas de crue).
- 1 % pour les combinaisons de charges accidentelles sismiques (Cas extrême).

Bien que presque les mêmes facteurs de sécurité se trouvent dans les deux approches et la même chose pour les contraintes normale aval sont ainsi légèrement variées avec un écart de :

- 6 % pour la combinaison de charge normale (Cas normal).
- 10% pour la combinaison de charge exceptionnelle (Cas de crue).
- 1 % pour les combinaisons de charges accidentelles sismiques (Cas extrême).

Les résultats de l'analyse probabiliste est supérieure aux résultats de l'approche déterministe car il représente les probabilités de défaillance. Selon l'ampleur de la probabilité de défaillance, des actions de réhabilitation peuvent être prises en conséquence de l'expérience et du jugement.

Et pour la méthode semi probabiliste on remarque une variation des facteurs de sécurité de glissement selon les scénarios pour l'analyse statique mais cette variation est couverte par les coefficients modèles en pratique, les coefficients de modèle ont été obtenus par calibration conventionnelle, le principe consistant à rechercher la meilleure équivalence entre les niveaux de sécurité de la méthode semi probabiliste proposée et ceux résultant des pratiques traditionnelles déterministes, de manière à s'éloigner le moins possible – en moyenne – des dimensionnements classiques. Ainsi, le coefficient de modèle joue le rôle d'ajustement entre les critères déterministe et semi probabiliste.

Pour la combinaison de charge sismique on remarque que les résultats sont légèrement différents les uns puisque tous les coefficients partiels choisis sont proches de 1.

Dans le domaine des barrages poids, les coefficients partiels relatifs au poids propre pourraient être choisis a priori proches de 1, compte tenu du faible risque d'erreur sur la détermination du profil (massif) des ouvrages (l'incertitude sur la connaissance du poids propre est uniquement liée au poids volumique des matériaux), Donc les valeurs des coefficients partiels des charges sont souvent très proches de 1 comme les scénarios 2 et 3 et ces deux derniers scénarios donnent des résultats très proches de l'analyse déterministe et probabiliste. En conséquence nous avons des valeurs de contraintes normales acceptables

contrairement au premier choix qui donne des contraintes normales importantes donc les scénarios 2 et 3 le gain économique est non nul par la résistance minimale du béton permettant de réduire le dosage en liant dans la fabrication du matériaux de construction du barrage.

Les méthodes semi-probabilistes sont les méthodes qui se résument en deux idées fortes :

1. Probabilisé tout ce qui peut l'être avec une précision convenable. La méthode d'évaluation d'une variable consiste à déterminer statistiquement une valeur caractéristique et à incorporer dans un coefficient forfaitaire les incertitudes non prises en compte,
2. Négliger les dispersions de certaines données en utilisant des valeurs déterministes

Dans notre cas on travaille avec la deuxième proposition à cause des statistiques insuffisantes mais si on travaille avec la première proposition l'écart entre la méthode déterministe et semi probabiliste, l'avantage de calcul aux états limite et le gain économique seront plus remarquable puisque on prend en considération toutes les incertitudes.

V.5. INFLUENCE DE PARAMETRES EXTERNES SUR LA STABILITE ET ETAT DE CONTRAINTE D'UN BARRAGE POIDS

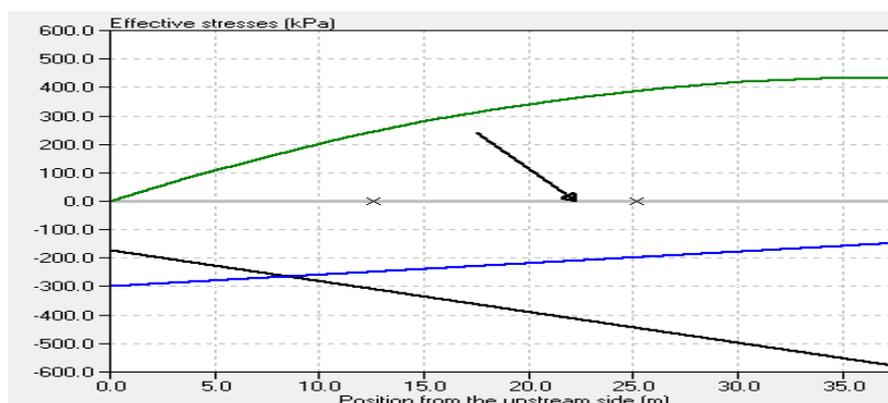
V.5.1. INFLUENCE DE L'INCLINAISON DU PAREMENT AMONT

Pour montrer l'avantage du parement amont incliné citée dans le premier chapitre on propose de changer la géométrie du barrage de Boussiaba de la variante poids avec parement vertical à un barrage poids avec parement amont avec un fruit du talus amont de 0,2.

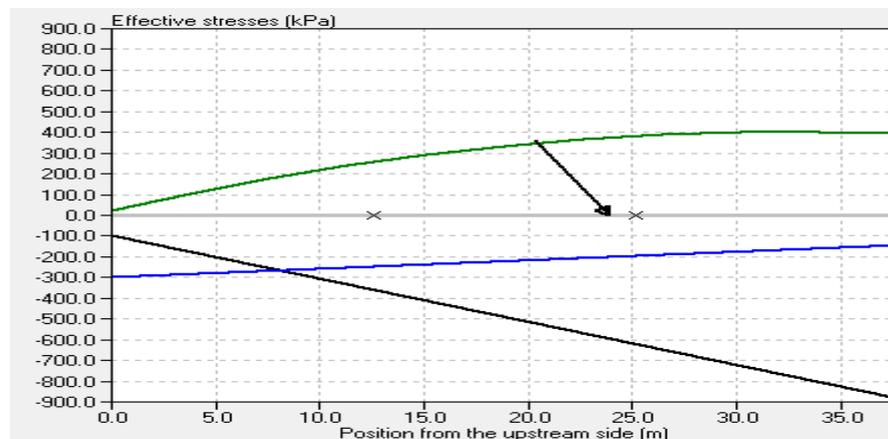
Les résultats illustrés dans le tableau V.49, confirme les avantage de l'inclinaison du parement amont puisque on remarque augmentation du coefficient de sécurité au glissement pour les différentes combinaisons de charge et pour le facteur de sécurité au glissement est supérieur au facteur de sécurité au glissement demandé pour la combinaison de charge sismique contrairement au parement amont vertical les figures V.43 et V.44 montrent que les sous pressions restent les mêmes pour les deux cas et pour les contraintes normales aval et amont sont variées légèrement à cause de variation de la composante normale de la résultante des actions s'appliquant sur la section considérée ; puisque les charges sont décomposées à des charges horizontaux et verticaux mais ils restent inférieurs au contraintes admissibles et on remarque une diminution des contraintes de cisaillement .

Tableau V.49 : Valeurs des coefficients de sécurité au glissement du barrage Boussiaba pour un parement amont vertical et incliné

Combinaisons	Normale	Exceptionnelle Crue	Charge accidentelle	
			Sismique 1	Sismique 2
Géométrie du parement				
Parement amont vertical	1,70	1,52	1,27	1,26
Parement amont incliné	1,92	1,59	1,37	1,49



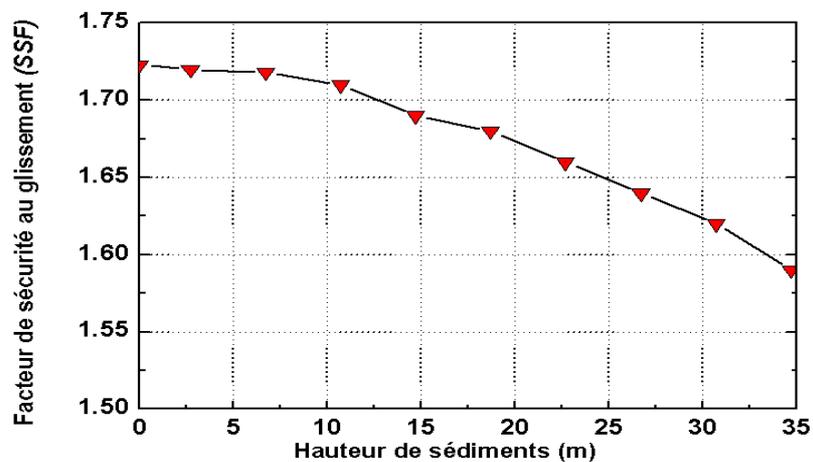
Légende : contrainte normale ■ , cisaillement, ■ et la distribution de sous pression ■
Figure V.43 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charge normale
 Pour un parement amont vertical



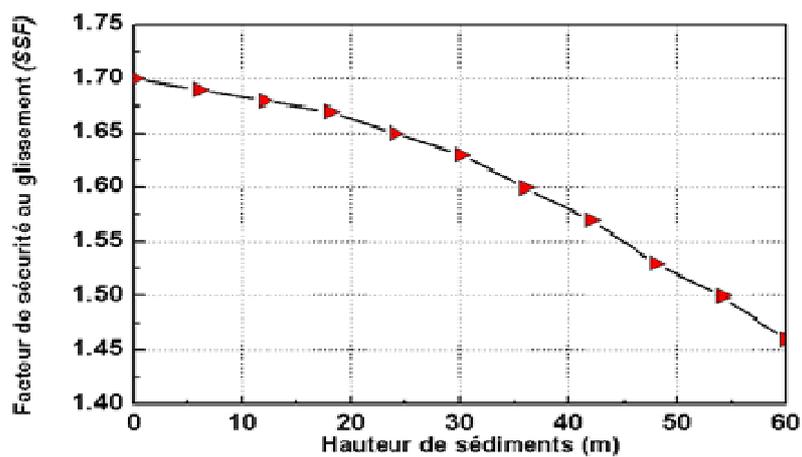
Légende : contrainte normale ■ , cisaillement, ■ et la distribution de sous pression ■
Figure V.44 : Diagramme des Contraintes effectives pour la combinaison de charges
 normale pour un parement amont incliné

V. 5.2. INFLUENCE DE L'EVOLUTION DES SEDIMENTS

L'influence d'évolution des sédiments sur la stabilité des six barrages est représentée dans les figures ci-dessous :

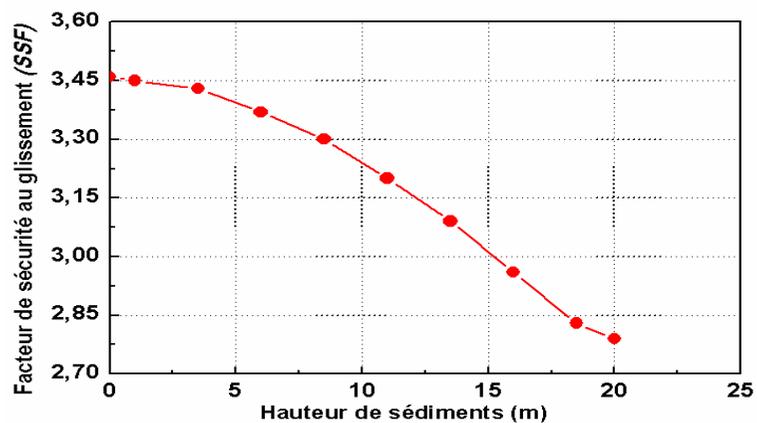


(a)

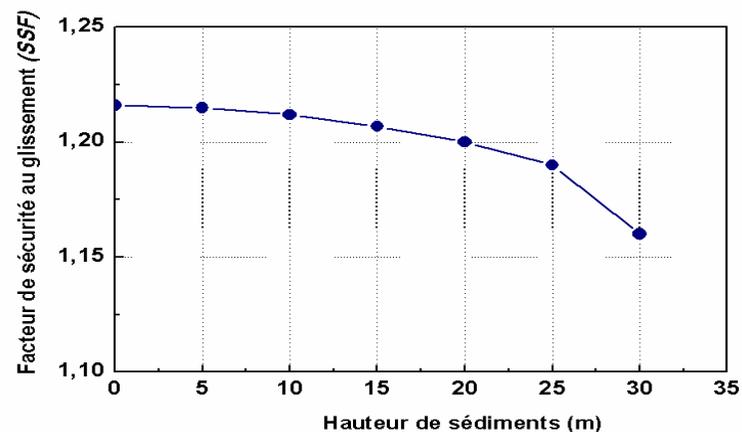


(b)

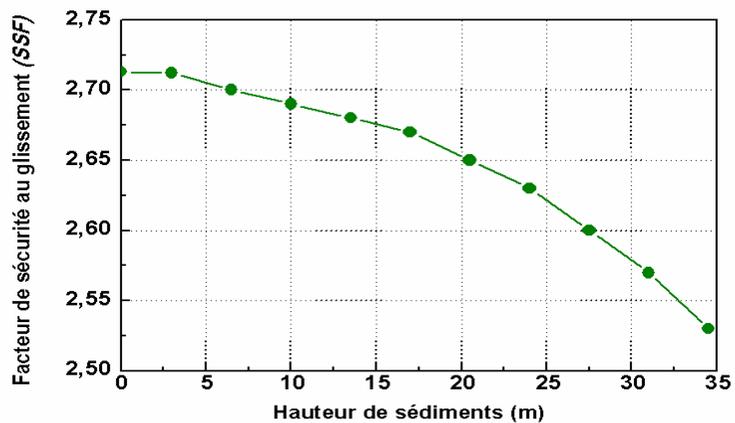
Figure V.45 : Influence d'évolution des sédiments sur la stabilité au glissement (a) barrage Koudiat Acerdoune (b) barrage Beni Haroun



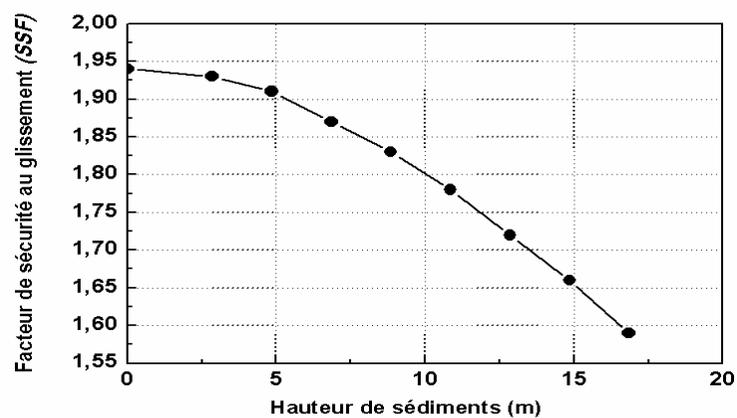
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure V.46 : Influence d'évolution des sédiments sur la stabilité au glissement (c) barrage Hamiz (d) barrage Oued Fodda (e) barrage Cheurfa II (f) barrage Boussiaba

D'après ces résultats la variation du facteur de sécurité du glissement en fonction de la poussé des sédiments, l'influence est légèrement prononcée pour un barrage avec un parement vertical que un barrage avec un parement amont incliné en générale est faible ne dépassant guère les 3%. Le même constat réside pour l'état de contrainte normale aval, l'augmentation est quasiment sensible pour les six barrages inférieur à 2% comme montrent la figure ci - dessous.

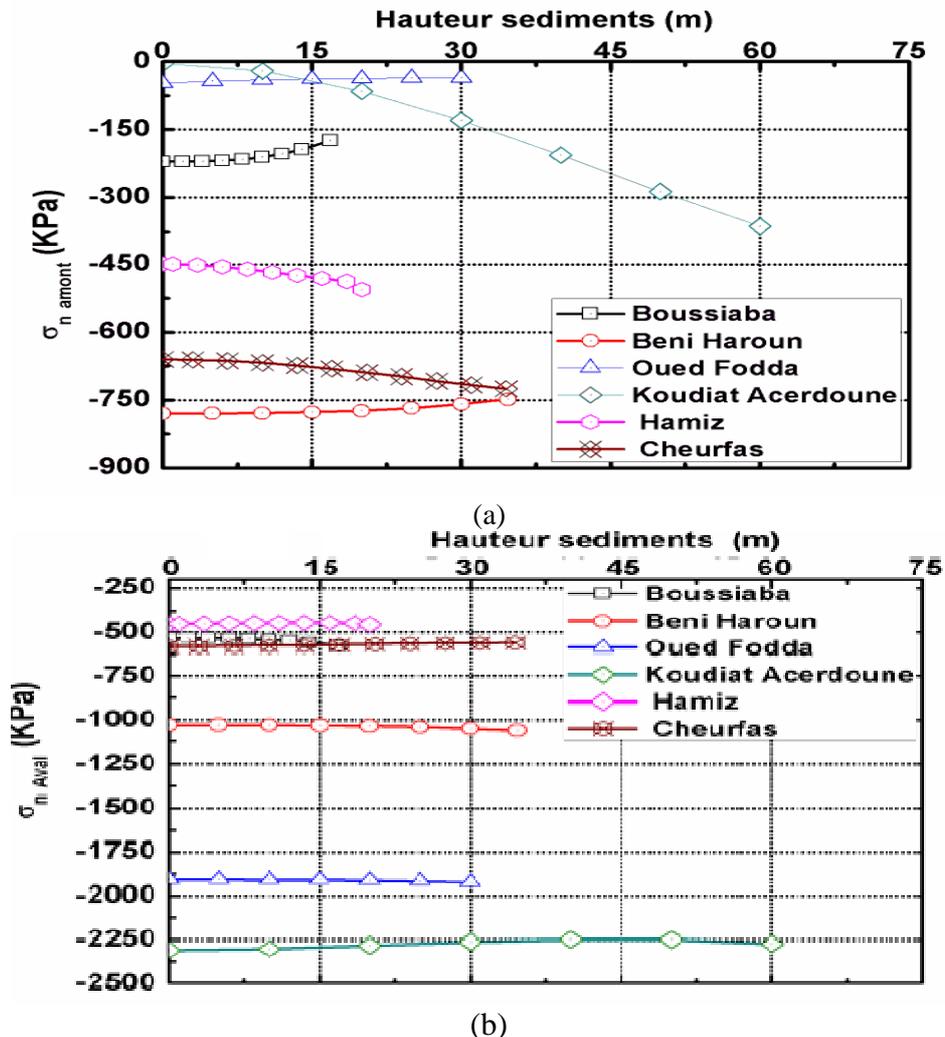


Figure V.47 : Influence d'évolution des sédiments sur les contraintes normales des six barrages (a) : Amont (b) : Aval.

Donc ces résultats montrent que la réduction de la capacité de la retenue, l'obturation des organes de vidange due à l'évolution des sédiments, réduction de la durée de vie du barrage et dégradation de la qualité des eaux de la retenue sont des menaces qui pèsent lourdement sur la rentabilité des barrages quand ce n'est pas sur la sécurité de l'ouvrage.

V.5.3. INFLUENCE DU MATERIAU ET LA TECHNIQUE DE CONSTRUCTION

Pour avoir l'influence des matériaux de construction sur la stabilité et l'état de contrainte du barrage. En raison de l'impossibilité de trouver une comparaison entre deux barrages différents de taille identique, on effectue une comparaison pour un même barrage suivant deux techniques de mise en place de béton et aux mêmes conditions extrêmes (sismique 1) et les mêmes charges hydrostatiques et la même poussée de sédiments. Cette étude a mené pour le cas du barrage d'Oued Fodda, dont les résultats sont résumés en figure V.48.

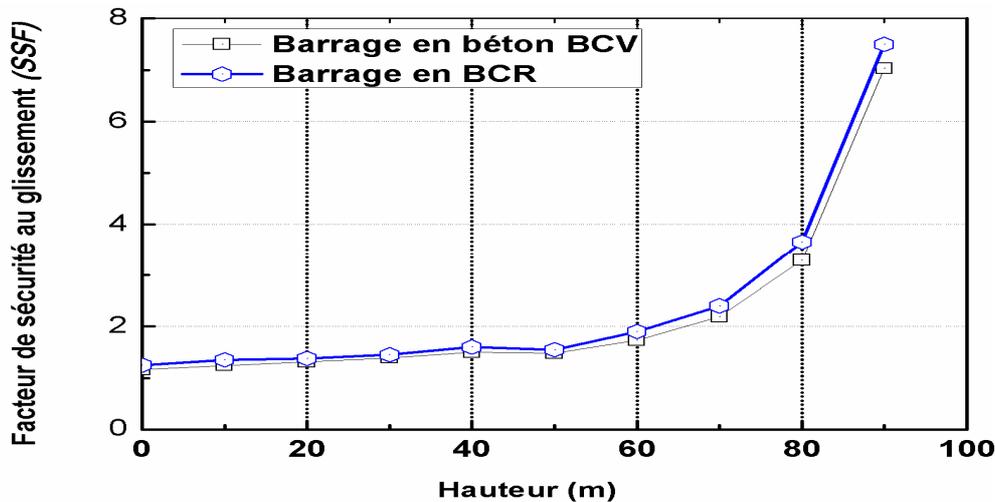


Figure V.48 : Influence du matériau et technique de construction sur la stabilité au glissement

D'après la figure V.48 le facteur de sécurité au glissement varie avec les matériaux de construction puisque il dépend de la cohésion et l'angle de frottement du matériau mais les contraintes normales aval sont presque les mêmes pour les deux types de matériaux de construction puisque les contraintes normales aval dépend seulement de la composante normale de la résultante des actions s'appliquant sur la section considérée, mais il y a variation des contraintes admissible en plus de la diminution des contraintes et l'augmentation du facteur de sécurité de glissement le BCR est plus économique que BCV.

V.5.4. INFLUENCE DE LA POUSSEE DES GLACES

En plus de l'analyse déterministe et probabiliste le logiciel CADAM permet d'effectuer une analyse progressive qui permet d'illustrer l'influence de la charge de glace sur la stabilité et l'état de contrainte des barrages qui est représentée dans la figure V.49.

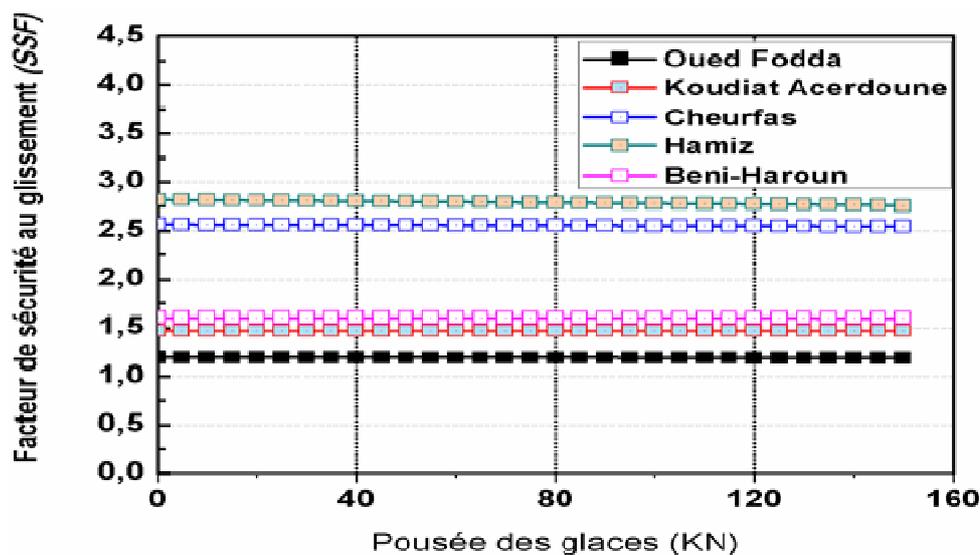


Figure V.49: Influence de la charge de glace sur la stabilité au glissement du barrage Oued Fodda

La figure montre que la poussée des glaces elle n'a pas une grande influence sur la stabilité et le même raisonnement pour l'état de contrainte des barrages.

CONCLUSION

Habituellement, les analyses de calculs de stabilité et la vérification pour des objectifs de justification de calcul de sûreté sont souvent menées par des approches déterministes, Mais dans ce chapitre on utilise la méthode semi probabiliste (Eurocodes) et la méthode probabiliste qui est une analyse fournit une information plus complète par rapport à l'approche déterministe.

Les trois approches donnent des résultats légèrement différentes d'une approche à une autre est ces variations dues aux choix des coefficients partiels puisque nous avons essayé de les généraliser pour les six barrages pour l'approche semi probabiliste et pour l'analyse probabiliste due à l'intervalle de variation des paramètres qui nécessite de l'expérience et du jugement des experts,

L'ensemble des analyses ont été réalisées à l'aide du code de calcul CADAM, qui peut fournir des enseignements sur le comportement du barrage sous diverses combinaisons de chargement qui peuvent être susceptibles de se produire au cours de l'exploitation du barrage.

Sur la base de ces informations certaines lignes directrices peuvent être tirées sur le comportement des ouvrages et permettant de bénéficier de nouvelles pratiques sur contrôle et la surveillance des barrages qui peuvent être plus développées.

L'apport du software CADAM, est incontestable dans sa démarche de calcul de stabilité et l'optimisation de l'emploi des matériaux dans l'édification d'un barrage en béton. De plus, le logiciel permet d'étudier l'état de contraintes et stabilité d'un barrage des paramètres qui peuvent engendrer une influence prononcée sur la stabilité. Cette analyse peut faire l'objet d'une analyse incrémental soit avec la variation des paramètres d'entrées progressivement. Les résultats montrent que la poussée des glaces n'a pas une grande influence sur la stabilité des barrages, notamment les barrages examinés.

Contrario, l'influence est significative dans le cas de la poussée des sédiments notamment quand le volume de sédiments augmente et dépasse la réserve (garde) d'envasement.

Ces analyses montrent les avantages de l'inclinaison du parement amont et l'emploi de la technique du BCR.

Donc ces études d'influence des paramètres confirment que la variante barrage avec un parement incliné en béton compacté au rouleau la plus préférable pour la stabilité d'un barrage type poids.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Ang A-H-S, Tang W.H. (1984) .Probability Concepts in Engineering Planning and Design pp. 740–757

Anthony.K. (2012).Exemple de calcul sismique.Centre d'Études Techniques de l'Équipement Méditerranée.36p

Adelaide.L, Berthaud .Y, Cermona .V. Cussigh .F; Garciaz. J-L. (2002). Recommandation provisoire Applet (Approche Prédictive Performantielle et Probabiliste). Projet.ANR (Agence National De La Recherche).120p

Ballière. A, Ben Milad.Y, Anne-S-C, Christian .C, Denis. D, Jean-Bernard .H, ; Le Quéré.C, Claire .M, Jérôme. M. Rapport d'études de la fiabilité. Application à l'évolution structurale des ouvrages d'art. 141p.

Becue J-P, Caelier. D, Carra J-E, Clerin J , Delorme F, Gilrard Khanh.M, Pichavant .P. (1999)Behaviorof French RCC DAMS built between 1987 and 1994 .In: international Symposium on Roller Compacted concrete dam, china 1999, 16p

BRETAS, E-M, LEMOS, J-V, LOURENÇO.P-B. (2010)Masonry gravity dams A numerical application for stability analysis8th International Masonry Conference Dresden.pp1963.1972.

Buron. A, Meilhac. A. (1995). Les barrages, Cours réalisé par Alain Buron et Alain Meilhac ;Techniciens supérieurs travaux publics Lycée Pierre Caraminot 19300 Egletons.24p

Calgaro. J-A. (1996).Calgaro J.A. Introduction aux Eurocodes – sécurité des constrictions et bases de la théorie de la fiabilité. Paris : Presses de l'ENPC, 1996. 200 p.

Carvajal.C, Bécue. J-P, Varon.C, Peyras.L, Royet.P, Boissier.D.(2009). Analyse fiabiliste de la sécurité Structurale des barrages poidsColloque CFBR-SHF: dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues 20-21 Lyon, 8p

CDSA. (1997). Association canadienne de sécurité des barrages), Lignes directrices sur la sécurité des barrages et Commentaires, Edmonton, Alberta, 1997.

Chen. B-F, Hung.T.K.(1993). Dynamics pressure of water and sediment on rigid dam. ASCEJournal of Engineering Mechanics, Vol.119, No.7, pp.1411-1434.

Chopra. A-K. (1988).Analyse des réponses sismiques des barrages en béton, d'ingénierie avancée pour la conception, la construction et la réhabilitation des barrage, édité par RB Jansen, Van Nostrand Reinhold, pp 416-465, 1988.

Christian.K. (2008).Rapport sur l'amélioration de la sécurité des barrages et ouvrages hydrauliques.Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques.201p

Collectif (1996) .le béton compacté au rouleau, les barrages en BCR, projet national BaCaRa (1988-1995) ».Paris : Presses de l'école nationale des ponts et chaussées ,1996.16p.

Collectif (1991)BAEL CSTB. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites. Règles BAEL1991, 1992

Corns.F.C, Lombardi. G, Jansen. R-B. (1988).Performances de barrage en béton et mesures correctives. Chapitre 16 en barrage d'ingénierie avancée pour la conception, la construction et Réhabilitation, édité par RB Jansen., Van Nostrand Reinhold.793p

Degoutte. G. (2002).Petits barrages,« recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi »CEMAGREF. 173p

Degoutte.G. (1997).Petits barrages: recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, Edition Cemagref, Paris, 175 p

Delliou. P. (2007). Les barrages : conception et maintenance, ENTPE ; Lyon : Presses Universitaires, Vol 1, 270 p.

Didier.G. (2005b). Etudes d'APD du barrage de BOUSSIABA et du transfert des eaux vers le barrage de Beni Haroun, Agence Nationale des Barrages et des Transferts, 30 p

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 Afriques, revue sud-sciences et technologie, N°1, pp 56-62.

Fasc. 62. Fascicule n°62 titre V. Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, 1993.

FERC (1991). Barrages poids (Chapitre III),Federal Energy Regulatory Commission, Bureau de l'hydroélectricité licences, Rapport N 0119-2 FERC, Washington D.C., USA. FERC Projet No: 2145,

Gao. Y. (1996). Modèles probabilistes et possibilités pour la prise en compte de l'incertain dans la sécurité des structures. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées (Spécialité : Structures et Matériaux).144p

Gourinard.Y. (1952). La géologie et les problèmes de l'eau en l'Algérie .Tome I.Elément technologie des barrages Algériens et de quelques ouvrages annexe, le barrage de l'Oued Fodda, 181p

Haddad. A. (2009).Contribution à la modélisation de l'onde de rupture d'un barrage envasé, Mémoire de Magister, Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique, 121p

Hebbouche. A. (2013).Seismic Risk Analysis of Concrete Gravity Dams under Near-fault ground motions Applied Mechanics and Materials Vols, 256-259 pp 2240-2243**Hebbouche. A, M. Bensaibi, H. Mroueh. (2012).** Behavior of Concrete Dam under Seismic Load.Ecole Nationale Supérieure d'HydrauliquePP.256-259.

ICOLD. (1995). dam failures –statistical analysis rupture de barrages –analyse statistique paris : ICOLD/CIGB 1995.73p.Bulletin 99

ICOLD.(1998). Dam break flood analysis-review and recommendations.Etude d'onde de rupture de barrage .Synthèse et recommandations. Paris : ICOLD/CIGB ,1998CD Rom 1131p.

ICOLD. (2000). the gravity dam,a dam for the future-Review and, recommandations.le barrage poids un barrage d'avenir – Syntheses et recommandations .Paris, 2000.127p.Bulletin 117.

ICOLD. (2003 b). Rolled – Compacted Concrete dam .state of the art and case histories .barrage en béton Compacté au Rouleau, technique actuelle et exemples .Pros : ICOLD /CIGB.312p.Bulletin126

Kitapcigil. S-N. (2010).A study on the reliability – based safety analysis of hardfill dams. Une thèse master à l'école supérieure des sciences.La turquie.140p

Kovarik J-B. (1998). La vérification des ouvrages maritimes aux états-limites. SESSION V : Innovation en génie civil - génie côtier. p 377 - 385

Kreuzer.H.(2000).The use of risk analysis to support dam Safety decisions and Management. Proceedings ICOLD 20th Congress Beijing, China, Gr. Q.76, p.769-834.

Laurent .P, Peyras .P. (2006).Recommandation pour justification de la stabilité des barrages poids. Propositions de recommandations. Janvier 2006.Groupe de travail (Calcul des barrages poids). CEMAGREF .62p

Laurent .Daniel. B, Royet.P. Cemagref. (2002). Approches de l'analyse de risques en génie civil : exemple des barrages. Unité de recherche « Ouvrages hydrauliques ». Nom de la revue. Volume 8 – n° 8/2004, pages pp 931 - 952.

Leclerc.M, Léger .P, Tinawi. R. (2003).Computer aided stability analysis of gravity dams Department of Civil Engineering.École Polytechnique de Montréal, Canada. University of Montreal Campus, p 403-420

Leclerc.M, Léger .P, Tinawi. R. (2001). User's Manuel version 1.4.3. Martin Leclerc ; Pierre Léger; René Tinawi. École Polytechnique de Montréal. Département Génie civil.125p

Le Delliou. P. (2003).L'analyse des risques appliquée aux barrages. Colloque CFBR. CD-Rom .8p

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.18p

Luc.D, Boris. J. (2011).Notes sur l'accidentologie des barrages-poids.Colloque CFBR-AFEID: Etudes de dangers novembre 2011.18p

Malier. Y. (1992).Applications de l'Eurocodes 2 Calcul des bâtiments en béton 2^{eme} édition conforme aux normes NF EN 1992-1-1, 1-2 et 1992-3. Sous la direction de Jean-Armand Calgaro et Jacques Cortade.Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Fondation école française du béton.213p

Mekerta.B.(1995).Etude des propriétés géomécanique des Sédiments d'envasement de la retenue du barrage de Génissiat, Thèse de l'École de géologie de Nancy,

Olivier .G. (2008).Principes Généraux du Dimensionnement des Ouvrages Eurocodes EN 1990 et en 1991.Olivier Gagliardini génie Civil et Infrastructures, UJF-GrenobleI2008/09.45p

Peyras. L, Kovarik. J-B, Royet.P. (2006).« Vers l'adaptation aux Eurocodes de la justification des barrages-poids ». In Revue Européenne de Génie Civil, Vol. 10, n°1/2006, p.83-109.

Remini. (2002). Evolution de la sédimentation dans Les retenues de barrage et le Soutirage des particules fines revuecourrier du Savoir 02 pp, 29-34

Remini. (2000),L'envasement des barrages: quelques exemples Algériens Université de BLIDA Algérie pp165-171

Roessinger.F. (1946).Bulletin de Société NEUCHATELOISE de géographie .Barrage irrigation et houille en Algérie, 126 p

Rouzaud.M, Martinet.E et Buisson.C. (2005a). Barrage de l'Oued Fodda, Agence National des Barrages et Transfert .Direction de la maintenance et du contrôle. Contrôle de stabilité par mesures topométriques.21p

Rouzaud.M. (2002).Monographie, Barrage de Beni Haroun. Agence National des Barrages et Transfert Textes - A.N.B. - Tractable Engineering .105p

Rouzaud.M, Martinet.E. (2003a). Contrôle de stabilité par mesures topométriques de haute précision et interprétation des données d'auscultation des barrages en exploitation. Barrage de CHEURFAS.Agence National des Barrages et Transfert .Direction de la maintenance et du contrôle (Direction Production Ingénierie - Centre D'ingénierie Hydraulique.24p

Rouzaud.M, Martinet.E. (2010). Agence National des Barrages et Transfert. Barrages de Koudiat Acerdoune .Coyné et Bellier (Bureau d'ingénieurs conseils).128p

Rouzaud.M. (2003b). Contrôle de stabilité par mesures tonométriques de haute précision et interprétation des données d'auscultation des barrages en exploitation. Barrage de HAMIZ. Agence National des Barrages et Transfert. Direction de la maintenance et du contrôle. (Direction Production Ingénierie - Centre D'ingénierie Hydraulique.37p

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 en béton.Cemagref.139p.

Royet. P, Albert.R, Bourdarot .E, Kovarik.J, Le Delliou.P; Lino .M et Thareau.M. (2002). justification des barrages poids Rapport définitif. Groupe de Travail « barrages poids » 83p

SCET. (1930). Société Centrale pour l'Équipement du Territoire Monographie des grands barrages, barrage de l'Oued Fodda,

Schleiss Anton J., Henri .P.(2011). Les barrages du projet a la mise en service. Traité de génie civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, volume 17 .Presses polytechnique et universitaire romandes.714p

Schleiss. A,Pougatsch.H.(2011). Mécanique des structures (TGC volume 2) Analyse des structures et milieux continus. Presses polytechnique et universitaire romandes.714p

Spehl.P. (2011).Les Eurocodes structurels base de calcul et bâtiment, EN 1990 : base de calcul des structures. pp. 10.60

TA.(1995).CFMS Tirants d'ancrage - Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle - Recommandations T.A. 95. Eyrolles.219p

TBAR. (1889): Technique des barrages en aménagement rural, ministère de l'agriculture, Paris, 325 p

Uribe .L, Hofer. O.(2006). "Racló: a dam constructed Under difficult conditions" .22^{eme} congrès des Grande Barrages, Barcelone, 2006.Q86-R4pp.47-58

USACE. (1995). Gravity dam design. Washington: US Army corps of ingeneers, june 1995.88preport EM 1110-2-2200.

USACE. (1995). (US Army Corps of Engineers), 1995. Ingénierie et conception: conception du barrage poids. Rapport EM 1110-2-2000, Washington, D.C.

USBR.(1987). Design of small dams, United States Department of Interior - Bureau of Reclamation, 3^{eme} réédition 1987.120p

USBR .(1987) : Conception de petits barrages. Denver, Colorado, 175 pages.

Zaho.J. (2007). Rock Mechanics (Mécanique des roches) Course Lectures 20072^{eme} partie -mécanique et propriétés des massifs rocheux .76p

REFERENCES SITOGRAPHIQUES

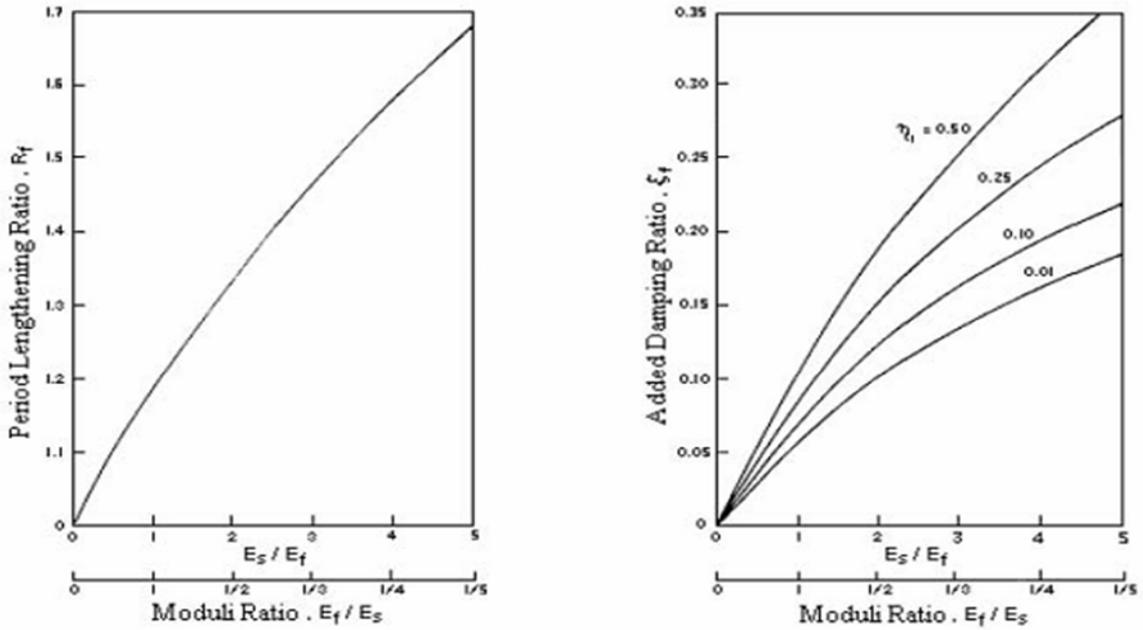
- [1] www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/cours_barrages_procedes-generaux-de-construction.pdf : Consulté le 01/10/2012
- [2] www.barrages-cfbr.eu/BackUp/Info/documentation/.../barpoids05.pdf: Consulté le 20.09.2012
- [3] www.barrages-cfbr.eu/IMG/pdf/barpoids2012.pdf: Consulté le 20.10.2012.
- [4] www.cours-genie-civil.com/IMG/pdf/Chap_2_A_Barrages_poids.pdf Consulté le 06.01.2013
- [5] <http://www.barrages-cfbr.eu/BackUp/Info/documentation/colloques/barpoids.pdf>. Consulté le 05.01.2013
- [6] http://barrages-cfbr.org/Info/construction/cos_poid.html Consulté le 12.02.2013
- [7] <http://www.cg29.fr/article/archive/584> Consulté le 12.02.2013
- [8] http://fr.encarta.msn.com/text_761561327__1/barrage.html Consulté le 12.02.2013
- [9] http://www.prim.net/citoyen/definition_risque_majeur/dossier_risque_rupture_barrage/lese-venements-historiques.htm Consulté le 30.02.2013
- [10] <http://www.barrages-cfbr.org/Info/documentation/texte/col2001/col2001-s2-p6-a.pdf> Consulté le 01.03.2013
- [11] <http://patrick.peralta1.free.fr/P15-barrage.htm> Consulté le 12.03.2013
- [12] www.cours-genie-civil.com/...p_2_A_Barrages_poids.pdf Consulté le 20.03.2013
- [13] web.iitd.ac.in/...chahar/Courses/CEL351/GravityDam Consulté le 20.03.2013
- [14] www.ferc.gov/...safety/guidelines/eng-guide/chap3.pdf Consulté le 25.03.2013
- [15] http://fr.wikipedia.org/wiki/Coefficient_de_s%C3%A9curit%C3%A9 Consulté le 02.04.2013
- [16] www.pianc.org/.../letter%20wg%20140%20-%20incom-f.pdf. Consulté le 15.04.2013
- [17] (CemOA : Archive ouverte d'Irstea / Cemagref). Consulté le 26.04.2013
- [18] http://start10g.ovh.net/~formatioys/index.php?option=com_content&task=view&id=196&Itemid=22. Consulté le 29.04.2013
- [19] www.infociments.fr/telecharger/CT-T43.26-32.pdf. Consulté le 10.05.2013
- [20] (<http://fr.wikipedia.org/wiki/Eurocodes>). Consulté le 10.05.2013
- [21] www.infociments.fr/telecharger/CT-G12.32-85.pdf. Consulté le 11.05.2013
- [22] theses.fpms.ac.be/.../unrestricted/Chapitre3.pdf. Consulté le 13.05.2013
- [23] <http://www.ba-cortex.com/pages/cours/actions-et-combinaisons/a0.1-notion-detat-limite.php>. Consulté le 15.05.2013
- [24] http://fr.wikipedia.org/wiki/%C3%89tats_limites_ultime_et_en_service. Consulté le 18.05.2013
- [25] (oldgc.iut-nimes.fr/internet/.../CSO5_Sécurité%20des%20constructions.pp) Consulté le 21.05.2013
- [26] <http://www.polymtl.ca/structures/telecharg/cadam/> consulté le 01/05/2013.

Index des références

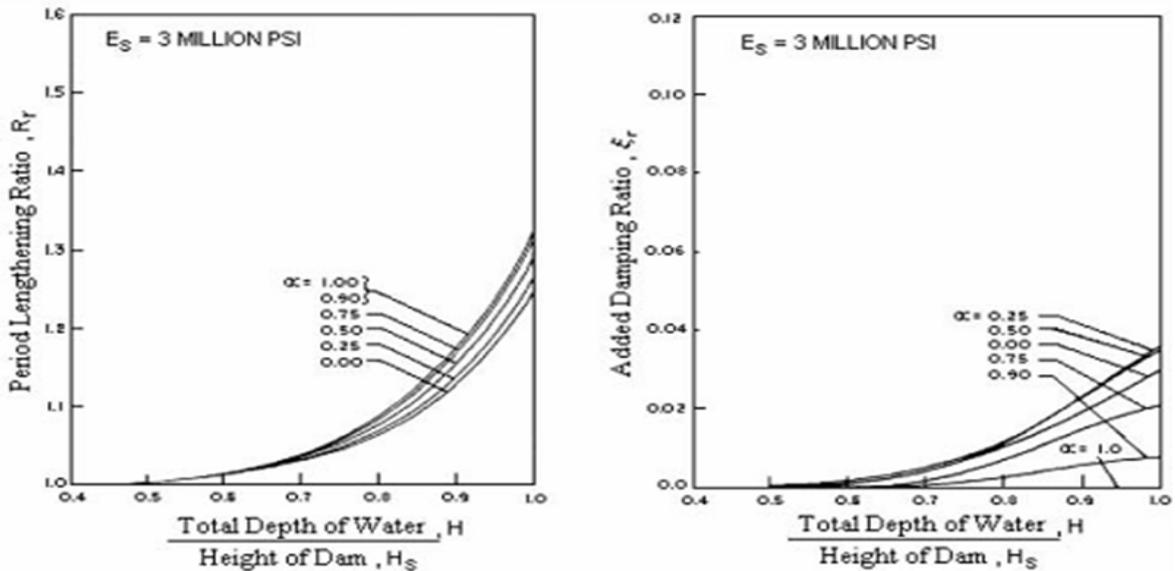
Adelaide et al	(2010)	30	Laurent et Peyras	(2006)	12,33
Allen	(1982)	50	Leclerc <i>et al</i>	(2001)	2,56, 57, 63, 64, 67, 68,69
Ang et Tang	(1984)	70	Luc et Boris	(2011)	9
Anton et al	(2011)	22	Malier	(2005)	36,37,40,43
Collectif	(1996)	11	Ojeda	(2003)	36
Ballière	(2012)	25,48	Olivier	(2008)	17, 31, 36,50
Bécue et <i>al</i>	(1999)	14	Patrick et Delliou	(2007)	1,16
Berga	(2003)	5	Peyras et al	(2006)	25
Bretas et <i>al</i>	(2010)	89	Peyras	(2004)	32
Buron et Meilhac	(1995)	7, 12,15	Peyras	(2006)	43
Carvajal	(2009)	1,25	Pitel	(2002)	32
Calgaro	(1996)	19	PIANC	(2000)	2,26
Chopra	(1988)	72,74	Remini	(2000)	17
Christian	(2008)	1	Remini	(2002)	17
Corns <i>et al</i>	(1988)	63, 65, 66,71	Remini	(1997)	89
Didier	(2005)	87,88	Rouzaud et Martinet	(2010)	86,87
Dégoutte	(2002)	1, 9, 10,13	Rouzaud <i>et al</i>	(2005)	82
Delliou	(2007)	4	Rouzaud <i>et al</i>	(2003a)	80,81
Delliou	(2003)	7, 10,11	Rouzaud <i>et al</i>	(2002)	85
Duran et al	(1998)	11	Rouzaud <i>et al</i>	(2003b)	83
FERC	(1991)	68,69	Rosa	(2000)	42
Gao	(1996)	32	Royet <i>et al</i>	(2002b)	21,22
Hadad	(2009)	85	Royet	(2003)	14
Hebbouche et <i>al</i>	(2013)	89	Royet et Peyras	(2012)	15, 30, 33,35, 40,42, 47, 48,51
Hebbouche et al	(2012)	89	Royet <i>et al</i>	(2002a)	20, 21, 23, 24, 37, 39, 41
ICOLD	(1995)	7	Schleiss et Pougatsch	(2011)	19
ICOLD	(1998)	7	Spehl	(2011)	36,45
ICOLD	(2000)	10	Snbpe	(2010)	31
ICLUD	(2003)	14	Uribe <i>et al</i>	(2006)	14
Kitapcigil	(2010)	65	USBR	(1987)	38, 65,71
Kovarik	(1998)	27, 49,53	USACE	(1995)	9
Kreuzer	(2000)	56	Zaho	(2007)	89

LES ANNEXE

Annexe III.1 : valeur standard du rapport de la période la prolongation et le facteur d'amortissement du barrage sous l'effet hydrodynamique.

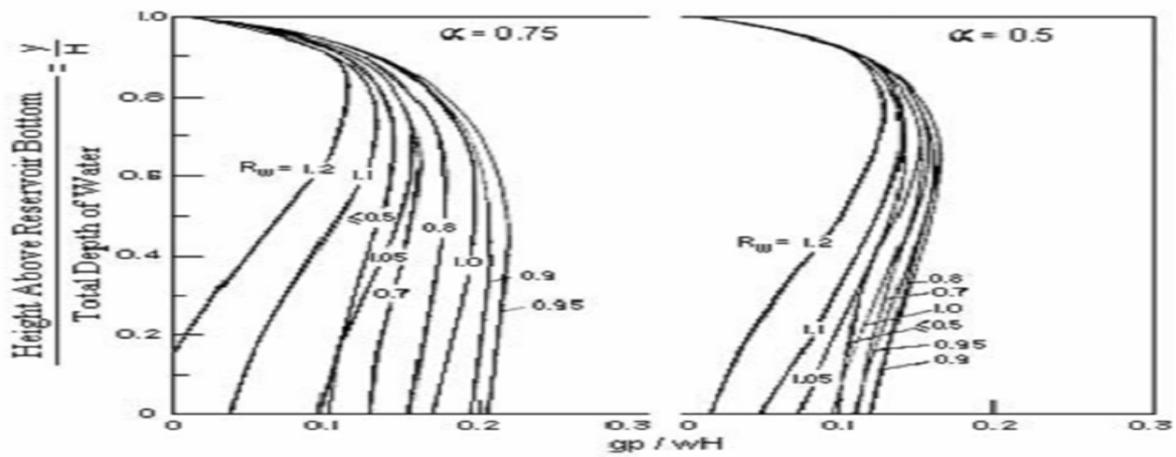


Annexe III.2 : Valeurs standard pour Rapport de la période allongement R_f et le rapport d'amortissement ξ_f en raison de barrage fondation rocheuse interaction (Chopra, 1988).

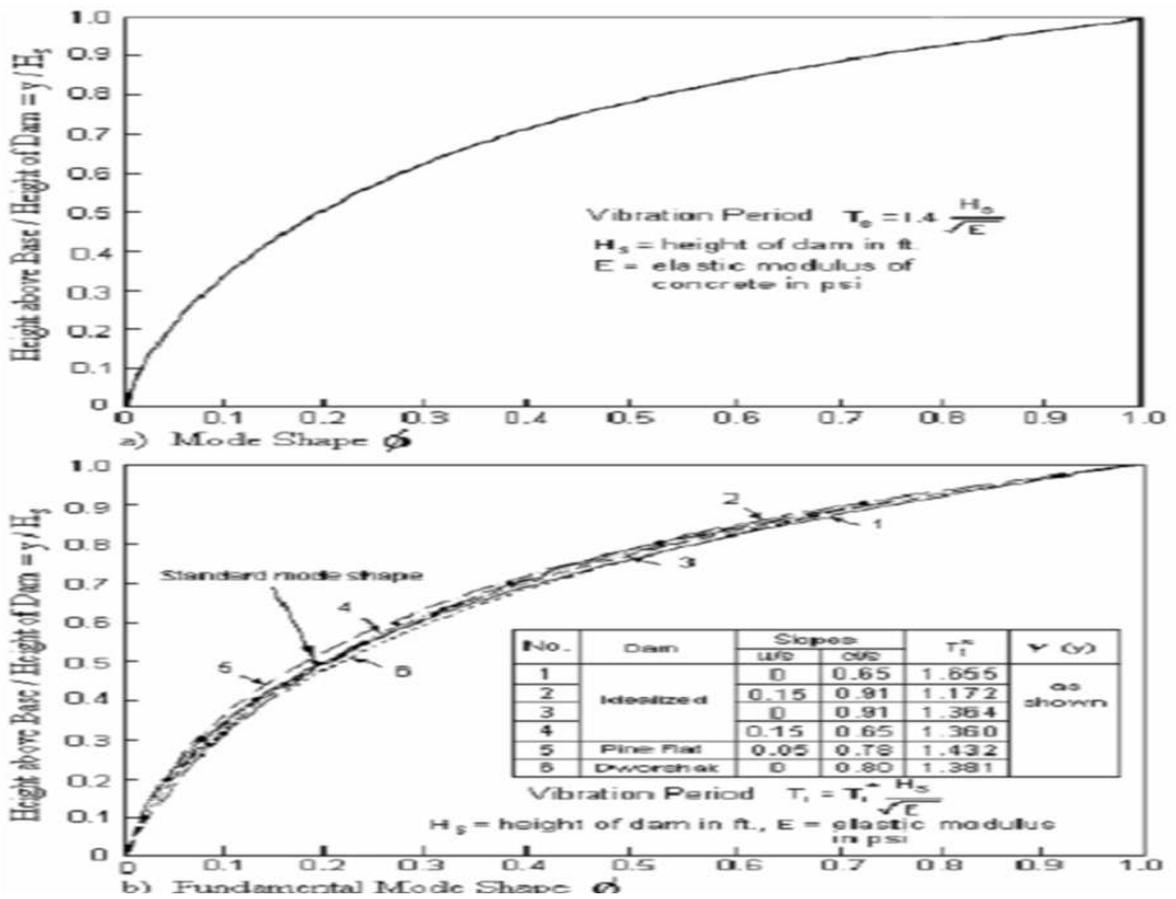


Annexe III.3 : Valeurs standard pour la fonction pression hydrodynamique $p(y)$ pour le plein

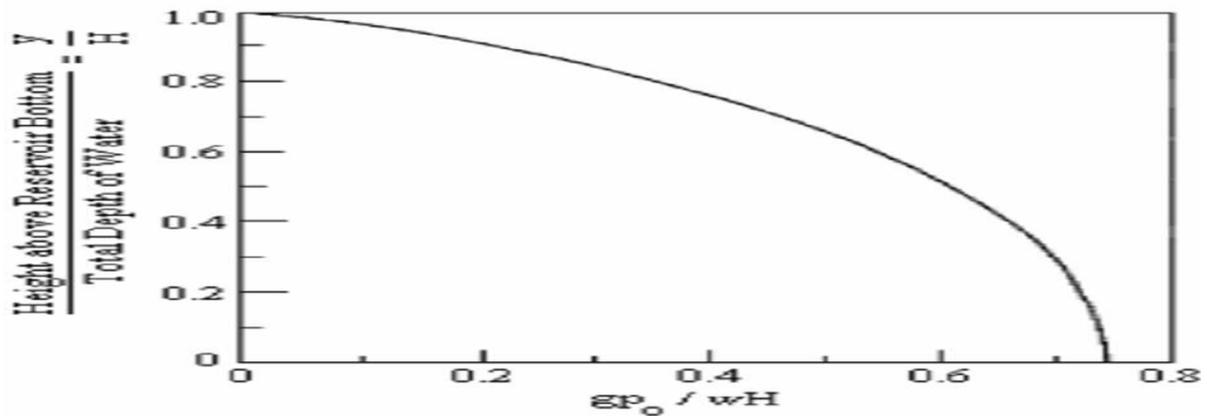
réservoir, à savoir $H / H_s = 1$; $\alpha = 0,75$ et $0,50$ (Chopra, 1988).



Annexe III.4: période fondamentale et de forme de mode de vibration pour les barrages-poids en béton: (a) Période standard et le mode Forme, (b) Comparaison des valeurs normalisées avec des propriétés de six barrages (Chopra, 1988).



Annexe III.5: Valeurs standard pour la fonction de pression hydrodynamique $p_0(y)$



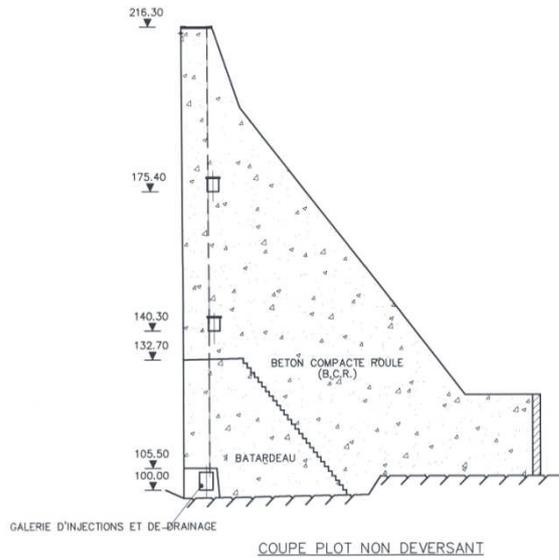
Annexe III.6 : Valeurs indicative pour coefficients de la force hydrodynamique A_p pour $\alpha = 1$

R_w	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.92	0.90	0.85	0.80	0.75	<0.5
A_p ($\alpha=1$)	1.242	0.893	0.739	0.647	0.585	0.539	0.503	0.474	0.431	0.364	0.324	0.279	0.237

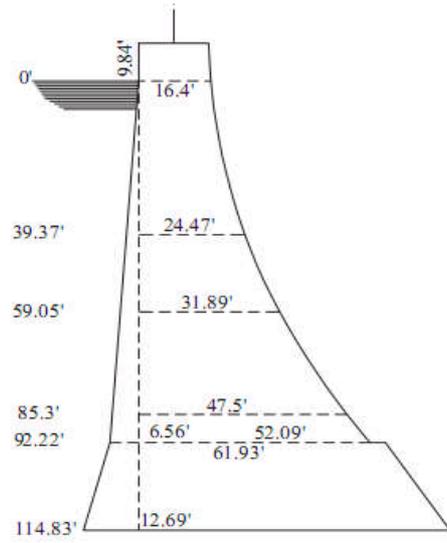
Suite de l'annexe III.6 : Valeurs indicative pour coefficients de la force hydrodynamique A_p

R_w	Valeur de (A_p)				
	$\alpha = 0.90$	$\alpha = 0.75$	$\alpha = 0.50$	$\alpha = 0.25$	$\alpha = 0$
1.20	0.071	0.111	0.159	0.178	0.181
1.10	0.110	0.177	0.204	0.197	0.186
1.05	0.194	0.249	0.229	0.205	0.189
1.00	0.515	0.340	0.252	0.213	0.191
0.95	0.518	0.378	0.267	0.219	0.193
0.90	0.417	0.361	0.274	0.224	0.195
0.80	0.322	0.309	0.269	0.229	0.198
0.70	0.278	0.274	0.256	0.228	0.201
≤ 0.50	0.237	0.236	0.231	0.222	0.20

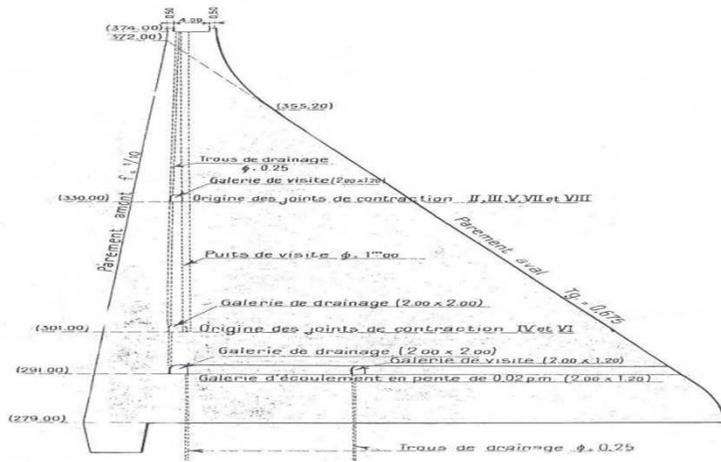
ANNEXE IV.1 : Coupes transversales des six barrages. (a) Barrage Oued Fodda, (b) Barrage Koudiat Acerdoune, (c) Barrage Boussiaba, (d) Barrage Cheurfa II, (e) Barrage Beni Haroun et (f) Barrage Hamiz.



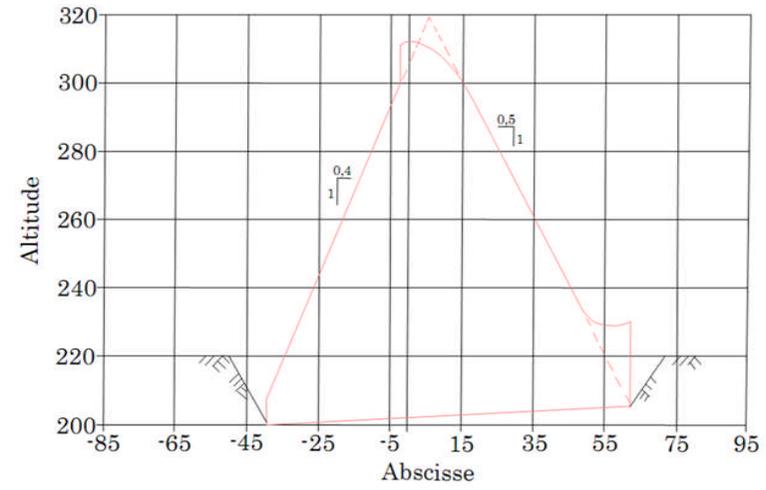
(a)



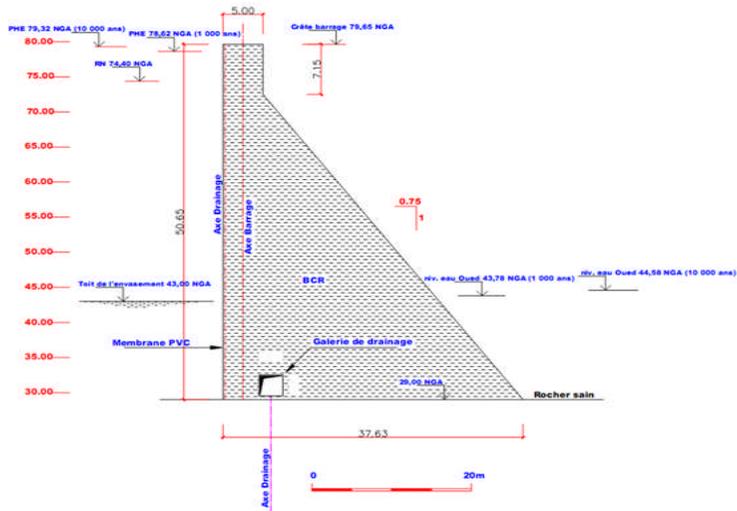
(b)



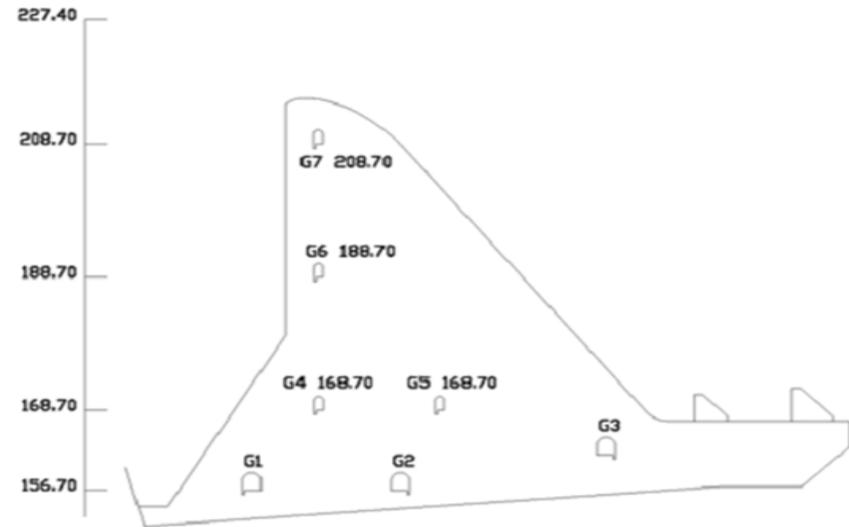
(c)



(d)



(e)



(f)

Annexe V.1 : Les données d'entées (D'après l'ANBT et Laboratoire de Mécanique des Roches LMR)

Caractéristiques	Oued Fodda	Cheurfa II	Hamiz	Beni Haroun	Koudiat Acerdoune	Boussiaba	Unité	
Accélération de gravité	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	m /s ²	
La masse volumique du béton	2500	2500	2400	2300	2300	2300	Kg/m ³	
Les propriétés des matériaux								
Les joints de reprise	béton	Béton	Maçonnerie	BCR	BCR	BCR		
Résistance de compression f _c	30000 [2]	300000	10000 [3]	10000	10500	10000 [1]	Kpa	
Résistance de traction f _t	4500 [2]	4500	0 [3]	600.6	600.6	600.6	Kpa	
Cohésion C	145 [2]	145	0 [4]	150	150	150	Kpa	
Angle de frottement φ	35 [2]	35	45[4]	40	40	40	Deg	
Contrainte de compression minimale	0	0	0	0	0	0	Kpa	
L'interface								
Résistance de compression f _c	40000[5]	20000	30000	100000	400000	34000	Kpa	
Résistance de traction f _t	7000	1200.6	2000	6000.6	2400.6	2040.6	Kpa	
Cohésion C	145	145	0	150	150	150	Kpa	
Angle de frottement φ	30	35	45	40	35[6]	40	Deg	
Contrainte de compression normale	0	0	0	0	0	0	Kpa	
Les niveaux du réservoir								
Poids volumique de l'eau	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	9.81	KN/m ³	
Niveau normale de la retenue	Amont	95.5	69.6	35	101.7	111	45.4	m
	aval	0	32.6	3.04	19.5	25	14.78	m
Niveau de crue de la retenue	Amont	98.5	80.2	44	116.8	119.64	49.62	m
	Aval	0	32.6	3.04	19.5	25	15.58	m
La charge due à la poussé des glace								
La charge de la glace par unité de longueur	150[3]	150	150	150	150	//	KN/m	
Epaisseur de la glace	0.8 [3]	0.5	0.3	0.4	0.6	//	m	
Sédiment (cas limon)								
Élévation	30	34.5	20	34.7	60	45.85	m	
Unité du poids efficace	6	6	19	13	19	14	KN/m ³	
Angle de frottement interne	30	30	30	30	30	0	Deg	

Suite de l'annexe V.1 :Récapitulatif des données d'entrées pour l'analyse pseudo-statique (D'après l'ANBT et RPASéismicité de l'Algérie
Recommandations pour l'évaluation des charges sismiques. *Rapport Stanford University CSIC Juin 1978.*

Caractéristique	OUED FODDA	CHEURFAS II	HAMIZ	BENI HAROUN	KOUDIAT ACERDOUNE	BOUSSIABA	Unité
Période de retour du séisme	500	500	500	500	100	500*	année
Analyse de contrainte (accélération de pointe)							
Accélération de pointe horizontale du sol	0.35	0.35	0.25	0.25	0.25	0.16	g
Accélération de pointe verticale du sol	0.234	0.234	0.16	0.16	0.16	0.107	g
Analyse de stabilité (accélération résiduelle)							
Accélération de résiduelle horizontale du sol	0.175	0.175	0.125	0.125	0.125	0.08	g
Accélération de résiduelle verticale du sol	0.117	0.117	0.083	0.083	0.083	0.053	g

Suite de l'annexe V.1 :Les données d'entrée pour l'analyse pseudo-dynamique (D'après l'ANBT)

Caractéristique	OUED FODDA	CHEURFAS II	HAMIZ	BENI HAROUN	KOUDIAT ACERDOUNE	BOUSSIABA	Unité
Période de retour du séisme	500	500	500	500	100	500	ans
Accélération							
Analyse de contrainte (accélération de pointe)							
Accélération de pointe horizontale du sol (HPGA)	0.35	0.35	0.25	0.25	0.25	0.16	g
Accélération de pointe verticale du sol (VPGA)	0.234	0.234	0.16	0.16	0.16	0.107	g
Accélération spectrale horizontale	0.089	0.081	0.151	0.049	0.048	0.057	g
Analyse de stabilité (accélération résiduelle)							
Accélération de résiduelle horizontale du sol	0.175	0.175	0.125	0.125	0.125	0.08	g
Accélération de résiduelle verticale du sol	0.117	0.117	0.083	0.083	0.083	0.053	g
Accélération résiduelle spectrale horizontale	0.0445	0.040	0.075	0.024	0.024	0.028	g
Barrage							
Module du Young E_s	31000[6]	31000	23698.78	23698.78	23698.78	23698.78	MPa
Amortissement ξ (sec)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1	sec
Réservoir							
Coefficient de l'onde de réflexion α	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	m/s
Fondation							
Module du Young E_f	40000	29858.6	34179.55	51057.47	6000	16000	MPa

Annexe V.2 : Les facteurs de sécurité au glissement, renversement et soulèvement pour les cinq combinaisons de charges

Combinaison		Normale	Crue	Charges accidentelles (Sismique)	Post- sismique
Facteur					
Glissement	Pic	3	2	1.3	2
	Résiduelle	1.5	1.3	1	1.1
Renversement	Amont	1.2	1.1	1.1	1.1
	Aval	1.2	1.1	1.1	1.1
Soulèvement		1.2	1.1	1.1	1.1

Annexe V.3 : Récapitulatif des données d'entrée de l'analyse probabiliste des barrages

Caractéristique	Valeur Moyenne	Ecart - type	maximum	Minimum	Distribution
Barrage Oued Fodda					
Résistance de traction f t	4500	158,11	4300	4700	normal
Cohésion C	145	1,58	143	147	normal
Coefficient de frottement tan ϕ	0,7	0,0158	0,68	0,72	normal
Niveau Normal de Retenue	95,5	1,58	93,5	97,5	normal
Hauteur des sédiments	30	1,58	28	32	normal
Coefficient d'efficacité du drain	0,67	0,0158	0,65	0,69	
HPGA	0,35	0,0158	0,33	0,37	normal
Barrage Boussiaba					
Résistance de traction f t	600,60	216,40	300	900	Log-normal
Cohésion C	150	79,05	50	250	Log-normal
Coefficient de frottement tan ϕ	0,83	0,158	0,63	1,03	Log-normal
Niveau Normal de Retenue	45,4	2,16	42,4	48,4	Log-normal
Hauteur des sédiments	16,85	2,16	13,85	19,85	Log-normal
Coefficient d'efficacité du drain	0,67	0,0158	0,65	0,69	Log-normal
HPGA	0,16	0,0316	0,12	0,20	Log-normal
Barrage Koudiat Acerdoune					
Résistance de traction f t	600,6	158,13	400,60	800,60	normal
Cohésion C	150	79,05	50	250	normal
Coefficient de frottement tan ϕ	0,83	0,158	0,63	1,03	normal
Niveau Normal de Retenue	111	17,39	89	133	normal
Hauteur des sédiments	60	7,91	50	70	normal
Coefficient d'efficacité du drain	0,67	0,0158	0,65	0,69	normal
HPGA	0,25	0,0158	0,23	0,27	normal
Barrage Beni Haroun					
Résistance de traction f t	600,6	216,64	300	900	normal
Cohésion C	150	79,065	50	250	normal
Coefficient de frottement tan ϕ	0,83	0,158	0,63	1,03	normal
Niveau Normal de Retenue	101,7	1,581	99,7	103,7	normal
Hauteur des sédiments	34,7	1,58	32,7	36,7	normal
Coefficient d'efficacité du drain	0,67	0,0158	0,65	0,69	normal
HPGA	0,35	0,0158	0,23	0,27	normal
Barrage Hamiz					
Coefficient de frottement tan ϕ	1	0,158	0,8	1,2	normal
Niveau Normal de Retenue	35	1,58	33	37	normal
Hauteur des sédiments	20	3,16	16	24	normal
L'intensité de glace	150	4,18	143	152	normal
HPGA	0,25	0,0158	0,23	0,27	normal
Barrage Cheurfa II					
Résistance de traction f t	4500	158,11	4300	4700	normal
Cohésion C	145	1,1581	143	147	normal
Coefficient de frottement tan ϕ	0,7	0,0158	0,68	0,72	normal
Niveau Normal de Retenue	69,6	1,58	67,6	71,6	normal
Hauteur des sédiments	34,5	1,58	32,5	36,5	normal
HPGA	0,35	0,0158	0,33	0,37	normal