

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Evaluation des fonctions de vulnérabilité sismique pour un type de barrage en Algérie..

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 8-0002-19

APA Citation ( APA توثيق ):

Hebbouche, Abdelhamid. (2019). Evaluation des fonctions de vulnérabilité sismique pour un type de barrage en Algérie. [Thèse de doctorat, 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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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 بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مباحث، مقالات، دوريات، 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.



Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics  
National School of Built and Ground Works Engineering  
Francis Jeanson

Direction Post-Graduation & Recherche Scientifique

# Thèse de Doctorat

Option : **Génie Civil**

**HEBBOUCHE Abdelhamid**

Magister en Génie Civil

Diplômé de l'université Saad Dahlab de Blida

Intitulé de la Thèse

**EVALUATION DES FONCTIONS DE VULNERABILITE  
SISMIQUE POUR UN TYPE DE BARRAGE EN ALGERIE**

Devant le jury composé de :

Dr. F. MEKIDECHE-CHAFA	Professeur, ENSTP, Alger	Présidente
Dr. M. K. MIHOUBI	Professeur, ENSH, Blida	Examineur
Dr. R. TALEB	MCA, UB1, Blida	Examineur
Dr. Y. MEHANI	Directeur de Recherche, CGS	Examineur
Dr. F. FEDGHOUCHE	MCA, ENSTP, Alger	Examineur
Dr. M. AMIEUR	MCA, ENSTP, Alger	Examineur
Dr. M. BENSABIB	Professeur, GITRAMA, Alger	Directeur de Thèse
Dr. H. MROUEH	Professeur, U. Lille1, France	Invité



## **REMERCIEMENT**

En premier lieu, je voudrais exprimer ma gratitude à mon directeur de thèse, Mahmoud BENSAIBI, Cadre dirigeant à la GITRAMA (Groupe d'Infrastructure de Travaux Maritimes), pour m'avoir encadré et dirigé avec sérénité et détermination afin de mener à bien ma thèse de doctorat. Je lui dois tout mon respect et gratitude et je lui dis tout simplement Merci.

J'adresse mes profonds remerciements à Monsieur Hussein MROUEH, Professeur au laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, LGCgE, à l'Université de Lille1, France, pour avoir bien accepté de me co-encadrer. Je le remercie aussi pour sa disponibilité, ses conseils et encouragements qui m'ont été d'une aide précieuse pendant mes travaux de thèse. Je lui en suis profondément reconnaissant.

Je voudrais remercier, Monsieur le Ministre Belkacem SAHLI, qui n'a ménagé aucun effort pour m'aider et encourager et dont la longue expérience m'a été d'un apport inestimable.

Je remercie respectueusement, Madame la Présidente du jury Fawzia MEKIDECHE-CHAFRA, Professeur à l'ENSTP, pour avoir bien voulu accepter de présider le jury et de n'avoir ménagé aucun effort pour faire aboutir la soutenance de cette thèse. Je lui transmets toute ma reconnaissance.

Je suis reconnaissant à Monsieur Mustapha Kamel MIHOUBI, Professeur à l'École Nationale Supérieure d'Hydraulique (Blida), pour l'enthousiasme qu'il a porté à mes travaux, et pour avoir accepté d'être examinateur de ma thèse. Je le remercie également d'avoir pris le temps de me rencontrer pour me faire part de ses remarques.

Mes vifs remerciements s'adressent particulièrement à Monsieur Rafik TALEB, Maître de Conférences « A » à l'Université de Blida 1, pour avoir accepté de donner un peu de son temps pour examiner et commenter cette thèse.

J'exprime ma gratitude à Monsieur Youcef MEHANI, Directeur de Recherche au Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), pour avoir accepté d'examiner mon travail de thèse, et pour le temps précieux qu'il a su consacrer à cette tâche.

Mes vifs remerciements s'adressent particulièrement à Monsieur Ferhat FEDGHOUCHE, Maître de conférences « A » à l'ENSTP, pour avoir accepté de donner un peu de son temps pour examiner et commenter cette thèse.

Je voudrai également adresser mes remerciements distingués à Monsieur Mohamed AMIEUR, Maître de conférences « A » à l'ENSTP, de m'avoir fait l'honneur d'accepter d'examiner mon travail.

J'exprime ma reconnaissance à mes collègues qui m'ont apporté leur aide et m'ont soutenu tout au long de mon travail, en particulier, Mohamed BENSALAH, Lyes BAL, Ahmed HADJ SADOK, Omar KHODJET-KESBA, Mohamed ABDELI.

Je tiens à remercier singulièrement, Monsieur Abdelghani SEGHIR, Maître de conférences à l'université de Bejaia, pour sa disponibilité et son aide précieuse.

Ma reconnaissance aussi à tous ceux qui ont contribué d'une manière ou d'une autre à mes travaux de recherche.

En dernier, j'exprime toute ma reconnaissance et ma gratitude à mon défunt père, ma mère, mon épouse, mes enfants, mes frères et mes sœurs pour leur soutien inaltérable.

## DEDICACE

*A la mémoire de mon père,*

*A ma mère,*

*A ma femme et mes chers enfants,*

*A mes sœurs et mes frères,*

*A mes beaux-parents, beaux-frères et belles-sœurs,*

*A tous mes amis.*

## RESUME

De nombreux barrages, en Algérie, sont en béton. Ils sont en général situés dans des zones à forte sismicité. Il est donc indispensable de pouvoir estimer le taux de dommage de ces barrages en cas d'un tremblement de terre d'une intensité donnée. À cet effet, une étude sur le barrage-poids d'Oued El Fodda, situé dans la wilaya de Chlef est réalisée. La méthode des éléments finis est utilisée pour modéliser ce barrage et prendre en compte les différentes interactions entre le barrage, le réservoir et la fondation. Les courbes de fragilité sont ensuite générées à l'aide d'analyses dynamiques temporelles non linéaires afin d'évaluer quatre états limites d'endommagement : la rupture du matériau béton (au niveau du couronnement du barrage), le glissement à l'interface barrage-fondation, le déplacement au sommet du barrage et la rupture du matériau béton (au niveau du talon du barrage). Les incertitudes associées aux paramètres de modélisation et à la sollicitation sismique sont incluses dans l'analyse de fragilité et ces sources d'incertitudes et sont propagées à l'aide d'une méthode d'échantillonnage. Une étude de sensibilité est également réalisée afin de déterminer les paramètres de modélisation ayant une influence significative sur la réponse sismique de la structure.

**Mot clés :** courbes de fragilité, tremblement de terre proches-lointains, barrage poids en béton, analyse de sensibilité, vulnérabilité sismique.

## ABSTRACT

Many dams in Algeria are made of concrete and are usually located in areas prone to seismicity. It is therefore essential to estimate the rate of damage to the dams in case of an earthquake of a given intensity. To do this a study on the gravity dam of Oued El Fodda, located in the region of Chlef is performed. The finite element method is used to model the dam and take into account the different interactions between the dam, the reservoir and the foundation. The fragility curves are then generated using nonlinear temporal dynamics analyzes to assess four limit states damage: the fracture of the material concrete (at the top of the dam), the slip at the dam-foundation interface. The displacement at the top of the dam and the fracture of the material concrete (at the dam heel). The uncertainties associated with the modeling parameters and seismic load are included in the fragility analysis and fragility of these sources of uncertainty are propagated using a sampling method. A sensitivity analysis was also conducted to assess the model parameters that have significant influence on the seismic response of the structure.

**Keywords** : fragility curves, near-far faults earthquake, concrete gravity dam, sensitivity analysis, seismic vulnerability.

## ملخص

العديد من السدود في الجزائر، هي سدود مبنية بالخرسانة، وهي تقع عادة في مناطق زلزالية. ولذا فمن الضروري تقدير نسبة الأضرار التي يمكن أن تلحق بهذه السدود في حالة وقوع زلزال ذو شدة معينة. لذا قمنا بدراسة سد واد الفضة، الذي يقع في ولاية الشلف. وقد تم استخدام طريقة العناصر المنتهية لهذا السد لأخذ بعين الاعتبار التفاعلات المختلفة بين السد والخزان والأساس. ثم تم إنشاء منحنيات الهشاشة باستخدام التحليلات الديناميكية الزمنية الغير الخطية، لتقييم أربع مراحل نهائية للضرر: انهيار مادة الخرسانة (في الجزء العلوي من السد)، والانزلاق في : واجهة السد - الأساس، والتحرك في الجزء العلوي من السد، و انهيار مادة الخرسانة (في كعب السد). عدم اليقين المرتبطة بمعلمات النمذجة و التوتر الزلزالي تم تضمينها في تحليل الهشاشة، و هذه المصادر من عدم اليقين تم نشرها باستخدام طريقة أخذ العينات. وقد أجري تحليل حساسية أيضا لتحديد معالم النموذج التي يكون لها تأثير كبير على السلوك الزلزالي للبنية أو السد.

**كلمات المفاتيح :** منحنيات الهشاشة، زلزال قريب – زلزال بعيد، السد الخرساني، تحليل حساسية، الضعف الزلزالي.

# TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE.....	19
CHAPITRE 1: ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE .....	22
1.1. Introduction.....	22
1.2. Généralité sur les Barrages.....	22
1.2.1. Différents types de barrage en Béton.....	23
1.2.2. Présentation des barrages poids en béton .....	27
1.2.3. Caractéristiques des barrages poids en béton .....	28
1.3. Comportement structurel d'un barrage et performance aux états limites .....	30
1.4. Performance des barrages poids.....	31
1.5. Surveillance et Sécurité des Barrages en Béton.....	33
1.5.1. Auscultations des Barrages .....	37
1.6. Impact de la sismicité sur les barrages-poids.....	39
1.7. Comportement Sismique des barrages-poids en Béton.....	41
1.7.1. Méthodes d'analyse sismique.....	41
1.8. Méthodes d'évaluation de la sécurité.....	42
1.9. Courbes de Fragilité .....	45
1.9.1. Courbes de fragilité basées sur le jugement d'experts .....	46
1.9.2. Courbes de fragilité empiriques .....	46
1.9.3. Courbes de fragilité analytiques .....	47
1.10. Développement des courbes de fragilité analytiques .....	49
1.10.1. Méthode du modèle de la demande sismique.....	49
1.10.2. Méthode du maximum de vraisemblance.....	51
1.10.3. Méthode d'Échantillonnage avec normalisation de l'intensité sismique .....	52
1.11. Courbes de Fragilité dans le Domaine des Barrages.....	54
1.12. Conclusion .....	58

CHAPITRE 2 :HYPOTHESES DE CALCUL POUR LA MODÉLISATION DU BARRAGE POIDS EN BÉTON .....	59
2.1. Introduction .....	59
2.2. Zone d'étude.....	59
2.3. Description du Barrage d'Oued El Fodda.....	61
2.4. Critères de rupture.....	62
2.4.1. Modèle d'endommagement et de plasticité pour le béton.....	62
2.4.2. Critère de rupture pour la fondation .....	63
2.5. Conclusion .....	65
CHAPITRE 3 : ÉTUDE DYNAMIQUE DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION-RÉSERVOIR .....	67
3.1. Introduction .....	67
3.2. Analyse Sismique d'un Barrage-Réservoir .....	67
3.2.1. Logiciel "ABAQUS" .....	67
3.2.2. Présentation générale d'ABAQUS.....	68
3.2.3. Model de la surface de contact .....	69
3.3. Interaction barrage-eau-fondation .....	69
3.3.1. Mécanisme d'entré du séisme .....	76
3.4. Modèle du corps rigide.....	76
3.5. Modèle linéaire du barrage poids .....	78
3.5.1. Description du modèle.....	78
3.5.2. Réponse structurelle .....	79
3.6. Modèle non linéaire .....	83
3.6.1. Description du barrage d'Oued el Fodda .....	83
3.6.2. Hypothèses de modélisation.....	84
3.6.3. Modèle numérique.....	85
3.6.4. Réponses sismiques du barrage soumis à des tremblements de terre proche et lointain .....	85
3.6.5. Propriétés des matériaux .....	87
3.6.6. Analyse sismique.....	88
3.7. Résultats et discussion .....	88
3.7.1. Déplacements .....	88
3.7.2. Contraintes normales.....	91

3.8. Conclusion .....	95
CHAPITRE 4: MODELISATION DE LA FRAGILITE .....	96
4.1. Introduction .....	96
4.2. Estimation de la probabilité de sécurité .....	96
4.3. Modélisation de la fragilité .....	97
4.4. Les dommages structurels (DS). .....	100
4.5. Analyse modale du barrage d'Oued El Fodda .....	101
4.5.1. Enregistrements des tremblements des terres.....	102
4.5.2. Courbes de capacité analytiques.....	104
4.6. Variables aléatoires .....	110
4.7. Méthode d'Échantillonnage par Hypercube Latin .....	111
4.8. Analyses de la fragilité.....	113
4.8.1. Dommage structurel (DS1) .....	113
4.8.2. Dommage structurel (DS2) .....	115
4.8.3. Dommage structurel (DS3) .....	116
4.8.4. Dommage structurel (DS4) .....	118
4.9. Études de la sensibilité.....	119
4.10. Conclusion .....	122
CONCLUSION GENERALE.....	123
ANNEXE 1 : Modèle « Concrete Damaged Plasticity » (CDP).....	126
ANNEXE 2 : Critère de Mohr-Coloumb.....	131
REFERENCES.....	134

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1: Les différents types de barrage en béton.....	23
Figure 1.2: Coupe transversale d'un barrage poids en béton .....	24
Figure 1.3: Différents types de barrages à contreforts .....	25
Figure 1.4: Barrage à contre fort .....	26
Figure 1.5: Coupe transversale d'un barrage-voûte .....	26
Figure 1.6: Les différentes charges agissant sur un barrage poids en béton .....	29
Figure 1.7 : Programme de sécurité des Barrages.....	35
Figure 1.8 : Le cycle des activités routinières et continues de sécurité de barrages.....	36
Figure 1.9 : La surveillance des barrages.....	37
Figure 1.10 : Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan). Rupture au droit de la faille.....	40
Figure 1.11 : Exemple de courbe de fragilité.....	45
Figure 2.1 : Représentation de la période de retour et la probabilité de non dépassement pour une période de temps $T=100$ années pour la région de Chellif.....	61
Figure 2.2 : Vue du barrage-poids en Béton d'Oued El Fodda.....	62
Figure 2.3: Critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	64
Figure 2.4: Le modèle de Mohr-Coulomb le plane déviatorique.....	65
Figure 3.1: Structure d'analyse du code ABAQUS.....	68
Figure 3.2: Modélisation de l'interaction structure-sol par la méthode globale.....	74
Figure 3.3:Modèle à deux paramètres.....	74
Figure 3.4:Les dimensions du barrage d'Oued El Fodda.....	78
Figure 3.5: Modèle du barrage SAP2000.....	80
Figure 3.6: Déplacements horizontaux en crête : a) cas 1, b) cas 2, c) cas 3 et d) cas 4.....	82

Figure 3.7: Contrainte maximale au pied amont du barrage : a) cas 01 et b) cas 04.....	82
Figure 3.8: Effort tranchant à la base du barrage : a) cas 01 et b) cas 04.....	83
Figure 3.9: Détail géométrique du système barrage-fondation.....	83
Figure 3.10: Vue du barrage-poids en Béton d'Oued El Fodda.....	84
Figure 3.11: Modélisation du système barrage-fondation.....	85
Figure 3.12: L'accélération proche et son spectre de réponse du séisme de Kocaeli Izmit 1999.....	86
Figure 3.13: L'accélération lointaine et son spectre de réponse du séisme de Northridge 1994.....	86
Figure 3.14: Déplacement horizontal au sommet du barrage sans interaction barrage-réservoir-fondation.....	89
Figure 3.15: Déplacement horizontal au sommet du barrage avec interaction barrage-réservoir-fondation.....	90
Figure 3.16: Évolution de la contrainte normale $\sigma_{11}$ au niveau du pied amont et aval du barrage sans interaction barrage-réservoir-fondation.....	91
Figure 3.17: Évolution de la contrainte normale $\sigma_{22}$ au niveau du pied amont et aval barrage sans interaction barrage-réservoir-fondation.....	92
Figure 3.18: Évolution de la contrainte normale $\sigma_{11}$ au niveau du pied amont et aval du barrage avec interaction barrage-réservoir-fondation.....	93
Figure 3.19: Évolution de la contrainte normale $\sigma_{22}$ au niveau du pied amont et aval du barrage avec interaction barrage-réservoir-fondation.....	94
Figure 4.1: Fragilité pour différents Dommages Structurels (DS).....	99
Figure 4.2: Transformée de Fourier.....	103
Figure 4.3: Courbe de capacité analytique.....	104
Figure 4.4: Courbe de Capacité: Effort tranchant à la base du barrage-Déplacement (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain.....	106

Figure 4.5: La courbe de Capacité: Contrainte au talon du barrage-déformation (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain.....	107
Figure 4.6: La procédure de calcul des courbes de fragilité analytiques.....	112
Figure 4.7: Courbes de fragilité sismiques pour DS1 contrainte de traction au cou du barrage (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain.....	114
Figure 4.8: Courbes de fragilité sismiques pour DS2 glissement à l'interface barrage-fondation (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain.....	116
Figure 4.9: Courbes de fragilité sismiques pour DS3 déplacement au sommet du barrage (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain.....	117
Figure 4.10: Courbes de fragilité sismiques pour DS4 contrainte de compression au niveau du talon de barrage (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain....	118
Figure 4.11: L'effet sur le déplacement au sommet du barrage (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain.....	120
Figure 4.12: L'effet sur la contrainte de compression au talon du barrage (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain.....	121

Tableau 2.1: Période de retour moyenne pour des séismes de magnitude de 5,0 à 7,5 .....	60
Tableau 3.1: Caractéristiques mécaniques et géométriques du barrage d'Oued el Fodda...	79
Tableau 3.2: Différents cas d'études.....	79
Tableau 3.3: Périodes propres en (s).....	80
Tableau 3.4: Les tremblements de terre sélectionnés pour les analyses.....	86
Tableau 3.5: Valeurs des premières fréquences naturelles du système barrage- fondation.....	87
Tableau 4.1: Les cinq premières fréquences naturelles du système barrage-fondation....	102
Tableau 4.2: Les propriétés des tremblements de terre proches sélectionnés.....	102
Tableau 4.3: Les propriétés des tremblements de terre lointains sélectionnés.....	103
Tableau 4.4: Les trois fréquences fondamentales des séismes proches.....	104
Tableau 4.5: Les trois fréquences fondamentales des séismes lointains.....	104
Tableau 4.6: Les valeurs des dommages structurels.....	108
Tableau 4.7 : Les valeurs des états limites pour les séismes proches.....	109
Tableau 4.8 : Les valeurs des états limites pour les séismes lointains.....	109
Tableau 4.9 : Variables aléatoires.....	110

## Liste des symboles

### Notations

DS	Niveau de dommages
IM	Mesure d'intensité sismique
$P[IM = y]$	Probabilité d'occurrence du niveau d'intensité sismique $y$ ,
$P[LS IM = y]$	Probabilité conditionnelle d'atteindre un état limite d'endommagement en fonction de l'intensité sismique $y$ ,
LS	Représente l'état limite d'endommagement,
Sa(T1)	Période fondamentale
$C$	Capacité structurale
$D$	Demande structurale
$P_f$	Probabilité de rupture
$\mathbf{X}$	Variabes (aléatoires ou déterministes)
$\Phi(\cdot)$	Intégrale de la fonction de densité normale
$y$	Variable de demande ou de contrôle
$m_R$	Médiane de la capacité
$\beta_R$	Écart-type logarithmique de la capacité
$\beta_{RR}$	Incertitude aléatoire
$\beta_{RU}$	Incertitude épistémique
SC	Médiane de la capacité structurale
SD	Médiane de la demande sismique
$\beta_D$	Écart-type logarithmique de la demande
$\beta_C$	Écart type logarithmique de la capacité
SD	Réponse maximale,
a, b	Constantes spécifiques à la zone d'étude
N	Nombre total d'échantillons simulés
$n_f$	Nombre d'échantillons ayant atteint l'état limite
$m$	Nombre de niveaux d'intensité
$n_i$	Nombre d'échantillons total au niveau $i$
$z_i$	Nombre d'échantillons ayant atteint l'état limite au niveau $i$
$y_i$	Niveau d'intensité $i$
n	Rang de l'échantillon
$k, \lambda$	Coefficients
$\tau$	Contrainte de cisaillement
$\sigma$	Contrainte normale
c	Cohésion de la matière
$\phi$	Angle de frottement du matériau
S	Contrainte de cisaillement maximale
$\sigma_m$	La moyenne des contraintes principales
M	matrice de masse
C	matrice d'amortissement
K	matrice de rigidité

$r$	Vecteur des déplacements des points nodaux
$a(t)$	Accélération du sol au champ-libre
$R(t)$	Vecteur de la force inclut les forces hydrodynamiques
$p(x,y,t)$	Pression hydrodynamique
$C_w$	Vélocité du son dans l'eau
$K$	Module du corps
$\rho_w$	Densité de l'eau
$ru(t)$	Déplacements horizontaux des nœuds sur la face amont du barrage
$rv(t)$	Déplacements verticaux des nœuds sur le réservoir
$q$	Coefficient d'amortissement du réservoir
$\alpha$	Coefficient de réflexion d'onde
$m_{ai}$	Masse ajoutée au nœud $i$
$A_i$	Aire d'eau tributaire au nœud $i$
$h$	Hauteur du barrage
$z$	niveau du réservoir
$e$	Distance entre le point d'application de la résultante et le pied aval du barrage
$M$	Moment autour du pied aval du barrage
$V$	Efforts horizontaux du cisaillement
$\tau_u$	Efforts de cisaillement aux faces amont du barrage
$\tau_d$	Efforts de cisaillement aux faces aval du barrage
$P_w$	Pression hydrostatique maximale à la face amont du barrage
$\Phi_u, \Phi_d$	Angles entre l'inclinaison de la face amont et aval par rapport à la verticale.
$\rho_b$	Masse volumique du béton
$\nu$	Coefficient de Poisson
$E$	Module d'Young du béton
$H_b$	Hauteur du barrage
$L_b$	Largeur du barrage à la base
$H_c$	Hauteur de la crête
$L_c$	Largeur de la crête
$\rho$	Masse volumique de fluide
$\sigma_{11}$	Contraintes normales au niveau du pied amont du barrage
$\sigma_{22}$	Contraintes normales au niveau du pied amont du barrage
$Y$	Vecteur de variables aléatoires
$\theta$	Vecteur de paramètres de la fragilité
$\beta, \alpha$	Indices de fiabilité
$X_i, Y$	Variations aléatoires et
$X_{\setminus i}$	Covariance
$\hat{\rho}$	Coefficient de corrélation partielle
$e_{X_i.X_i}$	Résidu de prédiction de $X_i$ par $X \setminus i$
$e_{Y.X_i}$	Résidu de prédiction de $Y$ par $X \setminus i$
$\hat{X}_i, \hat{Y}$	Variations de régression

## **Abbréviations**

MCE	Maximum Credible Earthquake ou séisme maximal probable
ICOLD	International Commission on Large Dams
CIGB	Commission Internationale des Grands barrages
VTA	Visites Techniques Approfondies
APR	Accélérations de Pointe au Rocher
CQ	Combinaison quadratique
CQC	Combinaison quadratique complète
PRA	Probabilistic Risk Assessment ou analyse probabiliste du risque
FORM	First Order Reliability Method ou méthode de fiabilité du premier ordre
SORM	Second Order Reliability Method ou méthode de fiabilité du second ordre
MCS	Monte Carlo Simulation ou méthode d'échantillonnage Monte-Carlo
LHS	Latin Hypercube Sampling ou méthode d'échantillonnage par l'Hypercube Latin
RSM	Response Surface Method ou méthode de la surface de réponse
PSDM	Probabilistic Seismic Demand Model
IDA	Incremental Dynamic Analysis
PSHA	Probabilistic Seismic Hazard Analysis ou Analyse de l'aléa sismique
S.M.H.V	Séisme Maximal à l'Historiquement Vraisemblable
S.M.S	Séisme Majoré de Sécurité
CDP	Concrete Damaged Plasticity

# **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Les barrages sont des ouvrages stratégiques dans le sens où ils jouent un rôle important dans le développement économique d'un pays notamment pour les régions où ils sont implantés et par leur impact de développement économique agricole ou industriel. Tout en respectant les considérations environnementales et écologiques, leur performance sécuritaire demeure une exigence primordiale. Lors de la conception et de la réalisation d'un barrage, un certain nombre de coefficients de sécurité sont pris en compte afin d'éviter que le barrage ne rompt sous différents types de chargements (hydrostatique, poussée de terres, séismes, etc.) car la rupture d'un barrage peut causer des dégâts importants aussi bien en vies humaines qu'en pertes économiques. Statistiquement, les défaillances des barrages ont été beaucoup moins nombreuses que ceux des autres types de structures. Cependant, dans de nombreux cas, leur défaillance a eu des conséquences désastreuses. D'ailleurs, la surveillance d'un barrage dure tout le long de son exploitation. Or un barrage comme tout ouvrage de génie civil peut être vulnérable à l'action sismique, surtout si ce dernier est implanté dans une zone à forte sismicité.

La défaillance d'un barrage peut avoir lieu par diverses causes, parmi ces dernières les séismes, ces événements ont montré que le risque sismique demeure une sérieuse menace pour tous les barrages tous types confondus. Les barrages-poids doivent résister aux effets des séismes les plus forts attendus sur leurs sites. Au cours de ces dernières années, un nombre croissant de barrages ont été équipés d'accéléromètres pour fortes secousses. Par exemple au Japon, 1152 appareils pour fortes secousses ont été installés sur les 413 barrages et ils ont déjà fourni des informations utiles sur le comportement des barrages lors de tremblements de terre, ainsi que les dangers sismiques sur les sites des barrages.

En Algérie, de nombreux barrages et ouvrages hydrauliques ont été construits dans des zones de forte sismicité et près des régions avec une concentration de population élevée.

Dans cette optique, et afin de minimiser les risques et d'améliorer la sécurité sismique de ces ouvrages, plusieurs améliorations dans les domaines de la sismologie et du génie parasismique ont eu lieu au cours des dernières années ou elles font encore l'objet de recherche.

A ce titre, l'évaluation du risque de défaillance par les méthodes probabilistes est beaucoup plus appropriée afin de dégager les priorités de mesures d'intervention, de réhabilitation et de mitigation. Actuellement, les méthodes d'évaluation probabilistes sont très peu utilisées dans le domaine des barrages. En effet, bien que quelques exemples soient disponibles aux États-Unis, les courbes de fragilité n'ont jamais été utilisées en Algérie pour l'évaluation d'une structure hydraulique. À cet effet, notre travail de recherche contribuera donc à mettre en place cet outil d'évaluation dans un contexte Algérien. Par ailleurs, les études de fragilité sur les barrages sont actuellement dans un état primitif et sont peu communes dans la littérature. Par ailleurs, dans la littérature, il est important de signaler qu'il y a eu peu de travaux, dans le domaine des ouvrages hydrauliques, destinés à calculer la vulnérabilité sismique des barrages poids.

Notre recherche consiste donc à déterminer, de façon probabiliste, la vulnérabilité sismique de barrage-poids en béton à l'aide des courbes de fragilité.

Ce travail de recherche porte sur un barrage en particulier, le barrage-poids d'Oued el Fodda, situé à la Wilaya de Chlef.

L'objectif de ce travail consiste à mettre au point une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité sismique des barrages poids en béton en Algérie. A cet effet, les principales tâches à réaliser sont :

1. Établir un modèle numérique décrivant de façon adéquate le comportement dynamique du barrage-poids d'Oued el Fodda.
2. Établir une méthodologie pour développer des courbes de fragilité analytiques applicables aux barrages-poids en béton.
3. Générer les courbes de fragilité analytiques pour le barrage-poids d'Oued el Fodda.
4. Étudier la sensibilité de la réponse sismique du système barrage-réservoir-fondation aux paramètres incertains ou aléatoires.

Pour ce faire, nous avons présenté le travail accompli en quatre chapitres :

Le premier chapitre présente une revue de littérature sur les barrages, l'analyse sismique des barrages-poids en béton, sur l'aléa sismique de la région de Cheliff et sur les courbes de fragilité. Les différents types de courbes de fragilité, les méthodes de développement et les quelques exemples disponibles dans le domaine des barrages sont abordés.

Le deuxième chapitre présente une description des modèles de comportement adaptés aux matériaux constitutifs des barrages poids en béton. Face à la complexité de comportement du béton et de la fondation, plusieurs modèles numériques existent dans la littérature. Ce chapitre présente la théorie nécessaire à la compréhension des analyses effectuées dans le cadre de cette thèse. Des modèles constitutifs du béton et de la fondation sont présentés. Ceux-ci permettent de reproduire le comportement élastique et élasto-plastique des deux matériaux utilisés. L'évaluation probabiliste a été utilisée pour calculer l'aléa sismique.

Le troisième chapitre décrit la partie de l'analyse liée à la prise en compte des interactions barrage-sol ainsi que barrage-réservoir. L'interaction sol-structure a été incluse en modélisant le domaine de fondation avec la méthode globale par déconvolution du mouvement sismique. L'interaction barrage-réservoir a été introduite en utilisant un modèle de deux paramètres qui illustre le parcours de l'eau dans le réservoir influençant la réponse dynamique du barrage.

Le quatrième chapitre est réservé à la construction des courbes de fragilité basée sur la méthode d'Echantillonnage Hypercube Latin (*Latin Hypercube Sampling - LHS*), pour définir les différents paramètres nécessaires. Enfin, une analyse de sensibilité a été réalisée pour montrer l'efficacité de la méthode et de l'influence des paramètres considérés.

La thèse est clôturée par une conclusion générale qui retrace les grandes lignes du travail effectué et souligne les différents résultats obtenus, et donne des orientations ou recommandations pour de futurs travaux de recherche.

# CHAPITRE 1

# CHAPITRE 1

## Étude Bibliographique

### 1.1. Introduction

Les barrages sont des ouvrages d'art majeurs conçus avec des technologies faillibles. Bien que les ruptures de barrages soient extrêmement rares, les conséquences sociales et économiques associées à de tels désastres sont énormes. Ainsi, la menace que peut représenter la rupture d'un barrage est à l'origine de tous les efforts mis en place pour assurer la sécurité et la pérennité des ouvrages hydrauliques. Actuellement, les séismes représentent les désastres naturels les plus dévastateurs qui pourraient survenir en Algérie. Étant donné que les tremblements de terre peuvent causer la rupture ou l'endommagement d'un barrage, énormément de recherches ont été consacrées à la compréhension du comportement dynamique des barrages et à l'évaluation de la vulnérabilité de ces derniers à travers le monde.

### 1.2. Généralité sur les barrages

Un barrage est un ouvrage d'art placé en travers d'un cours d'eau, destiné à retenir et stocker de l'eau ou à la dériver. Les techniques de la fin du XIX<sup>ème</sup> et du début du XX<sup>ème</sup> siècle ne permettaient pas l'édification de retenues de grande capacité. Les premiers barrages ont surtout une fonction de dérivation d'une partie de l'eau (écrémage) vers une conduite forcée ou un canal d'irrigation. L'amélioration des techniques et des bétons dans le premier quart du XX<sup>ème</sup> siècle permet d'envisager la réalisation de retenues plus conséquentes, capables de réguler la production hydro-électrique [1,2].

La géologie (nature des roches sur lesquelles sera édifié le barrage, agrégats extraits sur place) et la topographie (largeur de la vallée), exigent le type de barrage utilisé. Les barrages forment avec le terrain sur lequel ils sont construits un ensemble indissociable. À chaque site, un type de barrage, un dimensionnement adapté tant sur le plan technique qu'économique. C'est pourquoi il n'existe pas de barrage type standard. De plus, certains sont formés par la juxtaposition de plusieurs structures différentes justifiées par des caractéristiques de sol de fondation particulières et aussi par des choix économiques [1,2].

Les barrages peuvent être classés en deux groupes :

- Les barrages rigides, en béton ou en maçonnerie.
- Les barrages souples, en enrochement ou en terre.

Les premiers font l'objet de nombreuses méthodes de calcul basées sur la résistance des matériaux et la théorie de l'élasticité notamment [1,2].

Les seconds, et surtout les barrages en terre, sont un des principaux champs d'application de la mécanique des sols [1,2].

### 1.2.1. Différents types de barrage en béton

Dans cette partie nous allons présenter uniquement les différents types de barrages en béton. Les barrages en béton se partagent en trois groupes, figure 1.1 [1,2].

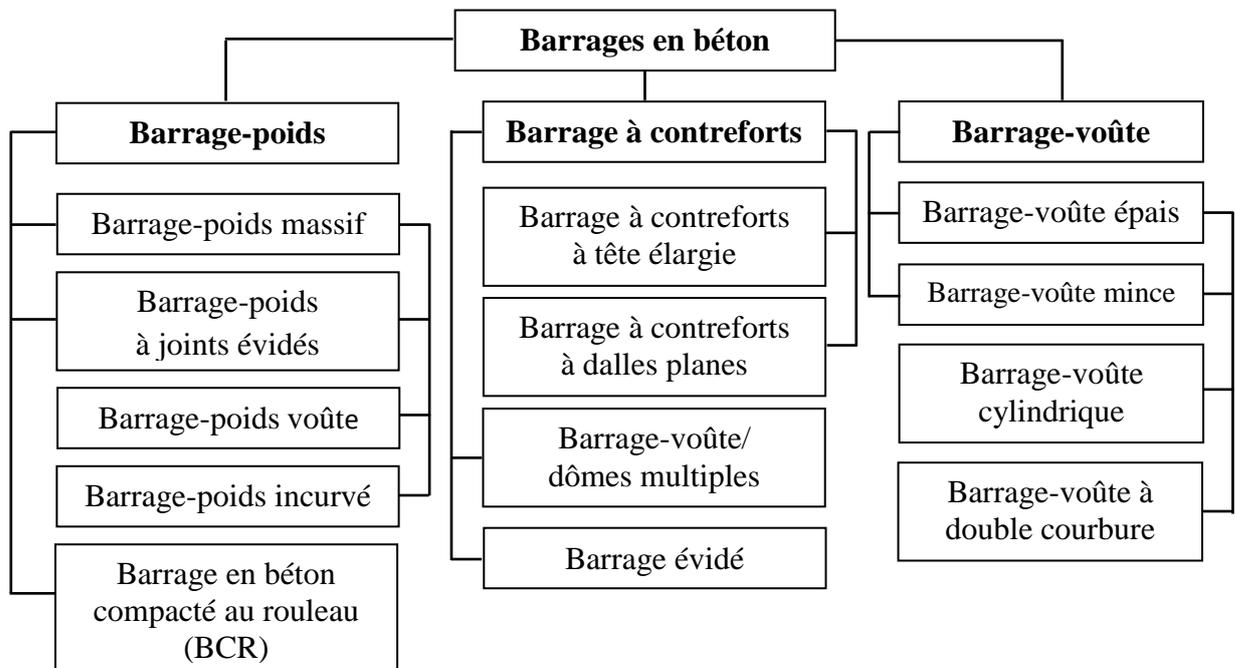


Figure 1.1 : Différents types de barrages en béton.

Nous allons expliciter brièvement chacun des trois groupes. Dans la suite, nous nous intéresserons aux barrages poids en béton.

#### a) Barrages poids

Par leur poids et par leur section trapézoïdale, ils résistent à la poussée de l'eau. Tout comme les barrages en maçonnerie, les barrages en béton sont des ouvrages rigides et en

conséquence leur conception sera aussi conditionnée par la qualité des fondations [1,2]. Les barrages poids en béton sont très proches mécaniquement des barrages en maçonnerie [1,2]. Seul le poids en effet résiste, à la poussée hydrostatique, à la poussée des sédiments et aux sous-pressions. Celles-ci ont une action déstabilisatrice très importante et il conviendra de les diminuer à l'aide de dispositifs tels que rideaux d'injection et galeries de drainage, figure 1.2 [1,2].

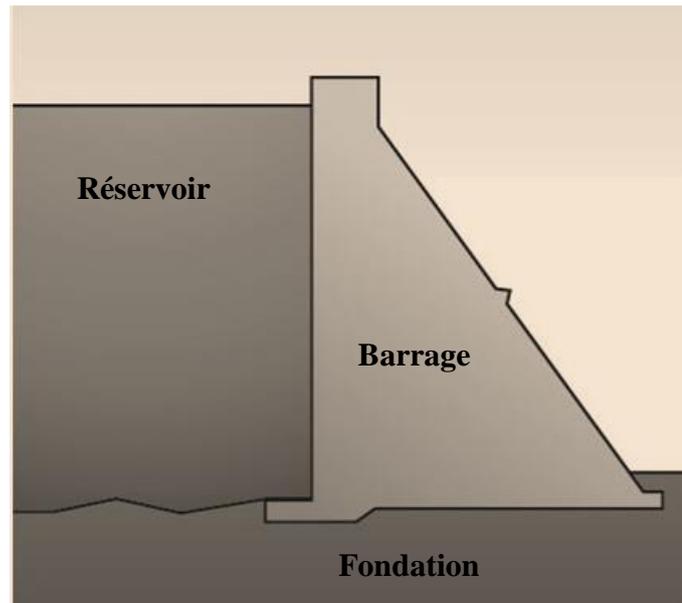


Figure 1.2 : Coupe transversale d'un barrage poids en béton

Les profils adoptés pour ces ouvrages sont bien souvent un compromis technico-économique découlant directement des calculs de stabilité [1,2]. De plus, nous évitons autant que possible les formes complexes qui entraînent une augmentation inutile du coût de coffrages [1,2].

Enfin, pour améliorer l'étanchéité du contact béton fondation et la résistance au glissement, il sera souvent bénéfique de réaliser une clé d'ancrage armée [3]. Les barrages-poids, de forme massive et triangulaire, résistent à la poussée de l'eau grâce à leur poids [1,2].

### **b) Barrages à contreforts**

Ils sont composés d'un voile en béton armé et d'une série de contreforts destinés à reprendre la poussée de l'eau et à la transmettre à la fondation [1,2].

Il est constitué :

- D'une série de murs parallèles, généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés (les contreforts);
- D'une bouchure entre les contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau. Il est bien adapté aux vallées larges avec une fondation rocheuse de bonne qualité [4,5].

Dans des vallées plus larges où le barrage-poids supposerait des volumes de béton trop importants et où le barrage voûte ne serait pas réalisable, il est possible de construire des barrages à contreforts, par ailleurs ces derniers sont beaucoup moins sensibles aux sous-pressions que le barrage-poids, mais plus fragiles, figure 1.3 [1,2].

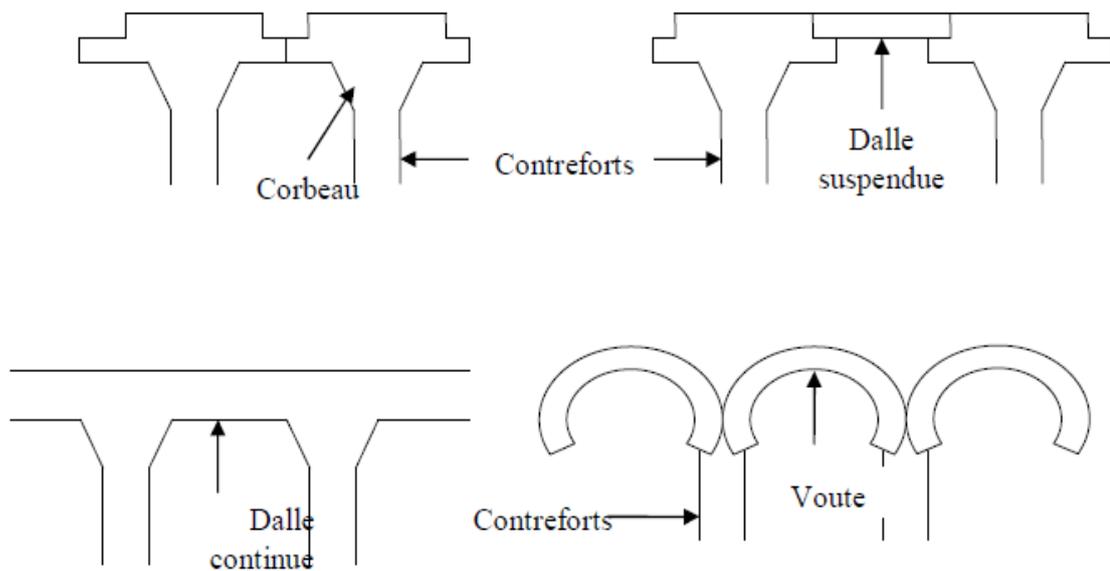


Figure 1.3 : Différents types de barrages à contreforts

Dans ce type d'ouvrages, l'étanchéité est assurée par le voile en béton armé situé en amont et la stabilité vis à vis de la poussée de l'eau par les contreforts [3]. Il faut noter que la stabilité est améliorée en donnant un fruit (pente) de 0,5 à 1/1 au voile, car la poussée de l'eau comporte alors une composante verticale dirigée vers le bas [1,2].

Le voile peut être conçu de plusieurs façons figure 1.4 [1,2] :

- Solidaire des contreforts avec parement amont plan, les diverses sections de voile sont liées aux contreforts et fonctionnent en consoles courtes.
- Constitué d'une dalle posée aux extrémités sur les têtes des contreforts, le voile travaille en flexion comme une poutre posée sur deux appuis simples aux extrémités.

- Solidaire des contreforts avec parement amont cylindrique, cette disposition massive facilite la transmission de la poussée au contrefort.
- Constitué d'une voûte de faible portée et donc de faible épaisseur s'appuyant sur les contreforts.

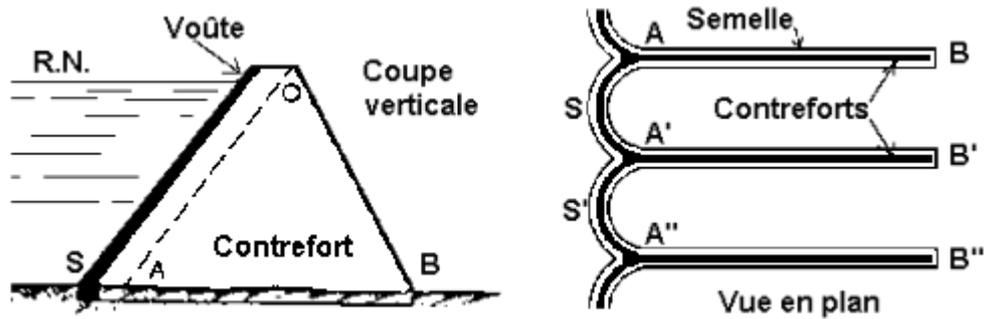


Figure 1.4 : Barrage à contre fort

### c) Barrages voûtes

Ils résistent à la poussée de l'eau par leur forme qui leur permet de répercuter la poussée hydrostatique sur la fondation par des arcs travaillant en compression. La voûte des ouvrages de faible hauteur, peut être très mince et présente une simple courbure [1]. Ils sont généralement en béton dont la forme courbe permet le report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée [1]. Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite, figure 1.5.

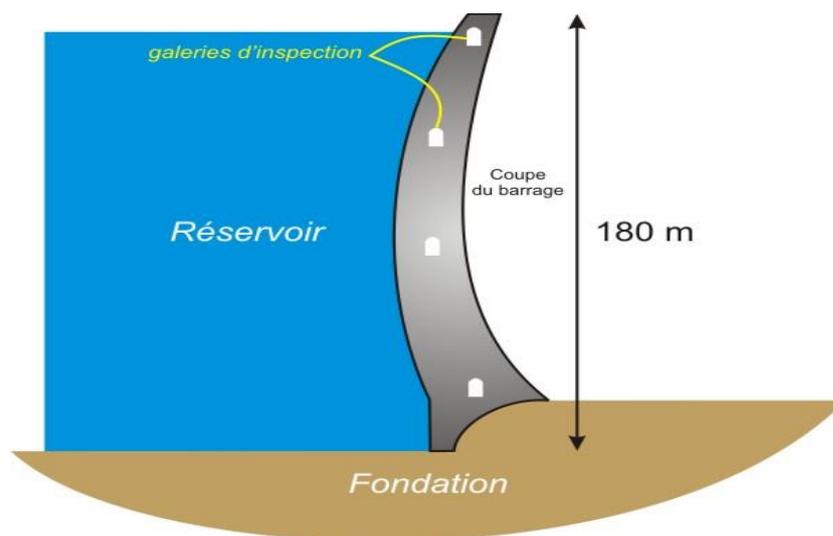


Figure 1.5 : Coupe transversale d'un barrage-voûte

Les barrages-voûtes sont en effet peu employés pour les retenues de petite hauteur. Les conditions pour adopter une telle solution sont par ailleurs assez strictes. En effet, la construction d'un barrage-voûte n'est envisagée que lorsque la vallée est étroite et rocheuse [3]. La qualité mécanique de la fondation est à vérifier scrupuleusement, sa rigidité doit être suffisante pour que les arcs trouvent leurs appuis en première approximation. Le module de déformation du rocher ne doit pas dépasser 4 ou 5 GPa [1]. Mais elle devra également ne pas se rompre sous l'effet des contraintes élevées transmises par la voûte. Le choix d'un barrage-voûte est donc à réserver à des situations géomorphologiques bien particulières.

Cependant, lorsqu'elles sont réunies, c'est une solution qui peut être économiquement viable en regard des quantités de matériaux nécessaires à la réalisation d'un ouvrage poids [3]. En outre, face aux incertitudes hydrologiques, ce type de construction supporte des submersions [3].

### **1.2.2. Présentation des barrages poids en béton**

Les barrages poids en béton sont des structures massives avec un profil de formes variées composées par des plots monolithiques rigides concomitants (12 – 15 m). À l'exception du barrage voûte, son axe non courbé est dirigé d'une extrémité à une autre. La stabilité structurelle d'un barrage poids en béton est assurée par son poids propre. Contrairement aux autres barrages en béton (par exemple, barrage contrefort, voûte et coupole), son emprise relativement large, réduit les contraintes sur la fondation. La construction est réalisée en versant le béton par série de couches de (0.3 – 3 m) de hauteur, dépendant des dimensions du barrage, et de la méthode de construction, créant ainsi des joints de construction entre les plots monolithiques. Le déversoir est l'ouvrage le plus répandu des barrages poids en béton, dont le rôle est d'évacuer sans risque l'eau pendant les inondations, lorsque le plan d'eau du réservoir dépasse le Niveau Normal de Retenue (NNR). Des dispositifs supplémentaires pour les barrages poids en béton sont nécessaires pour leur sécurité. Des opérations de mise en fonctionnement et une maintenance efficace incluent : [conduites forcées, soupapes, et vannes associés, galeries internes et les puits, batardeaux de dérivation lors de la construction de l'ouvrage], rideau d'injection (*cut-offs*), tuyaux de drainage et des rideaux d'injection (pour réduire l'infiltration sous et autour du barrage).

Les barrages poids en béton présentent environ 10 % du nombre total du parc des barrages en Algérie dépassant les 15m de hauteur [6].

### **1.2.3. Caractéristiques des barrages poids en béton**

Un barrage est conçu pour dériver, retenir et stocké de l'eau, sans risque durant la période de sa vie. Cela veut dire qu'il doit conserver son intégrité structurelle face à un éventail risque ou conditions de chargement qui surviennent pendant sa construction, opération normale, ou événements environnementaux extrêmes. Comme tous les autres barrages, les barrages poids en béton sont conçus pour rester opérationnel sous des conditions normales, et peuvent subir des dommages minimes sous des conditions exceptionnelles, et à l'abri de la perte totale de l'ouvrage sous des événements extrêmes. La contrainte fondamentale que subit un barrage poids en béton survient de la variation de la pression hydrostatique qui se produit durant des événements hydrologiques, associée avec la pression hydrostatique maximale, et les forces de soulèvement considérable provenant de la pression interstitielle (pression de l'eau dans les pores existants dans le barrage) et la fondation. Ces forces de soulèvement doivent être incluses dans l'analyse d'équilibre totale du plot monolithique. La négligence de ces forces résultantes dans les contraintes de compression au sein de la fondation sont sous-estimées [7, 8].

Ils existent d'autres charges d'intensité de moindre importance qui sont considérés comme des charges secondaires et doivent être prises en considération dans la conception telles que : la charge due aux sédiments qui se sont déposés dans le lac formant ainsi une vase menaçante, la pression dynamique générée par les ondes de propagation des vagues sur le plan d'eau, créant ainsi un batillage sur le parement amont du barrage, la charge des glaces qui se forment en couches épaisses à la surface de l'eau en période hivernale, la charge thermique engendrée par l'hydratation du ciment et la variation brutale de la température de l'eau, et la charge dynamique provoquée par les tremblements de terre jusqu'à une intensité associée avec le séisme maximal probable (MCE : *Maximum Credible Earthquake*) notamment lorsque le barrage se situe dans une région de forte ou moyenne sismicité.

La conception courante des barrages poids en béton est basée sur des analyses déterministes statiques. Ceux-ci impliquent l'analyse de l'équilibre statique du corps rigide par la stabilité du monolithe, et les contraintes au niveau de la fondation [9]. La force

sismique, représentée par une force pseudo-statique qui est obtenue en utilisant l'analyse par les coefficients sismiques, c.à.d, les forces d'inertie et les forces hydrodynamiques qui sont calculées en terme d'accélération maximale, est sélectionnée pour la conception du projet, et par la suite considérées comme équivalent aux forces statiques additionnelles [10]. Les forces typiques et leur distribution utilisée dans la pratique courante de conception sont illustrées dans la figure 1.6 [1].

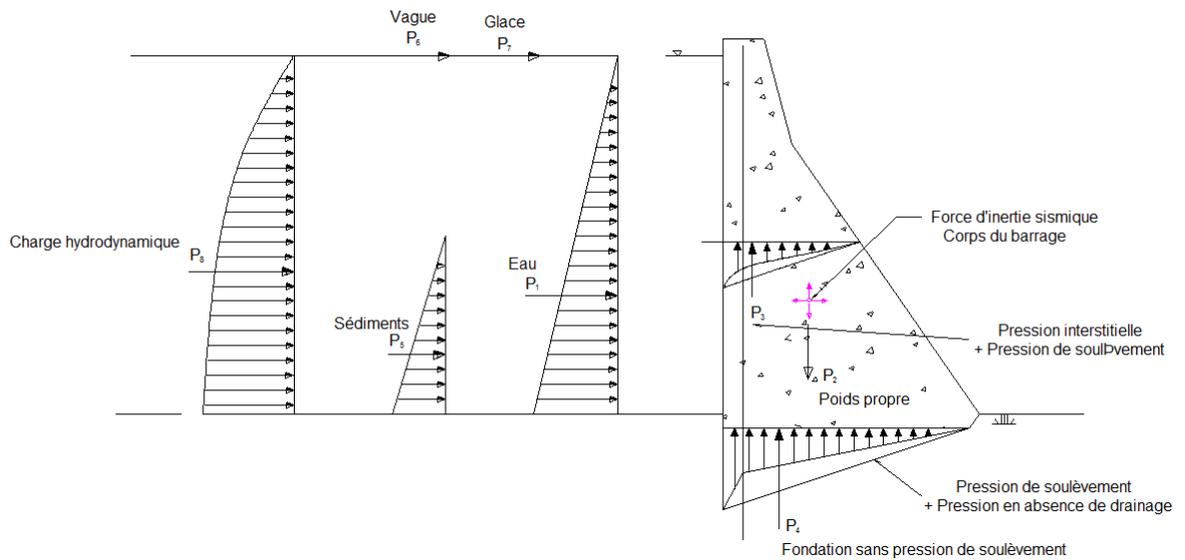


Figure 1.6 : Différentes charges agissantes sur un barrage poids en béton.

Les critères gouvernants dans la conception des barrages poids en béton exigent que le barrage requiert une sécurité des défaillances dues au renversement, glissement et capacité portante engendrées dans le barrage ou la fondation. Pour cela, des facteurs de sécurité sont utilisés dans la conception pour fournir une marge de sécurité. Ces facteurs varient selon l'importance de la structure et l'aléa. Des faibles facteurs de sécurité sont attribués aux structures considérées moins importantes, ensuite ils sont vérifiés sous des événements avec une probabilité d'occurrence faible. La vérification de la sécurité à la défaillance exige que les contraintes calculées soient inférieures à la contrainte admissible pour le béton, ou pression de capacité admissible pour les matériaux de la fondation. Dans la pratique, la localisation de la résultante dans tous les niveaux horizontaux du barrage doit être dans le tiers inférieur du barrage pour éviter l'apparition des contraintes de traction sous toute élévation du plan d'eau du réservoir. La stabilité au glissement du barrage est vérifiée en utilisant un facteur de sécurité qui compare la résistance au cisaillement avec les charges horizontales totales. Pour la stabilité au renversement, les

moments stabilisants et moments de renversement autour de l'orteil de monolithe sont comparés. Ces facteurs de sécurité peuvent varier pour chaque critère, et ils sont quelques fois très conservateurs.

Les simplifications inhérentes dans ces procédures de calcul sont considérables. D'abord, la distribution des contraintes sur tous les plans horizontaux n'est pas nécessairement linéaire. Autrement dit, l'analyse ne prend pas en considération les propriétés des constituants du béton, de la fondation, et la résultante de l'interaction barrage-fondation. Le potentiel des fissures ou le développement des ouvertures majeures, au niveau de l'interface barrage-fondation sous des forces extrêmes tardives, n'est pas pris en considération. Dans le cas sismique, le traitement des charges dynamiques est très simple. Le comportement dynamique du barrage, généré par le tremblement de terre, n'est pas complètement incorporé dans l'analyse.

Ces dernières années, il a été constaté une évolution dans le calcul analytique et les méthodes numériques tel que l'analyse par la méthode des éléments finis, afin d'obtenir une compréhension plus complète du comportement de barrage. Cette évolution par exemple dans les études effectuées sur la propagation des fissures au niveau du talon de barrage [11], sur la réponse dynamique et le comportement du système barrage-fondation [12], sur le traitement des forces de soulèvement dans l'analyse par éléments finis [8], a permis d'améliorer la compréhension du comportement des barrages vis-à-vis de l'action sismique.

### **1.3. Comportement structurel d'un barrage et performance aux états limites**

Le comportement structurel d'un barrage poids en béton est un phénomène complexe. Les problèmes structurels et géotechniques sont évoqués pour la compréhension des mécanismes de comportement du barrage. Le comportement du barrage poids en béton sous sollicitations sismiques croissantes évolue selon plusieurs étapes appelées états limites / états de performance. À des niveaux faibles de l'aléa, le système reste essentiellement élastique (linéaire), les déplacements sont petits, le drainage est complètement efficace, et le contrôle du réservoir plein est assuré. Dans le domaine élastique, il n'y a pas de déformations permanentes et le barrage est considéré comme un corps rigide. Ensuite, débute le comportement non linéaire, des fissurations du matériau se produisent, les déformations peuvent devenir permanentes, les caractéristiques de drainage du barrage et

le fonctionnement des vannes commencent à être affectés, et les actions structurelles selon les trois dimensions (3-D) apparaissent.

À cette étape, l'analyse 2-D du corps rigide d'un monolithe du barrage ne peut fournir un modèle d'action structurelle, un modèle non linéaire en éléments finis du système barrage-fondation est recommandé. Des déformations importantes peuvent engendrer visuellement des fissures inadmissibles et des perturbations fonctionnelles. Finalement, les conditions ultimes précédant la défaillance influe sur le système de drainage, qui devient inactif suite aux larges déformations, et le comportement structurel devient instable et imprévisible soit suite au glissement, flottage où perte de la capacité portante des matériaux de la fondation. Dans le cas extrême c-à-d la défaillance, il y a la possibilité de perdre le contrôle du réservoir. Bien que la conception du barrage se concentre essentiellement sur un état limite, qui est la défaillance complète, l'étude de l'évolution de l'état limite de performance, fournit une description plus complète des performances du barrage sous des niveaux du hasard sismique croissant.

Avec l'évolution des capacités de calcul, les modèles numériques sophistiqués pour le comportement structurel des barrages sont devenus plus abordables. Le développement des modèles plus complets devrait être accompagné par l'identification des états limites qui serait significative dans l'évaluation structurelle d'un ouvrage. Ces modèles devraient être associés à l'étude et l'analyse des bases de données sur les défaillances du barrage. Des études ont montré que les erreurs de modélisation et l'insuffisance des bases de données sont des sources importantes d'incertitudes dans la prédiction des performances du barrage [13]. Le développement de modèles plus complets et l'enrichissement des bases de données réduirait considérablement les incertitudes impliquées dans la prédiction de la performance du barrage.

#### **1.4. Performance des barrages poids**

La source principale d'informations sur les défaillances et les incidents des barrages est la Commission Internationale des Grands barrages (International Commission on Large Dams- ICOLD) qui détient le registre mondial des barrages [14], où plus de 34000 barrages de plus de 80 pays sont enregistrés. La Commission Internationale des Grands barrages (CIGB) a publié des rapports sur les incidents et les défaillances dans le monde [15, 16]. Des études se sont basées sur ces données [17-21] indiquant que les sources

principales de défaillances des barrages étaient : le renversement, la défaillance de la fondation, le glissement de la base ou inclinaison, la conception et les erreurs de construction, les fissures dans les barrages, les effets thermiques, le tremblement de terre et les actes de guerre. Une enquête statistique de tous types de barrages à travers le monde a montré que :

- ✓ 35% de défaillances étaient le résultat direct des inondations qui dépassent la capacité du réservoir,
- ✓ 25% résultent des problèmes de fondation tel que l'infiltration, la canalisation, des excès de sous pressions et de pressions interstitielles, mouvement de la faille, tassement et le glissement des roches.
- ✓ Les 40% restantes étaient le résultat d'autres causes comme par exemple une conception inappropriée, une mauvaise construction, ou les deux en même temps, des matériaux de qualité non conforme aux normes, une mauvaise exploitation de l'ouvrage, et actes de guerre [18].

Cependant, les barrages poids en béton, sont moins vulnérables au renversement comparativement à d'autres types de barrages. La majorité des dommages dans les barrages poids en béton ont pour causes l'existence de défauts dans la fondation, présence des failles sismiques, contrairement aux parties supérieures du barrage qui sont au-dessus du sol, car elles sont facilement visitables, et facile à inspecter. Les failles dans la fondation ne peuvent pas être détectées jusqu'à ce que des dégâts majeurs se produisent. Une étude statistique sur les incidents et défaillances des barrages poids en béton [22] a montré que :

- ✓ 34% sont liés aux infiltrations dans la fondation,
- ✓ 29% aux cisaillements, formation des fissures et le déplacement du barrage le long de la fondation,
- ✓ 29 % sont dues aux défaillances de drainage et augmentation des pressions de soulèvement
- ✓ 8 % restantes sont liés à l'érosion de la fondation par écoulement à la surface et glissement dû au système d'interaction barrage-fondation.

L'étude réalisée par Kalustyan [22] a aussi révélé que :

- ✓ 64 % des incidents ont eu lieu pendant le remplissage du réservoir,
- ✓ 28 % ont eu pour cause les inondations,
- ✓ 6 % sont liés aux tremblements de terre,
- ✓ 2 % étaient dues à l'effet de température.

La majorité des barrages qui ont subi des dégâts ou des défaillances n'avaient pas, soit le système de surveillance, soit le système de prévention, ou bien le système de drainage n'était pas opérationnel, causant un dysfonctionnement [19].

L'analyse des anciens rapports pour les incidents et les défaillances des barrages montrent que la probabilité annuelle de défaillance est de l'ordre de  $10^{-4}$  à  $10^{-3}$ . Dans ce cas, la défaillance est définie comme (a) défaillance structurelle majeure qui implique un abandon complet du barrage, ou (b) des dommages sévères au barrage qui peut être réparé et exploité. À titre d'exemple, les recherches effectuées par Cheng [23] ont montré que la probabilité annuelle de défaillance des barrages poids en béton qui ont été construits entre 1930-1992, et avec une durée de service au minimum cinq (05) ans, est de l'ordre de  $1.4 \times 10^{-5}$ . De plus, il a montré que cette probabilité varie avec l'âge, la durée de service et la hauteur de barrage. À titre d'exemple, pour les barrages poids achevés entre 1941-1950, la probabilité annuelle de défaillance après cinq (05) ans de service était de  $6.1 \times 10^{-4}$ , tandis que pour les barrages de hauteur plus de (50 m), la probabilité de défaillance était de  $4.0 \times 10^{-4}$  [23]. Il est important de noter que l'erreur humaine dans la conception, la construction, l'exploitation des barrages, l'assurance de qualité, le programme d'inspection et de maintenance et les systèmes d'alerte (prévision) jouaient souvent un rôle dans les incidents et les défaillances des barrages.

### **1.5. Surveillance et Sécurité des Barrages en Béton**

Évaluer la sécurité d'un ouvrage de génie civil en service, détecter les comportements anormaux, déterminer les origines de désordres, prévoir les évolutions futures et les risques potentiels, décider des mesures appropriées : telles sont les missions de diagnostic et d'analyse de risques accomplies par les ingénieurs spécialisés du génie civil. Pour réaliser ces tâches, des méthodes puissantes existent et apportent une aide précieuse : modèles physiques, calculs numériques, statistiques, fiabilité.

Toutefois, face à des ouvrages complexes et uniques, dans des contextes présentant des données insuffisantes, lors de diagnostics préliminaires, en situation d'urgence ou encore en synthèse d'analyses approfondies, il est nécessaire de recourir au jugement des experts. À partir de leurs connaissances et de leurs expériences, ces derniers vont fournir alors une interprétation, un avis ou une recommandation à la question posée [24].

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvent dans le caractère unique de chaque barrage, la complexité des comportements et des mécanismes en jeu et dans les effets majeurs des actions de l'eau. A ce titre, les règlements du génie civil excluent les barrages de leur champ d'application, tel que les Eurocodes. De fait, là encore plus que dans le reste du génie civil, l'expert joue un rôle incontournable pour le diagnostic et l'analyse de risques des ouvrages en service [25].

La surveillance des barrages est un domaine à très forts enjeux qui s'inscrit de ce fait dans un contexte très réglementé. Dans le domaine du génie-civil, la surveillance repose essentiellement sur les examens visuels réguliers de l'exploitant, complétés par les résultats réguliers de l'auscultation et plus ou moins ponctuellement par les Visites Techniques Approfondies (VTA) [26].

Assurer la sécurité d'un barrage, ou de tout autre ouvrage de retenue, nécessite un ensemble d'activités concomitantes, bien coordonnées et raisonnablement agencées [24]. Ces activités doivent être :

- Complémentaires dans une chaîne d'actions successives menant à une garantie de sécurité ou de sûreté.
- Dotées d'une certaine redondance, afin d'offrir une garantie allant au-delà des aléas de fonctionnement.

On peut illustrer l'agencement de telles activités en un processus intégré et opérationnel qui prendrait la forme suivante, figure 1.7 [24].

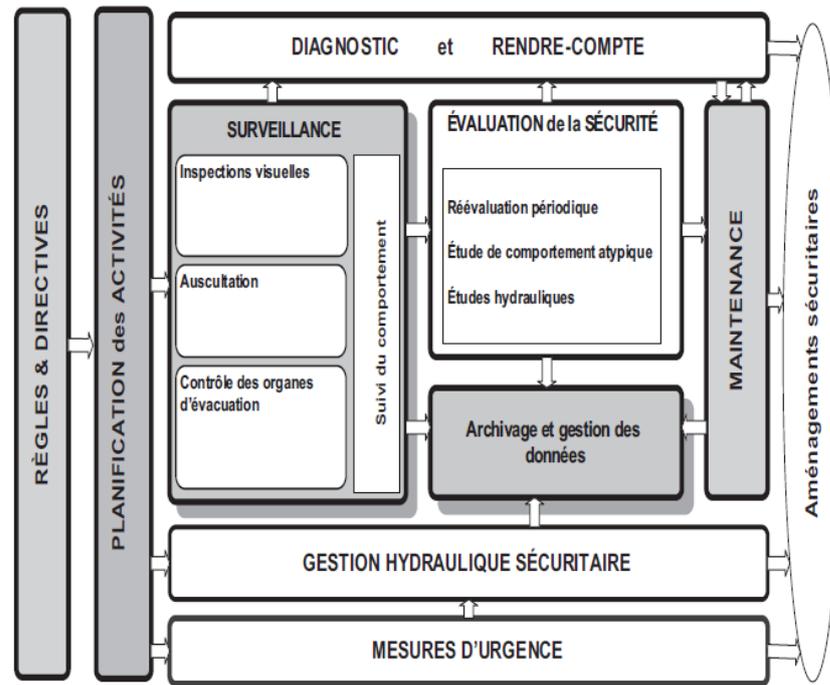


Figure 1.7 : Programme de sécurité des Barrages.

La surveillance des barrages prend une importance capitale. Bien entendu l'ensemble des activités d'un processus, sécurité des barrages, peut avoir un aspect parfois différent, parfois moins marqué mais, il reste que :

- Toutes ces activités se trouvent sous une forme ou une autre dans un processus de travail défini avec précision (programme de sécurité des barrages, ensemble des consignes écrites de surveillance).
- La surveillance, quelle que soit la forme, demeure une composante obligatoire et incontournable de tout effort de sécurité des barrages.

Les bulletins, sur la surveillance des barrages, vont traiter du cycle des activités routinières pour le contrôle de sécurité du barrage, décrit dans la figure 1.8 [24].

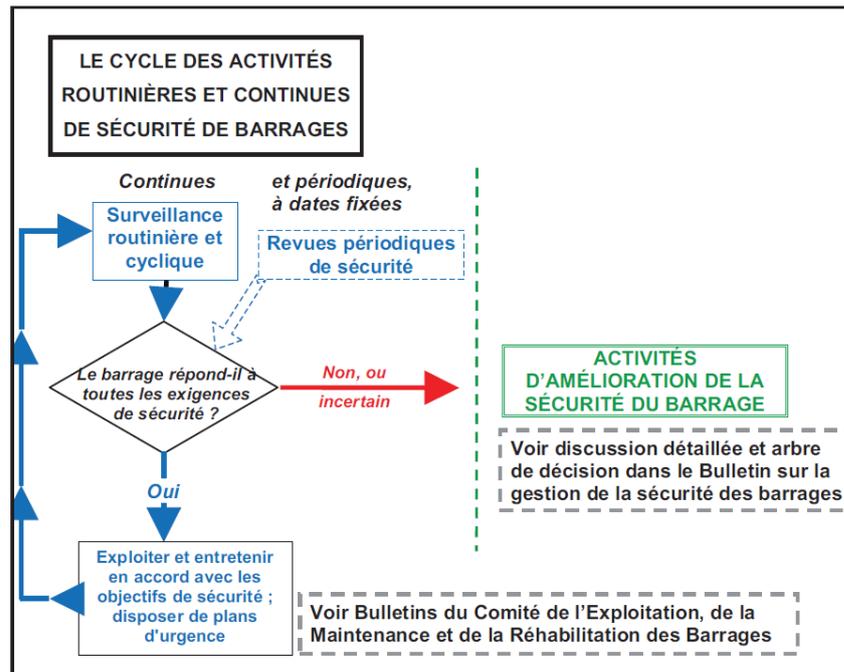


Figure 1.8 : Le cycle des activités routinières et continues de sécurité de barrages.

La surveillance des barrages est une activité ou un ensemble d'activités qui doivent aussi être :

- Concomitantes en concourant au même but.
- Complémentaires pour s'épauler mutuellement.
- Suffisamment redondantes afin de pallier la non réalisation, pour quelque raison que ce soit, d'une partie d'une autre activité.

Nous pourrions illustrer de bien des manières l'agencement des activités qui concourent à la surveillance des barrages. La figure 1.9 présente une illustration la plus large possible [24].

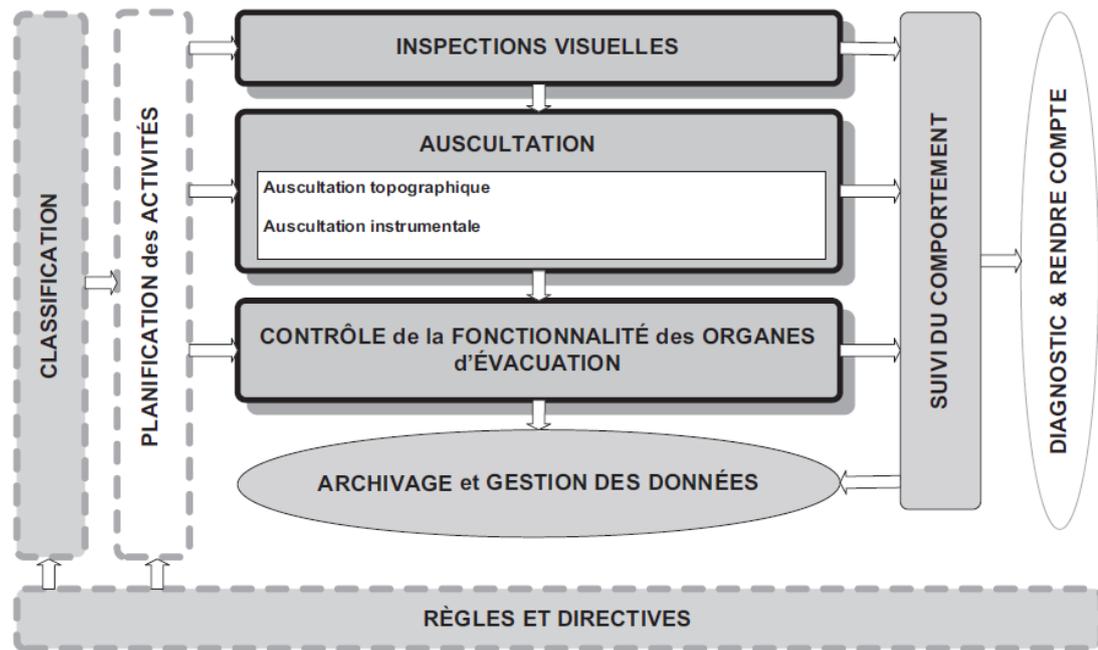


Figure 1.9 : La surveillance des barrages.

### 1.5.1. Auscultation des Barrages

Dans le but de suivre et contrôler le comportement des barrages, on en réalise l'auscultation. Ceci consiste à mesurer certains paramètres physiques afin d'en suivre l'évolution. Tout comme l'inspection, l'auscultation fournit des données pour suivre le comportement d'un barrage et évaluer sa sécurité.

L'auscultation est une action de contrôle basée sur des mesures physiques sur un barrage (ou sur des éléments d'un barrage) ou une zone de terrain.

Nous distinguons deux (02) types d'auscultations qui comportent des moyens, des méthodes et sont réalisés parfois par des intervenants différents [24,26]:

- L'auscultation générale, de type géotechnique et structurale, au moyen d'équipements fixes installés dans le barrage et d'appareils de mesure mobiles.
- L'auscultation topographique, avec topométrie, nivellements de précision, etc.

#### a) Contrôle de la fonctionnalité des organes d'évacuation

Le contrôle des organes d'évacuation ou de vidange constitue une activité primordiale pour la sécurité des barrages. Ces organes d'évacuation jouent le rôle vital de « soupapes de sûreté » pour les différents ouvrages de retenue auxquels ils sont rattachés.

## **b) Essais de Fonctionnement**

Les essais de fonctionnement visent à valider la sécurité fonctionnelle des organes d'évacuation. Ils s'adressent principalement aux parties mobiles de ces ouvrages ainsi qu'aux éléments annexes qui en garantissent le fonctionnement (comme les alimentations électriques en redondance, ou les commandes à distance).

## **c) Suivi du Comportement**

Le suivi des barrages doit être effectué afin d'en évaluer l'état et le comportement, selon des modalités définies. Le suivi du comportement est une activité d'analyse périodique des résultats d'inspections, des mesures d'auscultation, des investigations particulières et du journal des travaux de maintenance effectués.

Il est important d'examiner les mesures inhabituelles (sortant des plages de valeurs attendues) et d'en trouver les raisons. Il faut aussi porter une attention spéciale aux mesures qui évoluent progressivement dans le temps, cela peut indiquer le développement d'un problème potentiel.

La comparaison avec d'autres ouvrages du même type, ou édifiés sur des fondations comparables, est également très utile.

## **d) Diagnostic**

Le diagnostic du comportement du barrage est le résultat de procédures formalisées, plus ou moins intégrées au programme de suivi du comportement du barrage. Elles visent à évaluer les marges effectives de sécurité, et à mettre à jour le degré requis de respect des consignes de sécurité (fonctionnalités des parties constituantes du barrage, côtes observées sur le niveau de la retenue...). Le diagnostic doit comporter une évaluation sur l'état du barrage et des recommandations pour garantir le maintien de sa sécurité et son bon comportement dans le temps.

Il est matériellement impossible de suivre, en tout point de la structure et de sa fondation, tous les paramètres physiques à tout instant. Le dispositif d'auscultation doit donc être conçu de manière à ne suivre que les paramètres significatifs du comportement en un nombre limité de points et selon des périodicités fixées à l'avance.

Les paramètres généralement retenus sont :

- Des déplacements absolus ou relatifs.
- Des déformations locales, éventuellement traduites en contraintes.
- Des pressions (totales dans un remblai, sous-pressions ou pressions interstitielles) des débits de drainage ou de fuite.

### **1.6. Impact de la sismicité sur les barrages-poids**

L'évaluation sismique des barrages est une étape cruciale dans la vérification de leur sécurité, dont dépendent des enjeux tant humains qu'économiques. Plusieurs événements passés sont notamment là pour nous le rappeler. Avant 2006, seulement une vingtaine de barrages en béton ont subi une accélération supérieure à 0.2 g [27]. Toutefois, parmi eux, un certain nombre voyaient leurs critères de dimensionnement inférieurs aux efforts sismiques supportés. Aussi, plusieurs exemples de barrages ayant subits des dégâts sont disponibles, dont certains sont présentés à la suite.

Ainsi, le barrage à contreforts de Hsingfengkiang (situé en Chine, hauteur 150 m) a subi en 1962 plusieurs sollicitations sismiques provoquées par son réservoir, dont la plus forte a eu une magnitude de 6.1 sur l'échelle de Richter. Plusieurs fissures horizontales, en haut des contreforts, sur la face aval du barrage, ont été alors constatées suite à cet événement [28].

Le barrage poids de Konya, en Inde, de hauteur 104 m, constitue aussi un autre exemple. Il fut, en effet, endommagé suite à un séisme de magnitude 6.3, probablement dû au remplissage de son réservoir. Les Accélérations de Pointe au Rocher (APR) furent de 0.51g horizontalement et de 0.36 g verticalement. Suite à cette sollicitation, des fissures longitudinales, près de la crête, sur les deux faces du barrage, sont apparues. Celui-ci a, en effet, été conçu grâce à une analyse pseudo-statique, et des analyses numériques réalisées depuis ont démontré que cette zone de fissuration fut une zone critique où les contraintes en traction ont dépassé de plus de trois fois la résistance du béton de masse. Ces mêmes

analyses ont, aussi, montré, qu'avec les méthodes de conception contemporaines, ce barrage n'aurait pas subi de dommages. Des déplacements entre monolithes le long de joints verticaux ont été aussi relevés [28,29].

L'exemple du barrage en béton à contreforts de Sefid Rud, avec une hauteur de 105 m, en Iran, est notable car il a subi un séisme, en 1990, d'une magnitude de 7.5. Il fut, notamment, soumis à une accélération au sol de 0.7 g du fait de sa proximité avec un épipcentre (5 km). En dépit de la violence de la secousse sismique, et malgré qu'il fut dimensionné pour une accélération de 0.25 g en pseudo-statique, la performance de la structure fut assez satisfaisante. Les dommages relevés furent un glissement de 20 mm entre la fondation et la crête de l'ouvrage, l'apparition de fissures horizontales au niveau des joints béton-béton proches du sommet et le glissement le long de joints verticaux entre monolithes - allant jusqu'à 50 mm [29,30].

Enfin, le seul exemple, à ce jour, de rupture de barrage suite à un tremblement de terre est celui de Shih Kang, construit en 1976, de hauteur 25 m, à Taiwan (séisme de Chi Chi, en 1999, de magnitude 7.6). Toutefois, la rupture fut induite par un mouvement différentiel de 7.7 m d'une faille située directement sous le barrage, et non par l'accélération au sol qui fut de 0.56 g [31]. En effet, le reste du barrage n'ayant pas été touché par ce déplacement a subi très peu de dégâts (quelques fissures horizontales ne remettant pas en cause l'intégrité de l'ouvrage). Il est notable que cette rupture n'a provoqué aucune perte de vie humaine : l'ensemble des 2.7 millions m<sup>3</sup> d'eau du réservoir ont été efficacement drainés par le canal aval [27]. Néanmoins cet évènement constitue un sérieux avertissement quant aux conséquences de la rupture d'un barrage, la figure 1.10 montre la rupture du barrage [31].



Figure 1.10 : Barrage de Shih-Kang après le séisme Chi Chi (Taïwan).  
Rupture au droit de la faille.

## **1.7. Comportement Sismique des Barrages-Poids en Béton**

Le comportement structural d'un barrage lors d'un séisme est un phénomène très complexe. Différentes phases de comportement sont présentes en fonction de l'intensité des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, le système barrage-fondation demeure essentiellement linéaire et élastique, les déplacements sont faibles et les déformations ne sont pas permanentes. Pour des sollicitations plus importantes, le comportement devient non linéaire, la fissuration du béton apparaît et une redistribution des contraintes en découle. Finalement, à des conditions près de la rupture, le comportement est fortement non linéaire à cause des déformations et de la fissuration importante. À cette étape, le barrage devient instable et la rupture peut survenir, entraînant de graves dommages ou, dans des situations extrêmes, une perte de contrôle du réservoir [32 ,33].

### **1.7.1. Méthodes d'analyse sismique**

Afin d'évaluer la sécurité d'un barrage, il est nécessaire de procéder à l'analyse de celui-ci. Deux approches sont généralement utilisées pour modéliser un barrage : la méthode de gravité et la méthode des éléments finis. La première méthode suppose que le barrage est infiniment rigide. L'équilibre des corps rigides permet donc la définition des forces internes agissant sur les plans de rupture. La théorie des poutres est également utilisée afin de déterminer la distribution des contraintes. Cette méthode est grandement utilisée dans la pratique à cause de sa simplicité [34,35]. Par contre, elle n'est pas applicable dans le cas d'un comportement tridimensionnel (présence de pertuis ou de clés de cisaillement) et elle néglige plusieurs phénomènes qui peuvent s'avérer importants. L'autre méthode se base sur la théorie des éléments finis afin de calculer les déformations et contraintes dans le barrage. Cette méthode est beaucoup plus précise et permet une meilleure évaluation du comportement d'un barrage [36]. La réponse globale d'un barrage est obtenue en calculant d'abord l'effet des charges statiques auquel l'on ajoute l'effet des charges sismiques. L'analyse des charges sismiques peut être réalisée par trois méthodes données ci-après :

#### **a) Méthode pseudo-statique**

Dans cette méthode, le chargement sismique est idéalisé par des forces d'inertie appliquées de façon statique à la structure. Ces forces d'inertie sont obtenues en multipliant la masse par un coefficient sismique. Cette méthode se base sur l'hypothèse que l'ouvrage

peut être représenté comme un corps rigide sans amplification des forces d'inertie. L'amortissement et les interactions entre le barrage, la fondation et le réservoir sont également négligés [32]. À cause de ces hypothèses, cette méthode est souvent inadéquate et trop simpliste. Elle peut donner des résultats sécuritaires ou non sécuritaires.

### **b) Méthode pseudo-dynamique**

Cette méthode utilise les caractéristiques modales de la structure (modes et périodes de vibration) et les caractéristiques de l'excitation sismique décrites sous la forme d'un spectre. Une méthode simplifiée de réponse spectrale, se basant sur la déformée du mode fondamental ou une méthode classique de réponse spectrale utilisant une combinaison modale (combinaison quadratique (CQ) ou combinaison quadratique complète (CQC)) pour obtenir les paramètres structuraux, peuvent être utilisées. Cette méthode tient compte de l'amplification dynamique des forces d'inertie causée par la flexibilité du barrage. Par ailleurs, elle permet de tenir compte aussi des interactions barrage-fondation-réservoir [32].

### **c) Méthode dynamique temporelle**

La méthode pseudo-dynamique ne permet pas de tenir compte de la nature oscillatoire et transitoire des sollicitations sismiques. La méthode dynamique temporelle peut être utilisée pour déterminer l'étendue, l'amplitude et la durée des contraintes excessives dans le barrage. Cette analyse peut être linéaire ou non linéaire. Les analyses non linéaires sont nécessaires lorsque la fissuration et une redistribution des contraintes se produisent. Ces analyses permettent également d'estimer le glissement lorsque la demande sismique excède la résistance au cisaillement [32,37]. Selon les hypothèses de modélisation, cette méthode permet d'inclure les effets d'interaction entre le barrage, le réservoir et la fondation. Ces études sont souvent complexes et doivent être utilisées lorsque le niveau de précision le requiert, comme pour le développement de courbes de fragilité.

## **1.8. Méthodes d'évaluation de la sécurité**

Les résultats (contraintes, efforts, déplacements, etc.) des analyses, qu'ils proviennent de l'une ou l'autre des trois méthodes d'analyse citées auparavant, sont ensuite comparés avec la capacité du barrage afin d'évaluer la sécurité de celui-ci. Cette comparaison s'effectue à l'aide de facteurs de sécurité et de contraintes admissibles selon

des critères de performance. Les critères de performance sont définis afin d'assurer une marge de sécurité suffisante pour les différents mécanismes de rupture possibles. Ces critères sont actuellement définis par les normes de conception et d'évaluation des structures hydrauliques.

Les structures hydrauliques peuvent être évaluées à l'aide de méthodes déterministes ou probabilistes. Les méthodes déterministes permettent de déterminer si une structure est sécuritaire ou non sans connaître la probabilité de défaillance réelle de celle-ci, alors que les méthodes probabilistes permettent de déterminer la sécurité d'une structure pour une probabilité de défaillance donnée ou de calculer cette probabilité. Les méthodes d'analyse et d'évaluation sont actuellement effectuées de manière déterministe. De ce fait, elles sont souvent jugées trop sécuritaires puisqu'elles négligent plusieurs sources d'incertitudes dans la demande et dans la capacité de la structure et qu'elles utilisent des cas de chargements extrêmes avec des probabilités d'occurrence très faibles [33,38,39]. Par ailleurs, ces méthodes donnent très peu d'informations utiles sur la vulnérabilité et la fiabilité d'un ouvrage. Pour répondre à ces problématiques, les méthodes d'évaluation probabiliste du risque et de la sécurité deviennent de plus en plus populaires [39,40].

Une analyse probabiliste du risque (PRA : *Probabilistic Risk Assessment*) est une méthode permettant d'évaluer les incertitudes, la performance, la fiabilité et la vulnérabilité d'un système afin de mettre en place des mesures de mitigation du risque en fonction d'objectifs de performance et de sécurité [41]. Ces analyses ont initialement été développées pour l'industrie nucléaire afin d'évaluer la sécurité des centrales dans des zones densément peuplées et face à des événements extrêmes. Par la suite, ces analyses ont également été adaptées aux domaines des transports, du bâtiment et des barrages. En utilisant une analyse probabiliste pour analyser des événements sismiques, il convient de prendre en compte les trois composantes suivantes [42,43] :

- **Analyse de l'aléa sismique** : Cette étape consiste à définir la probabilité d'occurrence de différents niveaux d'intensité sismique.
- **Évaluation de la fragilité sismique** : Cette étape consiste à estimer la probabilité d'atteindre un état limite d'endommagement en fonction de l'intensité sismique.
- **Analyse du système et quantification du risque** : Cette étape consiste à définir la séquence d'événements pouvant mener à l'endommagement du système et à estimer les dommages et les pertes qui en résultent.

Lors d'une analyse probabiliste du risque, plusieurs états limites d'endommagement (LS : *Limit State*) sont définis afin de décrire la performance du système. La probabilité associée à chaque état limite est présentée à l'équation (1.1) [40,44]. Avec cette définition et en combinant les trois composantes d'une PRA (PRA : *Probabilistic Risk Analysis*), il est possible d'estimer la probabilité que les pertes soient supérieures à un niveau donné selon l'équation (1.2) [45,46].

$$P[LS] = \sum_y P[LS|IM = y] P[IM = y] \quad (1.1)$$

$$P[Perte > c] = \sum_y \sum_{LS} \sum_d P[Perte > c | DS = d] P[DS = d | LS] P[LS] \quad (1.2)$$

Dans ces équations, DS (*Damage State*) représente un niveau de dommages, IM (*Intensity Measure*) est la mesure d'intensité sismique,  $P[IM = y]$  est la probabilité d'occurrence du niveau d'intensité sismique  $y$ ,  $P[LS|IM = y]$  est la probabilité conditionnelle d'atteindre un état limite d'endommagement en fonction de l'intensité sismique  $y$ ,  $P[DS = d | LS]$  est la probabilité d'atteindre un niveau de dommages  $d$  en fonction d'un état limite et  $P[Perte > c | DS = d]$  est la probabilité que les pertes soient supérieures à  $c$  en fonction d'un niveau de dommages  $d$ .

La probabilité  $P[LS | IM = y]$  est définie comme la fragilité. La fragilité exprime donc la capacité d'un système à résister à un événement donné, cet événement peut être bien en dessous ou au-dessus de l'événement associé au cas de dimensionnement. L'évaluation de la fragilité joue donc un rôle essentiel dans une analyse probabiliste du risque.

Les méthodes d'analyse probabiliste présentent cependant un inconvénient majeur dans le domaine des barrages. Étant donné que le nombre d'études sur le sujet est restreint et que le dimensionnement à la performance des structures hydrauliques est dans un état embryonnaire, peu de données sont disponibles afin de définir les niveaux de performance et les états limites d'endommagement [40,47].

### 1.9. Courbes de Fragilité

Les courbes de fragilité sont un outil probabiliste de l'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure, ces courbes sont une composante essentielle d'une analyse probabiliste des risques sismiques. Les courbes de fragilité permettent de prendre en compte le caractère aléatoire d'un séisme et les incertitudes liées aux propriétés d'une structure. Ces courbes sont très utiles puisqu'elles évaluent la vulnérabilité et la fiabilité d'une structure pour toute la gamme de chargements à laquelle la structure sera soumise [39]. Elles permettent donc de mieux prioriser et planifier les interventions. Les courbes de fragilité décrivent la probabilité conditionnelle d'atteindre un état limite d'endommagement pour un niveau donné d'intensité sismique tel que montré dans la figure 1.11 [48]. Cette probabilité conditionnelle peut être exprimée comme suit :

$$\text{Fragilité} = P[\text{LS} | \text{IM} = y] \quad (1.3)$$

Dans cette équation, LS représente l'état limite d'endommagement, IM est la mesure d'intensité du séisme et  $y$  est la condition réalisée pour la mesure d'intensité du séisme, c'est-à-dire, l'atteinte d'une intensité donnée.

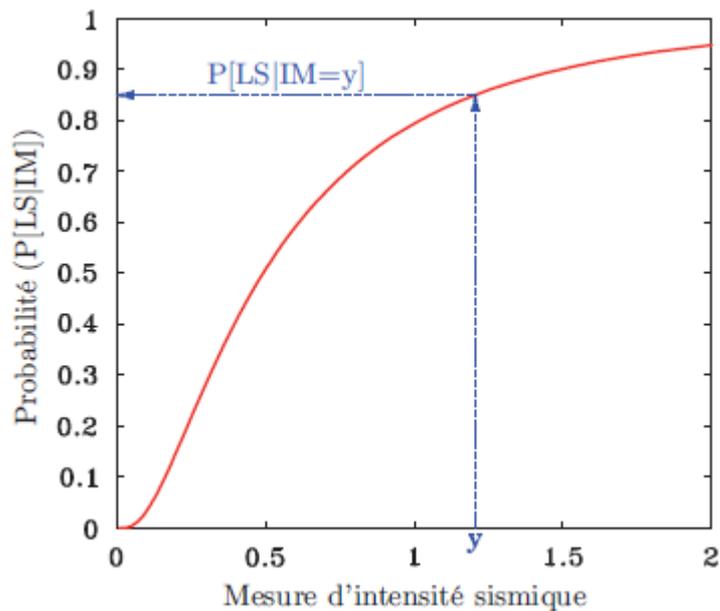


Figure 1.11 : Exemple de courbe de fragilité.

Le choix de la mesure d'intensité (IM) doit permettre de faire ressortir adéquatement la fragilité. Ce choix n'est pas une tâche facile lors du développement de courbes de fragilité puisque cette mesure doit permettre de représenter de façon efficace l'aléa

sismique du site et le comportement de la structure à l'étude. De plus, cette mesure doit être pratique et facile d'implémentation et d'utilisation. Il a été démontré que l'accélération spectrale à la période fondamentale ( $Sa(T1)$ ) est la mesure d'intensité optimale pour évaluer la vulnérabilité sismique d'une structure particulière [49-51], alors que l'accélération de pointe au rocher (APR) devrait être utilisée pour l'évaluation d'un portfolio de structures [52]. Par ailleurs, plusieurs études et guides recommandent d'utiliser l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure puisque l'aléa sismique est généralement défini en termes d'accéléérations spectrales [43,53].

Il existe trois types de courbes de fragilité, à savoir celles basées sur le jugement d'experts, les courbes de fragilité empiriques et les courbes de fragilité analytiques.

### **1.9.1. Courbes de fragilité basées sur le jugement d'experts**

Ce type de courbes est basé sur l'opinion et le jugement de plusieurs experts. Ces courbes sont subjectives et peuvent être très variables suivant l'expérience des experts et le niveau de rigueur utilisé lors des enquêtes. Un exemple de courbe de fragilité pour divers types de structures à savoir, des installations industrielles, commerciales, résidentielles et des réseaux de transport, est présenté dans la figure 1.11. Cette étude est basée sur des informations collectées en Californie avec l'aide de 71 experts [48].

Ces courbes sont difficilement applicables dans un contexte Algérien puisque les caractéristiques des séismes en Algérie sont différentes par rapport à la Californie. De plus, les données de cette étude sont très subjectives et il y a une grande généralisation des types de structure.

### **1.9.2. Courbes de fragilité empiriques**

Ces courbes sont établies à partir de probabilités basées sur les dommages observés durant les séismes passés. Ces courbes de fragilité sont très rares et difficiles à obtenir étant donné que les séismes sont des événements exceptionnels. De plus, pour des barrages, il est difficile, voire impossible, de simuler les dommages de façon expérimentale [39]. Actuellement, aucune courbe de fragilité empirique n'est disponible dans la littérature pour des barrages. Seulement quelques exemples sont disponibles pour des ponts ou des bâtiments [54]. Ces données proviennent principalement de missions post-sismiques. Elles sont parfois complétées par des essais réalisés sur table vibrante. Comme ces courbes sont

issues d'observations, elles prennent en compte la totalité des facteurs, c'est-à-dire à la fois la fragilité des structures en elles-mêmes, mais également les conditions de site, telles que l'interaction sol-structure.

### 1.9.3. Courbes de Fragilité Analytiques

Lorsqu'il n'est pas possible d'obtenir suffisamment d'observations réelles de dommages structuraux ou de données historiques de séismes, il est nécessaire de développer les courbes de fragilité à l'aide d'une approche analytique [46]. Ce type d'analyse nécessite généralement trois principales étapes : (a) la sélection d'accélérogrammes, (b) l'échantillonnage de la structure pour prendre en compte les incertitudes dans les propriétés (matériaux, conditions de chargement, etc...) de celle-ci, et (c) la génération des courbes de fragilité à partir de la réponse sismique et de la capacité de la structure. La réponse sismique peut être obtenue par analyse dynamique incrémentale, analyse dynamique temporelle linéaire ou non linéaire, analyse spectrale élastique ou analyse statique non linéaire.

Si l'on suppose que l'état limite d'endommagement d'une structure est lié à sa capacité structurale  $C$  et que la mesure d'intensité du séisme est liée à la demande structurale  $D$ , la fragilité ou la probabilité de rupture  $P_f$  peut également être décrite par l'équation (1.4)

$$P_f = P \left[ \frac{D}{C} \geq 1 \right] \quad (1.4)$$

Cette équation donne la probabilité que la demande sismique soit supérieure à la capacité de la structure [46]. De façon plus rigoureuse, il est possible de réécrire les équations (1.3) et (1.4) sous la forme d'une intégrale multiple équation (1.5), la fragilité revient donc à intégrer les variables (aléatoires ou déterministes)  $\mathbf{X}$ , déterminant la capacité structurale et la demande sismique, sur le domaine de défaillance ( $D(\mathbf{X}) \geq C(\mathbf{X})$ ).

$$\text{Fragilité} = P_f = \int_{D(\mathbf{X}) \geq C(\mathbf{X})} \dots \dots \int f(\mathbf{X}) d\mathbf{x} \quad (1.5)$$

Cette intégrale peut être résolue par différentes méthodes telles que : méthode de fiabilité du premier ordre (FORM : *First Order Reliability Method*), méthode de fiabilité du second ordre (SORM : *Second Order Reliability Method*), méthode d'échantillonnage Monte-

Carlo (MCS : *Monte Carlo Simulation*) ou LHS : *Latin Hypercube Sampling*) ou méthode de la surface de réponse (RSM : *Response Surface Method*) [39,54].

Plusieurs études ont démontré que la fragilité peut être décrite de façon adéquate, selon la méthode de fiabilité du premier ordre, à l'aide d'une fonction de répartition log-normale [44,45,50]. Ainsi, la fragilité est communément modélisée par une loi log normale de la forme suivante :

$$P_f(y) = \Phi \left[ \frac{\ln(y/m_R)}{\beta_R} \right] \quad (1.6)$$

Dans cette équation,  $\Phi(\cdot)$  est l'intégrale de la fonction de densité normale,  $y$  est la variable de demande ou de contrôle définissant la mesure d'intensité sismique,  $m_R$  est la médiane de la capacité (exprimée dans des unités cohérentes avec la variable de contrôle  $y$ ) et  $\beta_R$  est l'écart-type logarithmique de la capacité. L'équation (1.6) permet de représenter l'équation (1.3) lorsque l'état des connaissances est parfait, c'est-à-dire, lorsqu'il y a présence d'incertitudes aléatoires uniquement, ces incertitudes (par exemple, l'aléa sismique) ne peuvent pas être réduites. Par contre, dans la réalité, plusieurs autres sources d'incertitudes sont présentes. Ces incertitudes sont reliées aux hypothèses faites lors de l'analyse et aux limitations des bases de données pour définir le modèle et les propriétés des matériaux.

Ces incertitudes épistémiques dépendent donc de la qualité des analyses et des données disponibles. Ces incertitudes peuvent généralement être réduites en effectuant des analyses ou des études plus poussées. Une estimation de la fragilité, prenant en compte les incertitudes aléatoires et épistémiques, est obtenue à l'aide de la fragilité moyenne, définie en remplaçant  $\beta_R$ , l'incertitude combinée, dans l'équation (1.6) [40,45] :

$$\beta_R = \sqrt{\beta_{RR}^2 + \beta_{RU}^2} \quad (1.7)$$

Où  $\beta_{RR}$  et  $\beta_{RU}$  sont respectivement l'incertitude aléatoire et épistémique. La valeur requise pour caractériser l'incertitude épistémique est généralement issue de données disponibles dans la littérature. Par contre, du fait du manque d'informations, cette source d'incertitude est souvent négligée ou combinée avec l'incertitude aléatoire sans faire aucune distinction. Il est à noter que d'autres distributions (Weibull, Normale, etc...) peuvent être utilisées [44,55].

## 1.10. Développement des Courbes de Fragilité Analytiques

L'utilisation des courbes de fragilité dans le domaine des barrages est récente. Ainsi, les études sur le sujet sont peu nombreuses [40,55–58]. Malgré tout, les méthodes techniques et les théories développées pour les courbes de fragilité de ponts et de bâtiments sont applicables aux barrages [39,58]. Plusieurs méthodes sont disponibles pour générer des courbes de fragilité. Nous présentons les trois principales approches utilisées pour le développement de courbes de fragilité analytiques.

### 1.10.1. Méthode du Modèle de la Demande Sismique

Cette méthode consiste à développer des modèles probabilistes de la demande sismique et de la capacité sismique afin d'obtenir les courbes de fragilité d'une structure. En supposant que la capacité et la demande suivent une loi log-normale, une solution explicite de la fragilité peut être obtenue et est présentée dans l'équation (1.8) [46,59]. Cette approche est la plus répandue et la plus populaire dans la littérature. Elle n'a toutefois jamais été utilisée dans le domaine des barrages.

$$P_f = \Phi \left[ \frac{\ln(S_D/S_C)}{\sqrt{\beta_{RU}^2 + \beta_D^2 + \beta_C^2}} \right] \quad (1.8)$$

Dans cette équation,  $SC$  est la médiane de la capacité structurale,  $SD$  est la médiane de la demande sismique,  $\beta_D$  est l'écart-type logarithmique de la demande,  $\beta_C$  est l'écart type logarithmique de la capacité et  $\beta_{RU}$  est l'incertitude épistémique. Cette dernière valeur est souvent incluse dans l'incertitude de la demande et de la capacité sans faire aucune distinction [59].

En se référant à l'équation (1.8), on peut constater qu'il est nécessaire de modéliser la demande sismique pour générer des courbes de fragilité analytiques. Plusieurs méthodologies ont été développées pour accomplir cette tâche. La méthode la plus rigoureuse est l'utilisation d'analyses dynamiques temporelles non linéaires pour déterminer la demande sismique. Cette méthode a été identifiée comme la plus coûteuse en temps de calcul, mais comme étant la méthode la plus fiable [50].

La première étape consiste à sélectionner une série d'accélérogrammes représentatifs du site à l'étude. Cette série d'accélérogrammes doit être en mesure de faire ressortir les

incertitudes aléatoires reliées aux séismes. À la suite de la sélection d'accélérogrammes, un modèle de la structure doit être développé et celui-ci doit être échantillonné. L'échantillonnage probabiliste du modèle permet de prendre en compte les incertitudes reliées aux caractéristiques structurales (matériaux, fondation, amortissement, géométrie, etc...) de la structure à l'étude. Cette étape est effectuée afin d'obtenir  $N$  échantillons statistiquement différents de la structure. Le nombre  $N$  est déterminé afin d'obtenir une dispersion adéquate des résultats. Les paramètres incertains doivent donc être définis comme des variables aléatoires, une fonction de densité de probabilité doit être assignée pour chaque paramètre incertain. Il est recommandé d'effectuer une analyse de sensibilité préliminaire afin de réduire le nombre de paramètres incertains considérés dans l'analyse de la fragilité [60]. L'échantillonnage est généralement effectué avec la méthode du *Latin Hypercube Simulation* (LHS). La méthode du LHS implique d'échantillonner  $N$  valeurs des  $p$  paramètres. La fonction de densité de probabilité de chaque paramètre est donc divisée en  $N$  intervalles équiprobables et une valeur est sélectionnée aléatoirement dans l'intervalle. Les  $N$  valeurs obtenues pour chaque paramètre sont ensuite jumelés aléatoirement avec les autres variables. On obtient donc  $N$  échantillons du modèle numérique. Cette méthode permet de couvrir complètement les distributions de chaque variable aléatoire en les stratifiant [61]. Il est à noter que plusieurs études ont montré que les incertitudes reliées aux caractéristiques structurales (matériaux) peuvent être négligées, puisque l'incertitude reliée aux accélérogrammes et à la géométrie domine largement la variabilité de la réponse sismique [45,60].

La prochaine étape consiste à déterminer les modèles probabilistes de la demande sismique (PSDM : *Probabilistic Seismic Demand Model*). Chaque échantillon de la structure est couplé avec un accélérogramme, non étalonné, et une analyse dynamique temporelle non linéaire est effectuée pour chaque échantillon. Les réponses maximales de composantes critiques de la structure sont mesurées. Les éléments de réponse sont déterminés en fonction des états limites d'endommagement établis. La relation entre la réponse maximale et la mesure de l'intensité des accélérogrammes peut être définie par une loi de puissance [53] :

$$S_D = a \times IM^b \quad (1.9)$$

Avec :

SD : La réponse maximale,

IM : La magnitude,

a, b : Des constantes spécifiques à la zone d'étude.

Ainsi, avec un grand nombre d'analyses temporelles non linéaires, il est possible d'obtenir un modèle probabiliste de la demande sismique à l'aide d'une régression linéaire dans l'espace logarithmique. Il est également possible de développer les modèles de demande à partir d'analyses dynamiques incrémentales avec un nombre restreint d'accélérogrammes [49,51].

Une fois la demande sismique déterminée, il est nécessaire de préciser la capacité ou l'état limite d'endommagement. La capacité est souvent évaluée à partir de jugement d'expert, de données expérimentales, de méthodes analytiques ou d'analyses dynamiques incrémentales [51]. Finalement, la capacité et la demande sont couplées, en utilisant une distribution log-normale, selon l'équation (1.8).

### 1.10.2. Méthode du maximum de vraisemblance

Cette méthode a été établie par Shinozuka [50] pour le développement de courbes de fragilité empiriques de ponts à la suite du séisme de Kobé, en 1995, et pour le développement de courbes de fragilité analytiques pour la région de Memphis. À l'instar de la méthode précédente, des analyses dynamiques temporelles non linéaires sont réalisées afin d'obtenir la réponse d'un ensemble d'échantillons. La sélection des accélérogrammes et l'échantillonnage des paramètres incertains suivent la même procédure que pour la méthode du modèle de la demande sismique.

À partir de la réponse de chaque échantillon du modèle, il est possible d'obtenir les deux paramètres (médiane et dispersion) de l'équation (1.6). Les paramètres sont estimés en maximisant la fonction de vraisemblance suivante :

$$L = \prod_{i=1}^N [P_f(y_i)]^{x_i} [1 - P_f(y_i)]^{1-x_i} \quad (1.10)$$

Dans cette équation,  $P_f$  présente la probabilité que les pertes soient supérieures à un niveau donné,  $y_i$  est la mesure d'intensité sismique à laquelle l'échantillon est soumis,  $N$  est le nombre total d'échantillons et  $x_i = 1$  ou  $0$  suivant que l'échantillon a atteint un état limite

donné ou non. Malgré sa simplicité et son efficacité, peu d'exemples de cette méthode sont disponibles dans la littérature [50]. La plupart des études préférant la méthode du modèle de la demande sismique pour sa plus grande robustesse.

### 1.10.3. Méthode d'échantillonnage avec normalisation de l'intensité sismique

Les courbes de fragilité peuvent être facilement obtenues si la demande sismique et la capacité structurale peuvent être définies de façon explicite ou si les modèles de demande sismique ont une corrélation et une dispersion adéquates. Par contre, pour des systèmes complexes où ces paramètres ne peuvent être formulés de façon explicite ou avec une précision adéquate, il est nécessaire d'utiliser une méthode d'échantillonnage pour la génération des courbes de fragilité. La principale méthode est la Simulation Monte-Carlo (MCS) ; cette méthode est la plus générale pour obtenir les courbes de fragilité puisqu'elle s'applique en n'effectuant aucune hypothèse sur la distribution de la fragilité [39,62].

La MCS est très utile et simple d'utilisation pour les systèmes complexes faisant intervenir plusieurs paramètres définis comme des variables aléatoires. Cette méthode fonctionne en générant plusieurs échantillons du système à l'aide des fonctions de densité de probabilité des variables aléatoires et en évaluant si l'état limite d'endommagement a été atteint pour un chargement donné. Lorsque ce processus est réalisé pour un grand nombre d'échantillons, la probabilité de défaillance ou la fragilité s'exprime :

$$P_f = \frac{n_f}{N} \quad (1.11)$$

Dans cette équation  $N$  est le nombre total d'échantillons simulés et  $n_f$  est le nombre d'échantillons ayant atteint l'état limite. Plus le nombre d'échantillons est important, plus les résultats d'une MCS convergent vers une solution.

Puisque le nombre d'échantillons ne peut pas être infini, la MCS est toujours sujette à des erreurs d'échantillonnage [62]. De plus, la convergence de la MCS, en terme de variance, est lente. Ainsi, pour des analyses non linéaires, cette méthode peut être très coûteuse en temps de calcul.

La méthode du *Latin Hypercube Simulation* (LHS) permet de résoudre cette problématique puisqu'elle permet d'effectuer un échantillonnage aléatoire en reproduisant les distributions des paramètres aléatoires avec beaucoup plus d'efficacité que la MCS et

nécessite un moins grand nombre de simulations pour obtenir une variance adéquate des probabilités estimées [61].

Les courbes de fragilité sont générées en calculant la probabilité de défaillance, selon l'équation (1.11), pour plusieurs niveaux d'intensité sismique. La sélection des accélérogrammes et l'échantillonnage des paramètres incertains sont effectués avec la même procédure que pour la méthode du modèle de la demande sismique. Les différentes probabilités de défaillance peuvent être obtenues en normalisant un ensemble d'accélérogrammes à différents niveaux d'intensité sismique ou en utilisant différents accélérogrammes pour chaque niveau d'intensité. Cette dernière méthode est préférable puisque le contenu fréquentiel et les propriétés d'un accélérogramme dépendent fortement de son intensité [63]. Elle nécessite cependant un nombre élevé d'accélérogrammes compatibles. Une fois le nombre de valeurs ponctuelles de la probabilité de défaillance est suffisant, l'équation (1.6) peut être utilisée pour estimer la fragilité du système.

Trois méthodes sont principalement disponibles pour estimer les paramètres de l'équation (1.6). Ces méthodes sont : la méthode du maximum de vraisemblance, la méthode des moindres carrés générale et la méthode des moindres carrés dans l'espace linéaire [63]. La première méthode consiste à maximiser la fonction de vraisemblance suivante :

$$L = \prod_{i=1}^m \binom{n_i}{z_i} [P_f(y_i)]^{z_i} [1 - P_f(y_i)]^{n_i - z_i} \quad (1.12)$$

Cette méthode revient à résoudre le problème d'optimisation suivant :

$$\{\widehat{m}_R, \widehat{\beta}_R\} = \arg \max_{m_R, \beta_R} \sum_{i=1}^m \left\{ \ln \binom{n_i}{z_i} + z_i \ln(P_f(y_i)) + (n_i - z_i) \ln(1 - P_f(y_i)) \right\} \quad (1.13)$$

Dans ces équations,  $m_R$  et  $\beta_R$  représentent respectivement les estimateurs de la médiane et de la dispersion,  $m$  est le nombre de niveaux d'intensité,  $n_i$  est le nombre d'échantillons total au niveau  $i$ ,  $z_i$  est le nombre d'échantillons ayant atteint l'état limite au niveau  $i$ ,  $y_i$  est le niveau d'intensité  $i$  et  $P_f$  représente l'équation (1.6).

La méthode des moindres carrés générale consiste à résoudre le problème d'optimisation suivant les variables ayant été définies précédemment :

$$\{\widehat{m}_R, \widehat{\beta}_R\} = \arg \max_{m_R, \beta_R} \sum_{i=1}^m \left( \frac{z_i}{n_i} - (P_f(y_i)) \right)^2 \quad (1.14)$$

Finalement, la dernière méthode consiste à effectuer la méthode des moindres carrés dans l'espace linéaire après avoir effectué une transformation des données. La transformation des données  $y_i$  et  $P_{fi}$  est alors la suivante :

$$y_i^* = \ln(y_i) \quad (1.15)$$

$$P_{fi}^* = \Phi^{-1} \left( \frac{z_i}{n_i} \right) \quad (1.16)$$

D'un point de vue statistique, la méthode du maximum de vraisemblance est à privilégier puisque la méthode des moindres carrés néglige une propriété fondamentale des données. En effet, la variance des probabilités de défaillance observées n'est pas constante, ce qui est en violation de l'une des hypothèses de la méthode des moindres carrés [63]. Néanmoins, la méthode des moindres carrés peut être utilisée si elle permet d'obtenir une meilleure approximation des données numériques.

### 1.11. Courbes de fragilité dans le domaine des barrages

La méthode d'échantillonnage est celle utilisée pour la plupart des études dans le domaine des barrages. La MCS est utilisée pour déterminer la fragilité des barrages en fonction du niveau d'eau dans le réservoir [39,64,65]. De plus, les quelques études disponibles pour la vulnérabilité sismique de barrages-poids en béton utilisent une méthode d'échantillonnage avec MCS ou LHS pour déterminer la fragilité [40, 55–58, 66, 67].

La première étude sur le sujet a été réalisée par Tekie et Ellingwood [40] pour le barrage poids de Bluestone en Virginie-Occidentale. Les courbes de fragilité pour la vulnérabilité sismique ont été développées à l'aide d'une méthode d'échantillonnage LHS. Les courbes de fragilité ont été développées pour quatre états limites d'endommagement, soit la fissuration du béton aux joints de reprise, les déformations de la fondation, le glissement à l'interface béton-roc et le déplacement relatif de la crête du barrage par rapport à sa base. Différents niveaux d'endommagement ont été définis pour chaque état limite ; aucune incertitude n'a été associée au niveau d'endommagement. Un total de neuf paramètres incertains a été défini dans cette étude. Douze échantillons du modèle ont été obtenus à l'aide de la méthode LHS et ont été couplés avec douze accélérogrammes historiques. Ces échantillons ont été analysés pour six niveaux d'intensité sismique, en

étalonnant les accélérogrammes par rapport à l'accélération spectrale évaluée à la période fondamentale, afin d'obtenir les courbes de fragilité. Des analyses dynamiques temporelles non linéaires ont été réalisées en incluant les effets d'interaction barrage-réservoir-fondation. Une estimation de la fragilité a ensuite été obtenue, pour chaque état limite de l'étude, à l'aide d'une distribution log-normale, telle que présentée dans l'équation (1.6). Dans cette étude, l'incertitude combinée a été obtenue directement sans faire de distinction entre les incertitudes aléatoires et épistémiques. Les paramètres  $m_R$  et  $\beta_R$  de l'équation (1.6) ont donc été obtenus directement par traitement statistique des résultats des analyses. Une bonne corrélation a été obtenue entre les résultats des simulations et la distribution lognormale. Une étude de sensibilité a également été effectuée pour déterminer les paramètres incertains ayant la plus grande influence sur la fragilité. Cette étude a démontré que la variabilité dans la réponse est largement dominée par l'incertitude reliée aux séismes et au coefficient de friction pour l'état limite relié au glissement.

Ghanaat *et al.* [55] ont utilisé la même méthodologie pour évaluer la vulnérabilité du barrage de Muhleberg en Suisse. Trente échantillons ont été obtenus avec la méthode LHS et ont été simulés pour huit niveaux d'intensité sismique en étalonnant les accélérogrammes en fonction de l'accélération de pointe au rocher ; six paramètres incertains ont été considérés. L'état limite à l'étude était le glissement à l'interface béton-roc et un seul niveau d'endommagement a été considéré, soit le début du glissement. Les analyses dynamiques temporelles non linéaires ont été réalisées à l'aide des logiciels *SAP2000* et *LS-Dyna*. Une distribution log-normale équation (1.6) a été utilisée pour représenter les résultats. Les paramètres de la fonction log-normale ont été estimés par la méthode des moindres carrés dans l'espace linéaire. La fragilité a également été étudiée en considérant uniquement l'incertitude aléatoire reliée au séisme, toutes les autres sources d'incertitudes étant fixées à leur valeur médiane. Il a été montré que plusieurs autres facteurs ont une influence non négligeable sur la fragilité du barrage.

Ghanaat *et al.* [56,57] ont également étudié la vulnérabilité sismique d'un autre barrage à l'aide de la méthode LHS. Cette étude a été divisée en deux parties, l'une sur une section barrage-poids et l'autre sur une section d'évacuateur de crue incluant les piliers et les vannes radiales de l'évacuateur. La première partie avait pour objectif de développer une nouvelle méthodologie simple et pratique pour le développement de courbes de fragilité pour un barrage-poids [56]. Cette fois-ci, onze paramètres incertains ont été

définis et un facteur de directionnalité entre les composantes verticales et horizontales des séismes a été considéré comme un facteur aléatoire. Des analyses préliminaires, avec un modèle de matériau non linéaire pour le béton, ont été réalisées afin de déterminer les modes de ruptures potentiels du barrage lors d'un séisme. Ces analyses ont permis de déterminer que, dans tous les cas, la rupture survenait par fissuration à l'interface barrage-fondation ou au joint de reprise situé au changement de pente sur la face aval du barrage. Le modèle a ensuite été modifié afin de limiter les zones de non-linéarité et les deux états limites à l'étude qui étaient le glissement à l'interface béton-roc et le glissement du joint de reprise au changement de pente. Un seul niveau d'endommagement a été défini, soit le début du glissement. Dix échantillons ont été obtenus avec la méthode LHS et une analyse dynamique incrémentale (IDA : *Incremental Dynamic Analysis*) a été réalisée pour chaque échantillon jusqu'à atteindre l'état limite d'endommagement. La mesure d'intensité était l'accélération de pointe au rocher et les analyses temporelles non linéaires ont été effectuées avec le logiciel LS-Dyna. Les échantillons ont ensuite été classés en ordre et les probabilités de défaillance ont été calculées avec l'équation (1.17).

$$P_f = 100 \% \left( \frac{n-0.5}{N} \right) \quad (1.17)$$

Dans cette équation  $n$  est le rang de l'échantillon et  $N$  est le nombre total d'échantillons. L'utilisation d'une IDA avec une méthode d'échantillonnage permet une meilleure estimation de la fragilité que l'équation (1.11). En effet, cette méthode permet de déterminer précisément le niveau de l'intensité sismique lors de l'atteinte de l'état limite pour chaque échantillon. En revanche, l'équation (1.11) donne uniquement le pourcentage d'échantillons ayant atteint l'état limite pour un nombre restreint de niveaux d'intensité sismique. La rupture d'un échantillon ayant pu se produire à une intensité plus faible que celle utilisée pour calculer la probabilité de l'équation (1.11). Malgré tout, l'utilisation d'analyses dynamiques incrémentales pour déterminer l'intensité sismique à la défaillance de chaque échantillon nécessite un temps de calcul beaucoup plus important que l'utilisation de l'équation (1.11). Une distribution de Weibull (équation (1.18)) a ensuite été utilisée pour estimer les courbes de fragilité.

$$P_f(y) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{y}{\lambda} \right)^k \right] \quad (1.18)$$

Les paramètres  $k$  et  $\lambda$  ont été déterminés par traitement statistique des résultats.

La deuxième partie portait sur le développement de courbes de fragilité pour une section de l'évacuateur de crue du même barrage [57]. La même méthodologie que pour le barrage de Muhleberg a été utilisée dans ce cas. Trente échantillons ont été obtenus avec la méthode LHS et ont été simulés pour six niveaux d'intensité sismique en étalonnant les accélérogrammes en fonction de l'accélération de pointe au rocher. Le seul état limite à l'étude était le glissement des piliers de l'évacuateur. Les analyses ont été effectuées avec un modèle non linéaire de béton prenant en compte la fissuration du béton ainsi que la plastification et la rupture des ancrages et armatures. Le début du glissement était déterminé selon les résultats de ces analyses. Il est à noter que les trois études de Ghanaat ne considèrent que le début du glissement pour définir la rupture et l'atteinte des états limite. Par contre, même si le glissement débute, le barrage peut tout de même demeurer stable, le facteur critique est plutôt la magnitude et la gravité des déplacements dus au glissement.

Lupoi et Callari [58] ont développé des courbes de fragilité pour la vulnérabilité sismique du barrage-poids de Kasho, au Japon, en utilisant des simulations de Monte-Carlo. Les états limites à l'étude étaient la déformation excessive du barrage, la fissuration aux joints de reprise et le glissement à l'interface béton-rocher. Un modèle probabiliste de la demande a été obtenu en calculant la réponse du barrage avec dix accélérogrammes historiques, les propriétés du barrage ont été fixées à leur valeur médiane. Des analyses dynamiques linéaires ont été réalisées pour une accélération de pointe au rocher (APR) de 0.1 g et le modèle numérique a été calibré à partir de mesures lors du séisme de Tottori en 2000. La demande a été définie pour huit autres valeurs de l'APR (0.1 à 0.9 g) en supposant une réponse linéaire du barrage. Cette hypothèse peut être inadéquate puisqu'après la fissuration, le comportement devient fortement non linéaire. Des modèles probabilistes de la capacité ont ensuite été obtenus en considérant certains paramètres de la capacité comme des variables aléatoires. La fragilité a ensuite été obtenue, à l'aide de la simulation Monte-Carlo en échantillonnant les modèles de demande et de capacité pour les neuf valeurs d'APR de l'étude. Aucune distribution de probabilité n'a été utilisée pour représenter les résultats des simulations.

Deux autres études sont également disponibles sur le sujet. Ces études utilisent la longueur de fissuration pour définir les états limites ultimes. La première étude porte sur le barrage de Pine Flat [66]. La fissuration à la base et dans le corps du barrage sont les deux

états limites à l'étude. Les états limites sont définis selon une longueur critique de fissuration. Une IDA est effectuée pour six échantillons jusqu'à l'atteinte de la longueur critique. Aucun paramètre incertain n'est pris en compte et les courbes sont ensuite estimées par une loi log-normale. L'autre étude utilise trente échantillons obtenus par simulation Monte-Carlo et six niveaux d'intensité sismique pour déterminer la vulnérabilité sismique d'un barrage-poids [67]. Trois paramètres sont définis comme incertains et cinq états limites sont définis de façon qualitative en fonction de l'intensité et de la magnitude de la fissuration. Dans cette étude, aucune distribution de probabilité n'a été utilisée pour estimer la fragilité.

Toutes ces études ont montré que le développement de courbes de fragilité pour la vulnérabilité sismique d'un barrage-poids en béton à l'aide d'une méthode d'échantillonnage, telle que le *Latin Hypercube Simulation* est adéquat, simple d'utilisation et offre d'excellents résultats. De plus, les distributions de probabilité utilisées pour représenter la fragilité d'un barrage présentent de très bonnes corrélations avec les résultats des analyses.

### **1.12. Conclusion**

Les techniques de la sécurité de fonctionnement ne sont apparues que récemment dans le domaine du génie civil, en particulier pour les ouvrages hydrauliques tels que les barrages. Les barrages poids en béton sont considérés comme des structures de grandes importances d'où l'importance de leurs surveillances. Comme tout ouvrage d'art, les barrages sont susceptibles d'être affectés structurellement par les effets induits par un séisme. Ainsi, la surveillance doit prendre en considération ce risque en tenant compte de l'implantation du barrage et de sa sensibilité intrinsèque vis-à-vis de cette sollicitation.

À cet effet, des courbes de fragilité peuvent être utilisées. Plusieurs méthodes permettent de les obtenir. Nous avons montré que la combinaison d'une simulation de Monte-Carlo associée à la méthode d'échantillonnage *Latin Hypercube Simulation* permettait l'obtention de courbes de fragilité d'une manière efficiente.

# **CHAPITRE 2**

## CHAPITRE 2

### HYPOTHESES DE CALCUL POUR LA MODÉLISATION DU BARRAGE POIDS EN BÉTON

#### 2.1. Introduction

Dans le domaine du génie civil, les barrages ont toujours été considérés comme des ouvrages d'art spécifiques. Les raisons se trouvent, d'une part dans le caractère unique de chaque barrage (lié essentiellement aux fondations) et à la complexité des comportements et des mécanismes en jeu, et d'autre part dans les effets majeurs des actions de l'eau et des gradients hydrauliques au sein des structures, rendant ainsi ces ouvrages atypiques.

La prédiction de la réponse d'un barrage poids en béton soumis à une excitation sismique requiert des modèles de comportement adaptés aux matériaux constitutifs, ainsi que la connaissance du site d'implantation.

#### 2.2. Zone d'étude

La région du Cheliff est connue par son importante activité sismique, elle est considérée comme la zone la plus active en Méditerranée occidentale qui marque l'affrontement des plaques tectoniques Africaine et Eurasienne. Cette situation tectonique a pour conséquence une activité sismique forte pour cette région, où se sont produits plusieurs séismes de Magnitude supérieure à cinq [68]. Au cours de son histoire, de nombreux séismes violents se sont produits. Ces événements attestent le caractère actif de l'activité sismique dans la région de Chlef. Par conséquent, l'évaluation de l'aléa sismique pour cette région est indispensable.

Par définition, l'aléa sismique est la probabilité, qu'au cours d'une période de référence, une secousse sismique de caractéristique donnée (la périodicité, la localisation et l'énergie développée par les secousses antérieures) atteigne ou dépasse une certaine intensité.

En général, on distingue dans l'étude d'aléa sismique deux approches différentes :

- Approche déterministe,
- Approche probabiliste basée sur l'analyse de l'aléa sismique, dénommée (PSHA), « *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* ».

L'approche déterministe permet de définir les effets maximaux d'un événement sismique en un point de site. Elle consiste à définir, dans un premier temps, le(s) Séisme(s) Maximal (aux) Historiquement Vraisemblable(s) (S.M.H.V), puis le(s) Séisme(s) Majoré(s) de Sécurité(s) (S.M.S).

- Le S.M.H.V est le plus fort séisme connu de chaque unité sismotectonique.
- Le S.M.S. est déduit du S.M.H.V : son intensité est en première approximation, majorée d'une (01) unité sur le site.

L'approche probabiliste permet d'évaluer l'aléa sismique à travers des lois qui donnent la probabilité annuelle qu'un paramètre de mouvement du sol sera dépassé [69]. La méthodologie est composée par un certain nombre d'étapes.

Les approches probabiliste et déterministe utilisent des données identiques à savoir le catalogue de sismicité, le modèle d'atténuation du mouvement du sol et le zonage des sources sismogéniques.

Le tableau 2.1 donne la période de retour estimée pour les ondes de surface de magnitude allant de 5,0 à 7,5. La figure 2.1 montre la période de retour (trait plein), et la probabilité de non dépassement de la magnitude pour une durée de  $T = 100$  années (ligne pointillée) de la région de Chlef [70].

Tableau 2.1: Période de retour moyenne pour des séismes de magnitude de 5,0 à 7,5 [70].

Villes	Période de retour (années)					
	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5
Oran	15.15					
Chlef	05.38	09.56	18.35	38.32	88.05	227.17
Alger	05.16	11.92	50.84	9074.61		
Bouira	04.71	09.61	28.20	207.33		
Bejaia	08.94	19.63	53.61	206.59	1558.86	92786.35
Constantine	11.52	37.40	393.20			

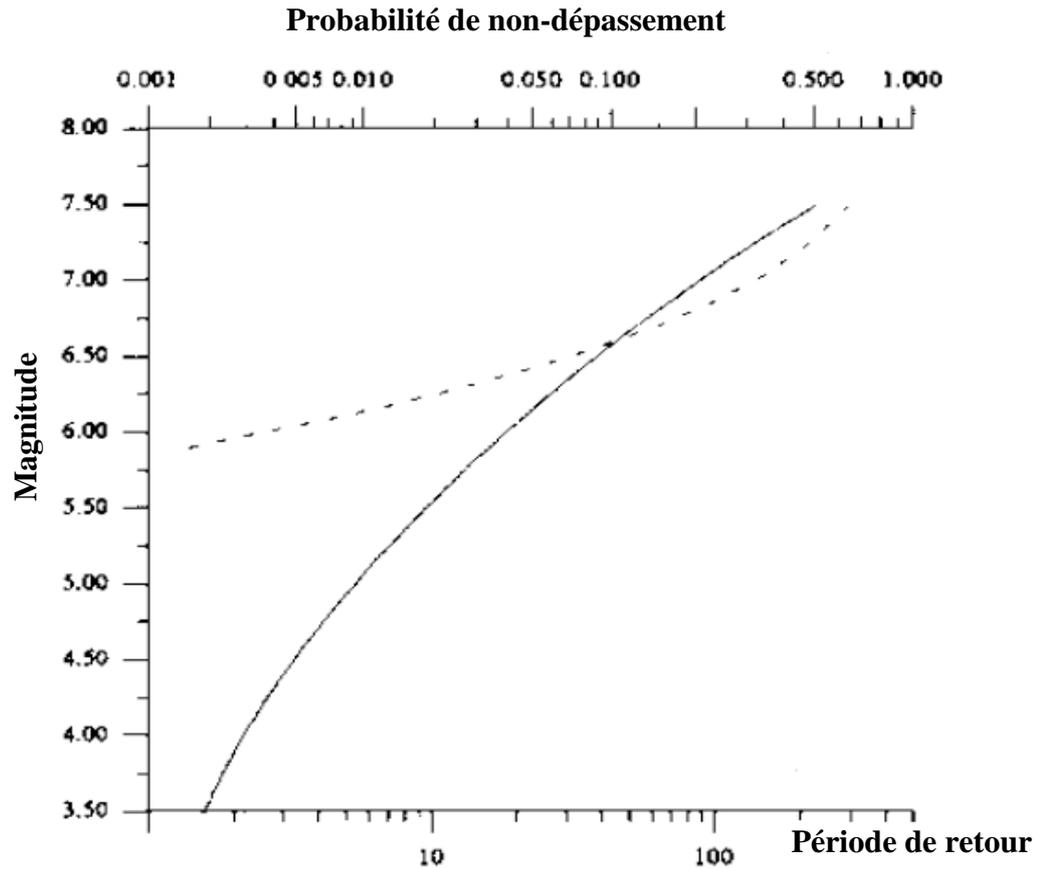


Figure 2.1: Représentation de la période de retour et la probabilité de non-dépassement pour une période de temps  $T = 100$  années pour la région de Chlef.

### 2.3. Description du barrage d'Oued El Fodda

Le barrage d'Oued El Fodda est le premier grand barrage réservoir mis en service, en 1932, construit pour le compte du Service Centrale des Irrigations de l'Algérie. Il est érigé sur l'Oued El Fodda, à 20 km de son confluent avec le Chlef, une retenue de 225 m<sup>3</sup>, permet d'irriguer les périmètres de Chlef et Oued El Fodda (Département d'Alger). C'est un barrage poids en béton qui mesure 100 m de hauteur, 65 m d'épaisseur à la base et 182 m de longueur en crête. Sa construction et celle des ouvrages annexes ont nécessité l'exécution de 105.000 m<sup>3</sup> de déblais et 320.000 m<sup>3</sup> de béton, dont 173.000 m<sup>3</sup> pour le barrage.

Les travaux ont démarré en 1926, ensuite et interrompus en septembre 1929 par un incendie qui a détruit totalement les installations de préparation des agrégats et de bétonnage, alors que 58.000 m<sup>3</sup> de béton étaient exécutés. Le 1<sup>er</sup> avril 1931 des

installations ont été mises en service. Les 215.000 m<sup>3</sup> de béton restant à exécuter ont été terminés en juin 1932.

Les ouvrages d'évacuation des crues, capables d'évacuer un débit total de 1100 m<sup>3</sup>/sec, comprennent un déversoir à seuil fixe de 170 m, suivi d'une galerie souterraine de 53 m<sup>2</sup> de section, sur la rive gauche, et une vanne à contre poids avec canal à l'air libre, sur la rive droite. Une galerie en charge avec prise d'eau sur la rive gauche, en amont du réservoir, constitue le premier tronçon du système d'adduction des eaux retenues. Le barrage poids d'Oued el Fodda et son réservoir est présenté dans la figure 2.2.



Figure 2.2 : Vue du barrage-poids en Béton d'Oued El Fodda.

## 2.4. Critères de rupture

L'identification de critère de défaillance structurelle pour les barrages exige une vaste connaissance des propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans le barrage et la fondation. Nous donnons ci-après les propriétés mécaniques des matériaux des barrages poids en béton et leurs critères de défaillance associés.

### 2.4.1. Modèle d'endommagement et de plasticité pour le béton

Le béton est un matériau composite, composé des agrégats et une matrice continue qui contient un mélange de pâte de ciment et des petites particules de sable. Son comportement physique est très complexe, le matériau est assumé initialement isotrope.

Les propriétés mécaniques du béton comme matériaux de construction ont été largement étudiés au cours de ces dernières années. La densité du béton est d'environ

2200-2600 kg/m<sup>3</sup> avec un coefficient de dilatation thermique autour de  $9.9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ . Son module d'élasticité est relié à sa contrainte de compression spécifique et son coefficient de poisson est de l'ordre de 0.15-0.25. La contrainte de compression moyenne du béton est d'environ 28 MPa appliquée même pour les structures massives.

Le modèle « *Concrete Damaged Plasticity* » (CDP) proposé dans le code ABAQUS permet de représenter plus finement le comportement du matériau. Ce modèle est destiné à l'analyse des matériaux tels que les bétons ou d'autres matériaux quasi-fragiles.

Le modèle CDP a été développé historiquement pour l'étude des chargements cycliques et/ou dynamiques des structures de béton [71]. Il a été depuis, étendu pour d'autres matériaux quasi-fragiles. Le comportement de notre matériau est influencé par l'endommagement par microfissuration sous faibles pressions. Ce comportement fragile tend à disparaître quand la pression de confinement est suffisamment grande pour l'empêcher. La réponse macroscopique devient celle d'un matériau ductile avec écrouissage. Cette observation motive l'intérêt pour le modèle CDP qui permet également de tenir compte, si besoin, de la sensibilité du matériau à la vitesse de déformation ou encore à la température.

Le modèle est basé sur un certain nombre d'éléments donné en Annexe 1.

#### **2.4.2. Critère de rupture pour la fondation**

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été largement utilisé pour les applications géotechniques. En effet, un grand nombre de calculs de routine de conception dans le domaine de la géotechnique sont toujours réalisés avec le critère de Mohr-Coulomb.

Le critère de Mohr-Coulomb suppose que la rupture est contrôlée par la contrainte de cisaillement maximale et que cette dernière dépend de la contrainte normale. Ceci peut être représenté en traçant le cercle de Mohr pour des états de contrainte à la rupture en termes de contraintes principales maximales et minimales. La ligne de rupture de Mohr-Coulomb est la meilleure ligne droite qui touche ces cercles de Mohr (figure 2. 3) [72]. Ainsi, le critère de Mohr-Coulomb s'écrit :

$$\tau = c - \sigma \times \tan \phi \quad (2.1)$$

Avec,  $\tau$  est la contrainte de cisaillement,  $\sigma$  est la contrainte normale (négative en compression),  $c$  est la cohésion de la matière, et  $\phi$  est l'angle de frottement du matériau.

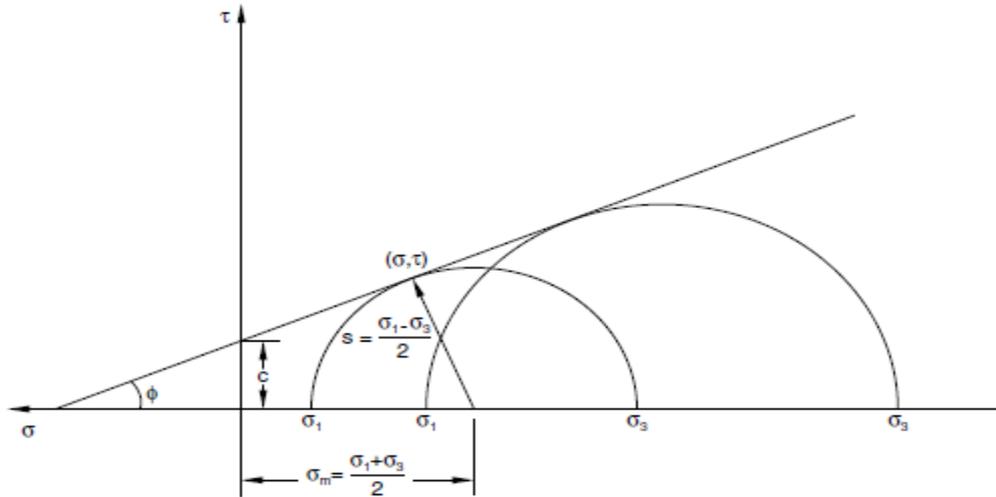


Figure 2.3: Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

A partir du cercle de Mohr,

$$\tau = s \times \cos \phi \quad (2.2)$$

$$\sigma = \sigma_m + s \times \sin \phi \quad (2.3)$$

En remplaçant dans le critère de Mohr-Coulomb peut être réécrite comme :

$$s + \sigma_m \times \sin \phi - c \times \cos \phi = 0 \quad (2.4)$$

Avec

$$s = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (2.5)$$

S est la moitié de la différence entre les contraintes principales maximales et minimales (et est par conséquent, la contrainte de cisaillement maximale)

$$\sigma_m = \frac{1}{2} (\sigma_1 + \sigma_3) \quad (2.6)$$

$\sigma_m$  est la moyenne des contraintes principales maximales et minimales (la contrainte normale).

Ainsi, le critère de Mohr-Coulomb suppose que la rupture est indépendante de la valeur de la contrainte principale intermédiaire. La rupture des matériaux géotechniques typiques comprend, généralement, une petite dépendance de la contrainte principale intermédiaire, mais le modèle de Mohr-Coulomb est généralement considéré comme suffisamment

précis pour la plupart des applications. Ce modèle de rupture a des sommets dans le plan de contrainte déviatorique (voir figure 2.4) [72].

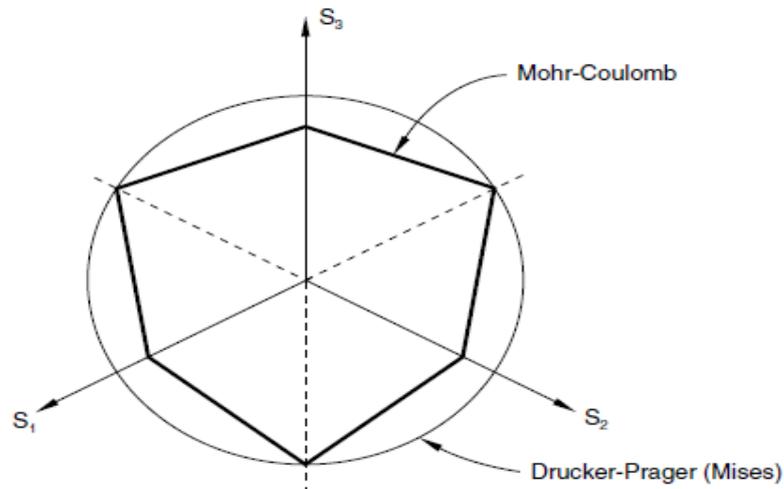


Figure 2.4 : Modèle de Mohr-Coulomb le plan déviatorique.

Le modèle constitutif décrit ici est une extension du critère classique de rupture de Mohr-Coulomb. C'est un modèle élasto-plastique qui utilise une fonction *ultime* (*yield fonction*) de la forme de Mohr-Coulomb; cette fonction ultime comprend une cohésion isotrope durcissement / adoucissement (*hardening/softening*). Cependant, le modèle utilise un potentiel d'écoulement qui a une forme hyperbolique dans le plan de la contrainte méridionale et n'a pas de coins dans l'espace de contraintes déviatoriques. Ce potentiel d'écoulement est alors complètement lisse et, par conséquent, fournit une définition unique de la direction de l'écoulement plastique (voir annexe 2).

## 2.5. Conclusion

En Algérie, de nombreux barrages poids en béton ont été mis en service voilà plus de 80 ans, alors que les normes de l'époque ne permettaient pas de satisfaire les critères contemporains de sécurité. Une grande part de ces ouvrages se situe dans des zones à sismicité modérée à élevée. Aussi, il est impératif d'évaluer leur réponse dynamique sous l'effet des sollicitations sismiques caractéristiques de ces régions.

Nous nous intéressons en l'occurrence à la région de Chlef et au barrage d'Oued El Fodda situé dans cette région. Afin de prendre en compte l'ensemble des sources de la non-linéarité contribuant significativement à la réponse de ce barrage, une modélisation sous le logiciel éléments finis ABAQUS sera utilisée. Les hypothèses de base ainsi que les

deux modèles de comportement linéaire et non linéaire du barrage et de la fondation, à savoir le modèle « *Concrete Damaged Plasticity* » (CDP) et le modèle de Mohr-Coulomb.

# **CHAPITRE 3**

## CHAPITRE 3

# ÉTUDE DYNAMIQUE DU SYSTÈME BARRAGE-FONDATION-RÉSERVOIR

### 3.1. Introduction

L'analyse sismique des barrages en béton fait appel à des méthodes pseudo-dynamiques simplifiées jusqu'à des méthodes complètes par éléments finis. Les modèles numériques utilisés dans ces méthodes sont souvent élaborés à partir d'hypothèses et de supposition sur les propriétés mécaniques et géométriques des barrages. Ce chapitre présente la modélisation du mécanisme structural du barrage poids en béton en utilisant des modèles avec des degrés de complexités variables et avec différentes hypothèses, du corps rigide avec des modèles éléments finis linéaires et non linéaires. Les réponses structurelles obtenues par l'utilisation de ces modèles sont présentées. En se basant sur l'étude de ces résultats, nous avons pu montrer l'effet de l'interaction des différents domaines barrage, fondation et réservoir sur les réponses structurelles obtenues.

### 3.2. Analyse Sismique d'un Barrage-Réservoir

La modélisation du système barrage-fondation pour l'analyse sismique en mode dynamique doit prendre en compte l'interaction du barrage - réservoir (les forces hydrodynamiques sur la face amont du barrage), l'interaction du barrage - fondation, et l'interaction de liquide - fondation. Un mécanisme approprié doit être choisi pour introduire le tremblement de terre sélectionné dans le modèle éléments finis. De plus, les effets des conditions aux limites imposées sur le maillage en éléments finis doivent être prises en compte. L'analyse sismique du système du barrage - fondation est effectuée dans le domaine temporel et ce à cause de la nature non linéaire du problème. L'analyse dynamique (non linéaire) dans le domaine temporel dans le cas des barrages poids en béton est très onéreuse. Aussi un modèle qui réduit raisonnablement cette contrainte est souhaitable.

#### 3.2.1. Logiciel "ABAQUS"

Le choix du logiciel ABAQUS repose principalement sur deux raisons. D'une part, de nombreux travaux de modélisation numérique adaptés aux problèmes spécifiques des barrages ont été réalisés avec succès en utilisant ce logiciel. D'autre part, les diverses

capacités de ce logiciel correspondent bien à nos besoins, à savoir, ABAQUS permet de prendre en compte le contact en grands déplacements (Structure/Fondation), la grande déformation des matériaux (la couche de couverture) et des problèmes de couplage couramment rencontrés dans les divers domaines (Structure/Sol, Structure/Fluide et Fluide/Sol) [73]. Il ouvre notamment une porte aux utilisateurs en leur permettant de programmer des lois de comportement spécifiques des matériaux et des interfaces.

Ce code est puissant et comporte des modules utiles, tel que le module en langage Python script afin de faciliter une étude paramétrique.

### 3.2.2. Présentation générale d'ABAQUS

ABAQUS est un logiciel de calcul utilisant la méthode des éléments finis, créé en 1978. Selon la méthode de résolution, il dispose de deux grands logiciels :

- ABAQUS/Standard : résolution par un algorithme statique implicite,
- ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme dynamique explicite.

La version que nous avons utilisée, ABAQUS 6.5, permet de traiter des problèmes couplés (hydromécanique, thermomécanique, etc...) dans les divers domaines (mécaniques, thermiques, électriques, etc...). Un très large choix d'éléments (plus de 100) en 2D ou 3D est proposé dans le logiciel pour des analyses statiques, dynamiques, linéaires et non-linéaires. La structure d'une analyse ABAQUS est présentée dans la (figure 3.1) [73].

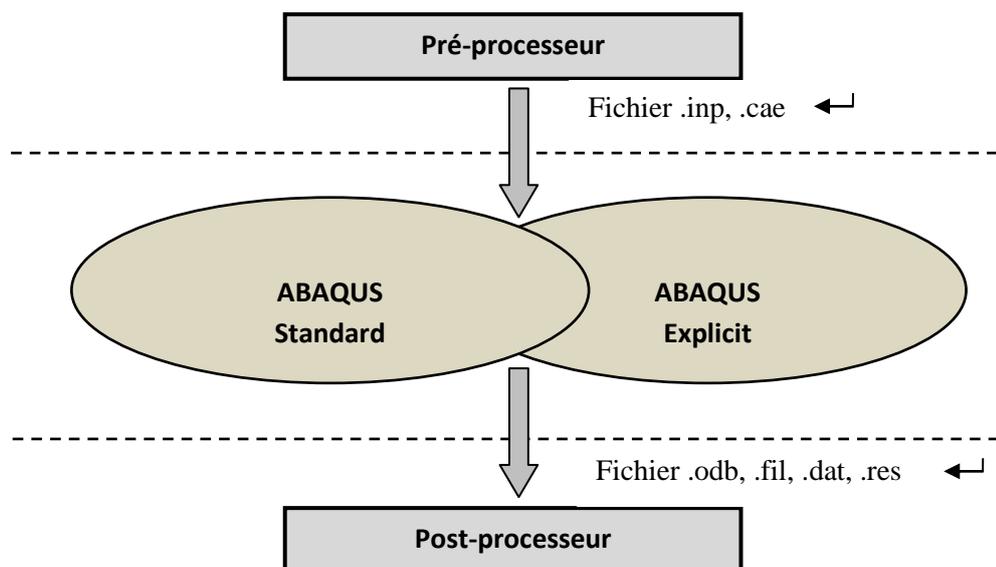


Figure 3.1: Structure d'analyse du code ABAQUS.

Le pré-processeur lit le fichier d'entrée qui définit la géométrie du modèle, sa discrétisation, les conditions aux limites, les chargements appliqués et les résultats demandés. Ensuite ABAQUS exécute le calcul, le post-processeur se charge de récupérer les résultats et permet aux utilisateurs de les visualiser puis de les exploiter.

### 3.2.3. Model de la surface de contact

La surface de contact entre le barrage et la fondation (modélisée comme une surface de frottement de Coulomb) autorise un " *glissement élastique*" dans le cas de l'analyse sismique. Ce modèle utilise ainsi une méthode de pénalisation (*a penalty method*) autorisant quelques mouvements relatifs des surfaces supposées collées ABAQUS [73]. Ce mouvement relatif, limité au "glissement élastique" déjà spécifié, peut avoir lieu quand les forces de cisaillement sont inférieures à la résistance de frottement. Le modèle en question utilise les "contraintes de Lagrange " (efficace dans le cas où le "glissement élastique" est nul). Ainsi et dans le cas du glissement élastique nul, le modèle peut mener, quelquefois, à une instabilité numérique dont la solution s'avère très onéreuse. L'autorisation d'un "glissement élastique" de 0.127 mm [40] a permis d'améliorer considérablement l'exactitude de l'analyse ainsi que du temps de calcul.

Le comportement du contact dans la direction normale a été décrit par le modèle du contact "soft". L'utilisation du modèle de contact alternatif "dur" dans ABAQUS exige la solution des équations de l'impulsion entre les nœuds en contact entre eux. Ces équations sont résolues avec un incrément du temps de l'ordre de  $10^{-6}$ , donnant une augmentation pour un impact continu entre les nœuds dans les surfaces de contact. D'autre part, une seule augmentation fait que la solution nécessite un grand nombre d'équations d'impulsion, menant ainsi à un temps de traitement très onéreux des simulations pour la modélisation de la fragilité. Le modèle du contact "doux" "soft" améliore considérablement l'efficacité temporelle. Ainsi, le modèle du contact "doux " "soft", permet une représentation plus réaliste de la transmission de l'effort normal entre les surfaces de contact à l'interface du barrage - fondation.

### 3.3. Interaction barrage-eau-fondation

La modélisation sismique d'un barrage poids en béton doit tenir compte des interactions dynamiques entre le réservoir, le barrage et la fondation. L'équilibre dynamique du système du barrage - fondation est exprimé par [74] :

$$M \times \ddot{r} + C \times \dot{r} + K \times r = -M \times 1 \times a(t) + R(t) \quad (3.1)$$

avec,

M, C, K sont les matrices de masse, amortissement et rigidité, r est le vecteur des déplacements des points nodaux relatif au champ-libre du déplacement du sol à la base du barrage, a(t) est l'accélération du sol au champ-libre, et 1 est la colonne de vecteur unité. Le vecteur de la force R(t) inclut les forces hydrodynamiques dû à l'interaction barrage - réservoir. Ces forces sont exprimées en termes d'accélération de la face amont du barrage et la base du réservoir, introduisant ainsi des termes dépendant de l'accélération dans le côté droit de l'équation 3.1.

L'interaction sol-structure a été traité en utilisant la méthode globale (ou méthode directe) : le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape [75, 76]. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. La problématique de la résolution du problème d'interaction sol-structure par la méthode globale par déconvolution est constituée des deux étapes telles que schématisées sur la figure 3.2 [75, 76] :

- 1) Le mouvement sismique de dimensionnement connu et donné à la surface du sol, en champ libre permet d'obtenir l'accélération à la base du modèle numérique. Cette base est choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas le mouvement. Cette étape connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique se ramène au problème de résolution de la propagation d'onde dans le sol, en général dans le domaine fréquentiel.
- 2) Ensuite le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol-structure et la réponse est calculée par résolution du système d'équations d'écrivant le problème entier.

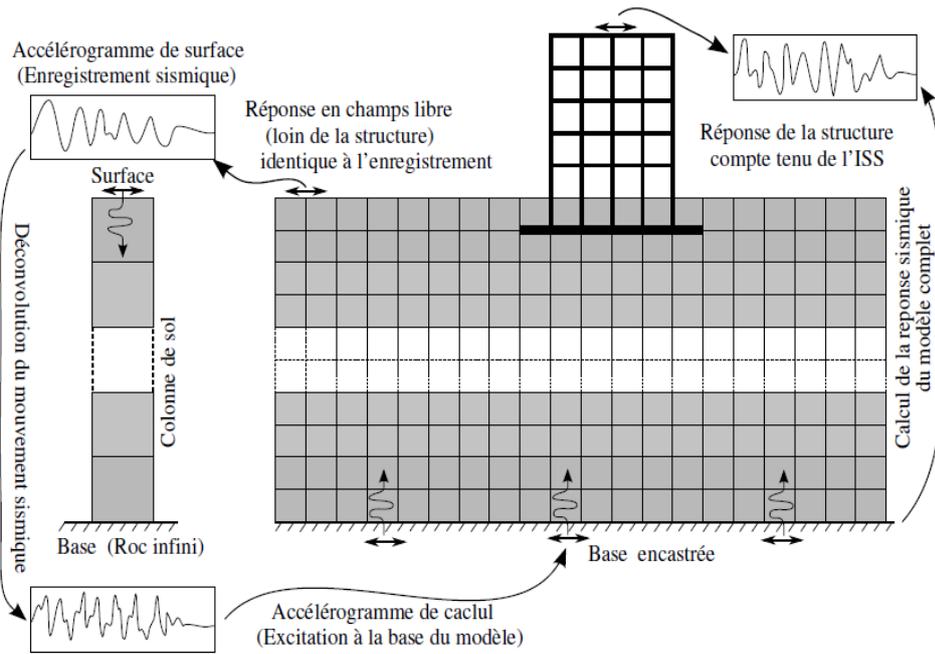


Figure 3.2 : Modélisation de l'interaction structure-sol par la méthode globale.

Les pressions hydrodynamiques sont gouvernées par l'équation d'onde à deux dimensions (supposant l'eau compressible linéairement et négliger sa viscosité interne) [74,77,78] :

$$\frac{\partial^2 p(x,y,t)}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 p(x,y,t)}{\partial y^2} = \frac{1}{c_w^2} \frac{\partial^2 p(x,y,t)}{\partial t^2} \quad (3.2)$$

avec  $p(x,y,t)$  est la pression hydrodynamique (en excès de la pression hydrostatique) et le  $C_w$  est la vitesse du son dans l'eau,

$$C_w = \sqrt{\frac{K}{\rho_w}} \quad (3.3)$$

où  $K$  et  $\rho_w$  sont les modules du corps et la densité de l'eau, respectivement. En supposant que la face amont du barrage est verticale, les solutions de l'équation 3.2 sont obtenues en imposant les conditions aux limites suivantes [73, 77, 78]:

1. à la surface du réservoir (négligeant les ondes de surface);

$$p(x,0,t) = 0 \quad (3.4)$$

2. à la face amont du barrage;

$$\frac{\partial p(0,y,t)}{\partial x} = -\rho_w \frac{\partial^2 r_u(t)}{\partial t^2} \quad (3.5)$$

au réservoir qui atteint le niveau bas;

$$\frac{\partial p(0,y,t)}{\partial x} = -\rho_w \frac{\partial^2 r_v(t)}{\partial t^2} \quad (3.6)$$

3. et absorption du réservoir à son niveau bas;

$$\frac{\partial p(x,0,t)}{\partial y} - q \times \frac{\partial p(x,0,t)}{\partial t} = 0 \quad (3.7)$$

où  $r_u(t)$  sont les déplacements horizontaux des nœuds sur la face amont du barrage, et  $r_v(t)$  les déplacements verticaux des nœuds sur le réservoir qui atteint un niveau bas, et  $q$  est le coefficient d'amortissement du réservoir qui atteint un niveau bas, défini comme [79] :

$$q = \frac{1}{c_w} \times \frac{1-\alpha}{1+\alpha} (*) \quad (3.8)$$

Où  $\alpha$  est le coefficient de réflexion d'onde ( $\alpha = 0$  signifie une absorption pleine et  $\alpha = 1$  est une réflexion pleine des ondes hydrodynamiques affectant sur le fond du réservoir). Les conditions aux limites (2) et (3), citées ci-dessus, est le couplage des périodes dans le problème, en représentant l'hydrodynamique et l'interaction eau - fondation, respectivement.

Ces interactions ont déjà fait l'objet de beaucoup de travaux de recherche. Un travail déterminant sur l'interaction liquide-barrage (hydrodynamique) a été déjà présenté par Westergaard [80]. Des solutions ont été proposées pour résoudre le système d'équations gouvernant le mouvement de l'eau et les pressions hydrodynamiques associées. L'analyse de Westergaard a porté sur un barrage poids en béton avec un maillage triangulaire sur une base rigide et une excitation harmonique simple.

La réponse du barrage est supposée comme suit : tous les points dans le barrage (supposé rigide) ont la même accélération à partir de la base et tout au long de la hauteur du barrage. Westergaard a conclu que le problème pourrait être visualisé comme si un certain corps d'eau a été forcé à osciller avec le barrage. Le reste du réservoir est supposé inactif, d'où le nom " masse ajoutée" par son appellation, la méthode est habituellement identifiée. Durant plusieurs années, plusieurs études ont porté sur les effets des différentes

suppositions dans le cadre des travaux de Westergaard. Un bref résumé de ces études jusqu'à la fin des années 1960 sont mentionnés dans Chopra [81]. Plus récemment, il y a eu un regain d'intérêts par rapport au sujet de recherche portant sur l'interaction liquide-barrage. D'autres approches plus récentes sur la modélisation de l'interaction barrage - réservoir seront brièvement présentées et critiqués ci-dessous.

Chopra et al, [82, 83] ont proposé une approche de modélisation de ces interactions, proposant ainsi la solution des équations gouvernantes dans le domaine fréquentiel. Toutefois, cette approche a évolué à travers des études plus récentes. Ces derniers ont supposé la fondation comme rigide [74, 77]. Ceci a inclus : effets dynamiques du réservoir, fondation flexible et application simultanée des deux composantes (horizontal et vertical) du signal sismique. Le système barrage-eau-fondation, consistant en trois infrastructures, le barrage, le fluide et la roche de fondation, est supposé ayant un comportement linéaire. Ces études ont été étendues pour inclure les effets de l'alluvion et sédiment présents au fond des réservoirs [84, 85]. Une modification supplémentaire a été faite par Chopra et Zhang [86] permettant de calculer l'effet d'un tremblement de terre induisant le glissement des barrages poids en béton.

Cependant, cette étude n'a pas considéré l'interaction barrage - fondation et / ou la flexibilité de la fondation. Fenves et Chavez [87] ont utilisé en combinant les deux domaines fréquence – temps, une procédure proposée par Darbre et Wolf [88], qui répète sur chaque segment du temps trois pas majeur: linéarisation des équations de mouvement, solution des équations de mouvement dans le domaine fréquentiel et la détermination de glissement dans le domaine temporel. Donc la plus grande partie de calcul a été faite dans le domaine fréquentiel, dans lequel les pressions hydrodynamiques fréquence - dépendantes sont facilement estimées.

Wolf et al, [89] ont utilisé une approche différente qui calcule directement la matrice de rigidité hydrodynamique en utilisant un modèle à paramètres amortisseurs avec des amortisseurs et des masses avec seulement quelques degrés de liberté internes supplémentaires. Des approches semblables utilisant la méthode des éléments aux limites pour construire la matrice de rigidité dynamique ont aussi été présentées par d'autres chercheurs [79,90]. Leger et al [91] ont proposé une approche légèrement différente. Ils ont ajouté des coefficients de matrice qui représentent les coefficients d'interaction du réservoir qui ont été conjointement utilisé avec les éléments fluides.

Darbre [78] a présenté un modèle de deux paramètres relativement simple qui représente le contenu du chemin d'eau du réservoir influençant ainsi la réponse dynamique d'un barrage. Le modèle consiste en une masse d'eau incompressible attachée en série aux amortisseurs. Les amortisseurs sont fixés à la face amont du barrage. Comme le modèle est discret, il peut être implémenté directement dans l'analyse non linéaire dans le domaine temporel. Le modèle est justifié par les observations suivantes :

1. A des fréquences structurelles basses, la pression hydrodynamique exercée sur la face amont du barrage est équivalente à la pression d'inertie exercée par une masse ajoutée d'eau incompressible, figure 3.3 [78],
2. A des fréquences structurelles hautes, les ondes se propagent et agissent en amont et la pression exercée sur la face du barrage est équivalente à celle exercée par les amortisseurs attachés au barrage. Les amortisseurs sont distribués uniformément le long de la face amont du barrage à une valeur de  $\rho_w c_w$  (figure 3.3), où le  $\rho_w$  est la densité de la masse d'eau et  $c_w$  est la pression de vitesse des ondes.

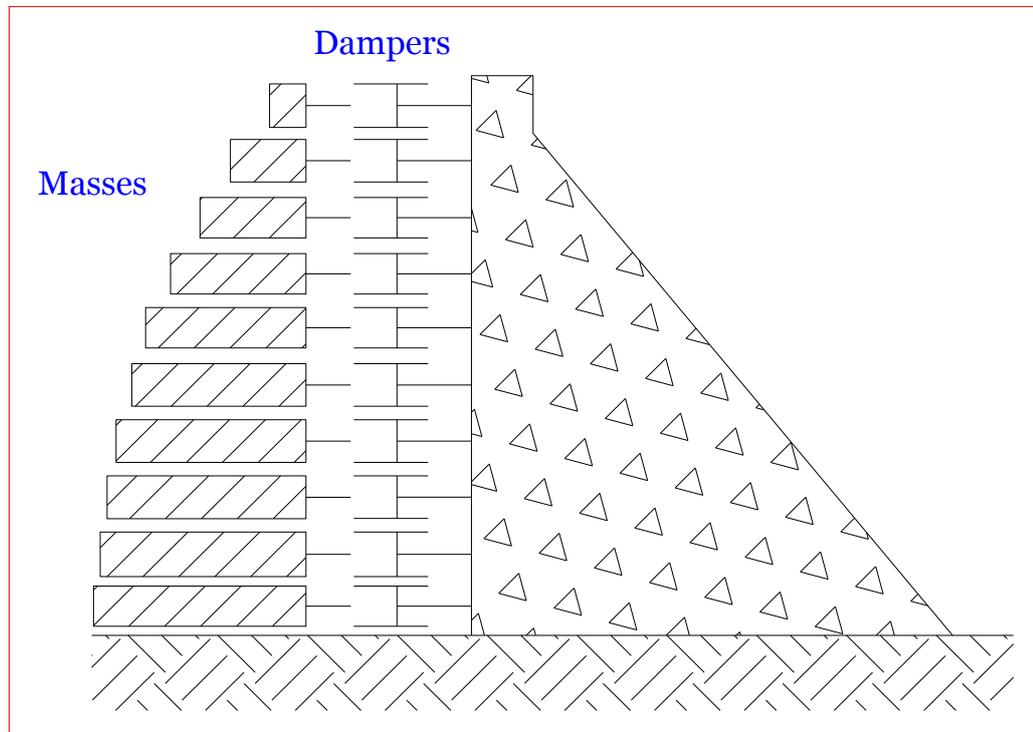


Figure 3.3 : Modèle à deux paramètres.

Ces deux observations fondamentales sont combinées à deux paramètres de la phénoménologie du modèle (figure 3.3), où un corps d'eau incompressible est attaché au barrage à travers des amortisseurs uniformément distribués. Le modèle illustre exactement le comportement du barrage. À des fréquences de mouvement basses, les amortisseurs ne se déforment pas et la pression provient de la force d'inertie de l'eau seulement (proportionnelle à l'accélération). A des fréquences hautes, la pression due à la masse d'eau reste encore, alors que la pression due à la déformation des amortisseurs (proportionnelle à la vitesse) commence à se déformer.

Les coefficients d'interaction dérivés de ce modèle montrent bien que les tendances globales de la solution analytique sont exactes [78]. Les différences entre les courbes exactes et le modèle de deux paramètres tendent à diminuer les niveaux croissants d'absorption des ondes incidentes au niveau bas du réservoir (par exemple quand  $\alpha = 0.5$  dans l'équation 3.14). Il a été montré que le modèle à deux paramètres donne une approximation valide quand les deux contenus fréquentielles de l'excitation et les fréquences naturelles considérables du barrage coïncident avec plusieurs fréquences de résonance du réservoir [78]. Une application d'un tel modèle, dans une analyse directe d'un barrage, renforce aussi les observations précitées par Darbre [92].

Le modèle discret de Darbre, comme montré dans la figure 3.3, a été donc choisi pour l'analyse sismique nonlinéaire du barrage poids en béton d'Oued el Fodda.

La masse ajoutée d'après Westaargard [80], laquelle, en supposant une structure rigide, est défini comme:

$$m_{ai} = \frac{7}{8} \times \rho \times \sqrt{h \times (h - z)} \times A_i \quad (3.9)$$

avec :

$m_{ai}$  : Masse ajoutée au nœud i.

$A_i$  : Aire d'eau tributaire au nœud i.

$h$  : hauteur du barrage.

$z$  : niveau du réservoir.

### **3.3.1. Mécanismes d'entrés du séisme**

Pour le calcul de la réponse dynamique du système barrage-fondation, l'enregistrement sismique est défini par un ou un ensemble d'enregistrements d'accélération souvent mesurées à la surface libre du sol. Ces enregistrements du champ libre ne représentent pas les séismes appliqués à la base de la fondation de la structure.

Les tremblements de terre enregistrés dans les régions proches, diffèrent dans de nombreux cas, de ceux observés dans les régions lointaines. Les caractéristiques les plus importantes des séismes proches concernant le domaine de l'ingénierie structurelle est la nature impulsive de la vitesse et le déplacement.

D'un point de vue historique, les enregistrements des séismes de Parkfield (1966) et de San Fernando (1971) en Californie peuvent être considérés comme des jalons dans la reconnaissance des effets de dommages des séismes proches puisque les deux ont eu lieu au voisinage (prés) des zones habitées (peuplées). Après de graves dommages structurels causés par des tremblements de terre proches dans les derniers séismes (Northridge (1994), Kobe (1995), Izmit (1999), etc...), les ingénieurs en génie parasismique ont envisagé des méthodes pour intégrer les effets des sources proches dans la conception d'ingénierie [93].

Les avantages de la croissance exponentielle des banques de données des séismes forts, sont d'une grande importance du point de vue de l'ingénierie. Les modèles analytiques décrivant le phénomène des séismes proches deviennent de plus en plus fiables et robuste que les données disponible à l'échelle mondiale deviennent disponibles.

### **3.4. Modèle du corps rigide**

Le modèle du corps rigide, traditionnellement utilisé dans la conception d'un barrage poids en béton, est basé entièrement sur les principes d'équilibre et suppose le barrage et la fondation comme structure rigide. Il est aussi supposé qu'il n'y a aucune interaction entre les monolithes adjacents et qu'aucun mouvement différentiel affectant le barrage ou la fondation ne se produit [1]. Utilisant ce modèle, il est possible de calculer les efforts à l'interface barrage-fondation et / ou sur les sections dans le barrage. L'analyse du corps rigide du barrage a été exécutée pour fournir une référence par rapport aux modèles qui viennent par la suite. Les charges appliquées sur le barrage, pris en considération, incluent

son propre poids, les pressions hydrostatiques horizontales appliquées à la face amont du barrage.

Les efforts verticaux aux pieds amont et aval pour le barrage sont calculés comme suit:

$$\sigma_z = \frac{\sum V}{B} \left[ 1 \pm \frac{6 \times e}{B} \right] \quad (3.10)$$

Où V représente les forces verticales, B : la largeur de la base du barrage, avec :

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} \quad (3.11)$$

e : présente la distance entre le point d'application de la résultante, des forces, mesurées à partir du pied aval du barrage, tandis que, les moments (M) sont autour du pied aval du barrage, et les efforts horizontaux du cisaillement (V) sont obtenus selon Novak et al [1]:

$$\tau_u = (\tau_{zu} - p_w) \tan \Phi_u \quad (3.12)$$

$$\tau_d = \sigma_{zu} \times \tan \Phi_u \quad (3.13)$$

Où  $\tau_u$  et  $\tau_d$  sont les efforts de cisaillement aux faces amont et aval, respectivement,  $P_w$  est la pression hydrostatique maximale à la face amont, et  $\Phi_u$  et  $\Phi_d$  sont les angles entre l'inclinaison de la face amont et aval par rapport à la verticale. Les contraintes principales peuvent être obtenues en utilisant les relations de l'état des contraintes de Mohr :

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \pm \tau_{\max} \quad (3.14)$$

$$\tau_{\max} = \sqrt{\left[ \frac{\sigma_z + \sigma_y}{2} \right]^2 \pm \tau^2} \quad (3.15)$$

### 3.5. Modèle linéaire du barrage poids

Une analyse linéaire, 2-D, en éléments finis, du corps rigide du barrage y compris la fondation, a été faite en utilisant le logiciel SAP2000. Ce programme a été entièrement testé et validé sur les problèmes avec les solutions connues avant d'être utilisé dans cette étude.

#### 3.5.1. Description du modèle

Dans cette partie d'étude, le barrage a été modélisé en éléments finis quadrilatéraux linéaires, ce qui donne 133 éléments avec 160 nœuds. Les nœuds à la base du barrage sont considérés fixes. L'effet hydrodynamique du réservoir est représenté par le concept de masse ajoutée de Westergaard. Une masse équivalente, sans rigidité, de forme parabolique représentant la partie du réservoir affectée par les vibrations d'ensemble est ajoutée à la structure du barrage. L'expression de la forme parabolique est donnée par l'équation 3.9. Le béton constituant le monolithe (le corps du barrage) est supposé homogène et isotrope.

Les caractéristiques géométriques du barrage sont données dans la figure 3.4 et les propriétés mécaniques sont présentées dans le tableau 3.1

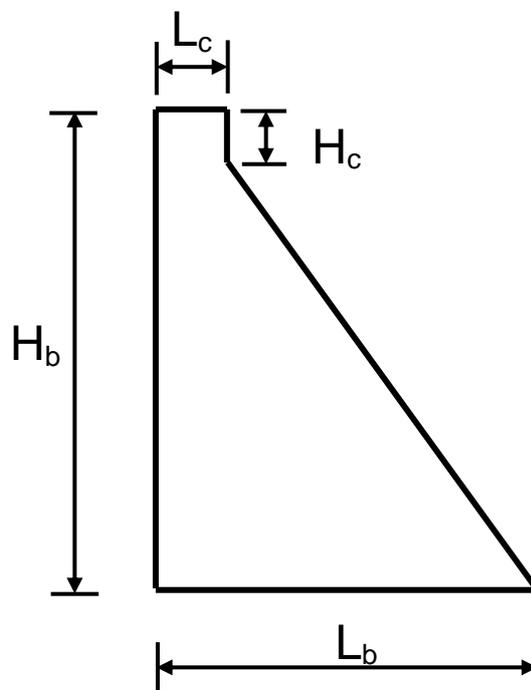


Figure.3.4. Coupe transversale du barrage d'Oued El Fodda.

Tableau 3.1 : Caractéristiques mécaniques et géométriques du barrage d'Oued el Fodda.

$\rho_b$ (kg /m <sup>3</sup> )	$\nu$	E (MPa)	H <sub>b</sub> (m)	L <sub>b</sub> (m)	H <sub>c</sub> (m)	L <sub>c</sub> (m)
2500	0.2	25000	100	65	5	5

### 3.5.2. Réponse structurelle

La réponse dynamique la plus simple d'un système à plusieurs degrés de liberté se produit lorsque le système est en vibrations libres. Ces dernières sont le résultat uniquement des conditions initiales (déplacement ou vitesse) sans excitation dynamique externe. Quatre cas d'études ont été pris en considération, barrage sans remplissage, barrage à 100 % de remplissage sans prendre en considération l'effet hydrodynamique de l'eau, barrage à moitié rempli et barrage rempli. Dans les deux derniers cas, l'effet hydrodynamique est pris en considération et il est caractérisé par le principe de la masse ajoutée de Westergaard.

Le tableau 3.2 récapitule les différents cas d'études. L'interaction sol-structure n'est pas prise en considération et le barrage est considéré encastré à la base.

Tableau 3.2 : Différents cas d'études.

Cas	Taux de remplissage en (%)	Effet Hydrostatique de l'eau	Effet Hydrodynamique de l'eau
01	0	Non	Non
02	100	Oui	Non
03	50	Oui	Oui
04	100	Oui	Oui

Tout d'abord une analyse modale a été effectuée pour déterminer les modes de vibration de la structure. Ces modes sont utiles pour comprendre le comportement du barrage. La réponse en vibrations libres est très importante pour déterminer les caractéristiques fondamentales du système qui sont les périodes naturelles des modes de vibration. Le comportement en vibrations libres d'un système à plusieurs degrés de liberté (cas du barrage) est déterminé à partir de la résolution du problème aux valeurs et vecteurs propres de l'équation du mouvement de la structure (3.16) sans la prise en compte des termes d'amortissement et de chargement.

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = P(t) \quad (3.16)$$

Le logiciel SAP2000 a été choisi pour faire l'analyse temporelle à cause de sa plus grande rapidité d'exécution, ainsi que du plus faible espace disque requis pour effectuer les calculs. Aussi, il offre la possibilité de créer directement un modèle représentant un état de contraintes ou de déformations planes. Le modèle obtenu est donné dans la figure 3.5.

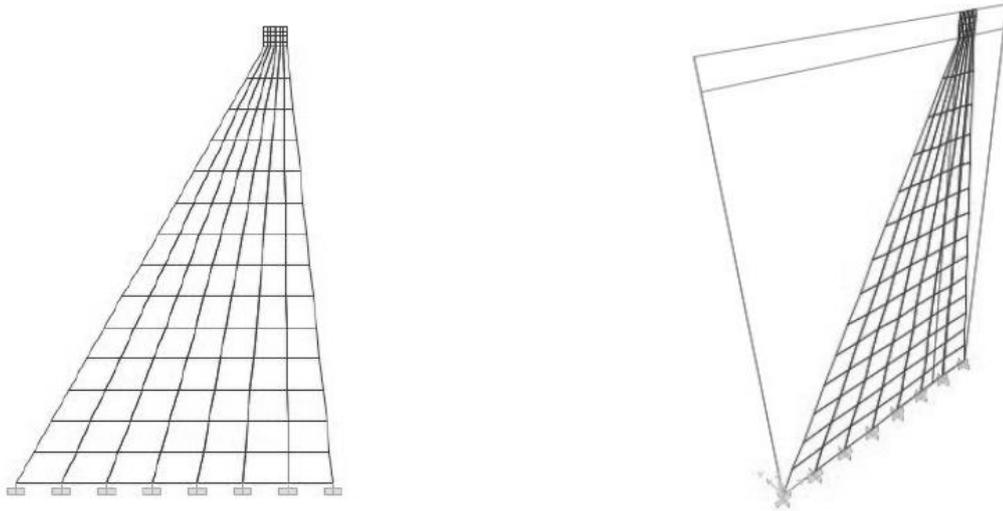


Figure 3.5: Modèle du barrage SAP2000.

Les résultats des périodes propres du barrage pour les différents cas d'études, sont présentés dans le tableau 3.3, ci-dessous.

Tableau 3.3 : Périodes propres en (s).

Mode	Périodes en (s)			
	Différents cas			
	T1	T2	T3	T4
01	0,267	0,267	0,271	0,402
02	0,140	0,140	0,140	0,158
03	0,110	0,110	0,119	0,140
04	0,089	0,089	0,089	0,093
05	0,063	0,063	0,070	0,090
06	0,062	0,062	0,062	0,069

À partir de ces résultats tableaux 3.3, nous remarquons que la valeur de la période propre du système barrage-fluide est plus importante que celle obtenue pour le barrage seul. Cela est dû à l'effet du réservoir sur le barrage lors d'une excitation sismique. Il est intéressant de relever que l'ajout de la masse d'eau supplémentaire engendre des forces d'inertie en plus à la force d'inertie provoqué par le barrage lui-même.

Aussi, nous constatons que la variation des périodes propres en fonction des modes, pour les cas 1, 2 et 3 (tableau 3.2), il n'y a pas de grande différence entre les périodes, tandis que la période propre, pour le cas 4 (tableau 3.2), est nettement supérieure par rapport aux périodes fondamentales, ce résultat est conforme aux travaux de Chopra et al [77, 85].

Une analyse dynamique linéaire (en tenant compte de l'effet hydrodynamique du liquide) a été réalisée. L'excitation sismique appliquée est le séisme de l'Impérial Valley d'El-Centro, nous montrons en premier lieu les déplacements en crête, les contraintes au pied amont du barrage et l'effort tranchant à la base du barrage calculés pour les quatre cas d'études. Ces résultats peuvent servir de comparaison pour l'appréciation des effets du réservoir sur la réponse sismique. Les effets de l'interaction structure-fluide sur les déplacements relatifs du barrage sont représentés sur la figure 3.6 (a, b, c et d), ainsi, elles montrent une importante amplification de la réponse notamment pour le cas 1 et 4, le déplacement maximal varie de 2.69 cm à 5.53 cm respectivement.

Concernant la contrainte maximale au niveau du pied amont du barrage et l'effort tranchant à la base du barrage, nous remarquons que la contrainte maximale a augmenté de  $3.24 \text{ MN/m}^2$  à  $6.34 \text{ MN/m}^2$ , cette augmentation est de l'ordre de 96 % (figure 3.7), et l'effort tranchant à la base a augmenté de 90 %, pour les cas 1 et 4, respectivement (figure 3.8). Comme il a été signalé plus haut, cette amplification est due essentiellement à la prise en compte de l'effet de réservoir sur le barrage lors d'une excitation sismique.

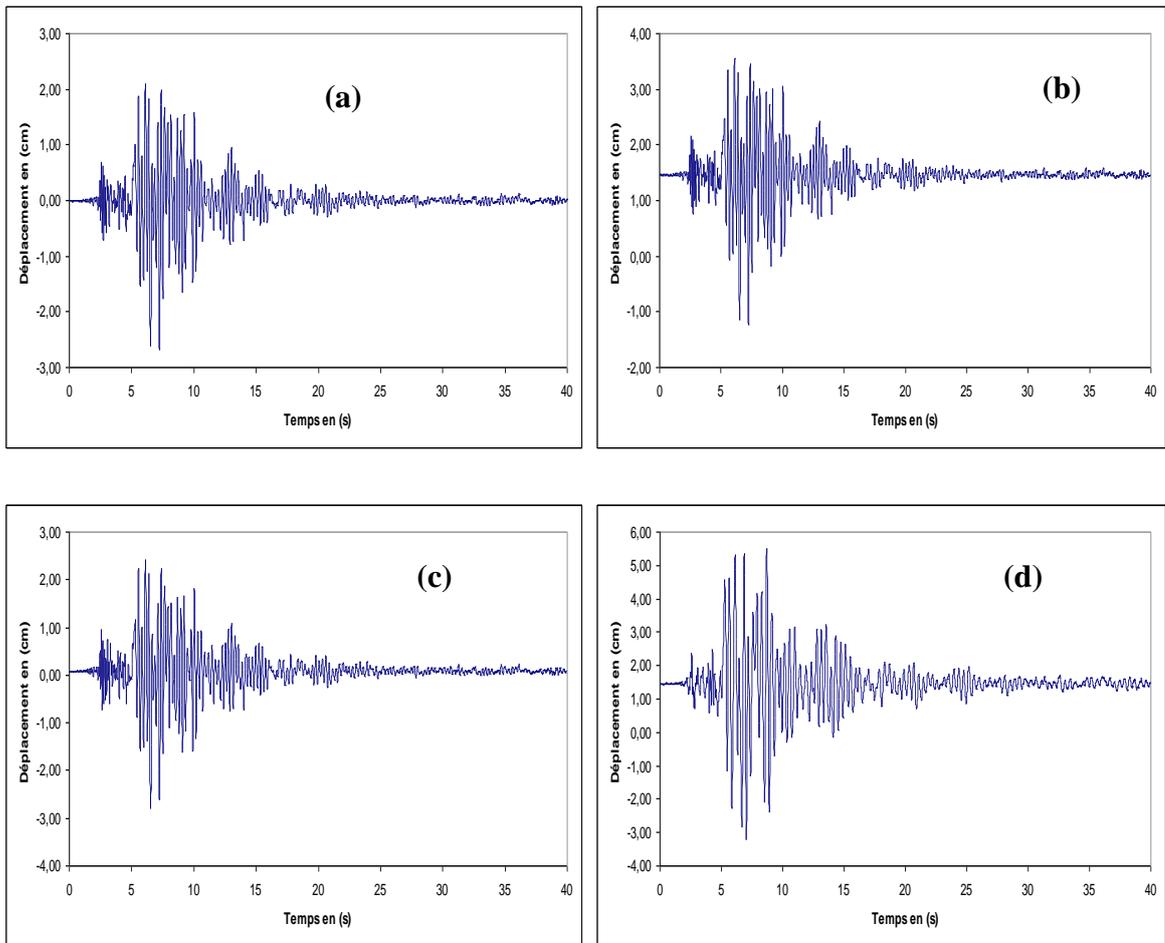


Figure 3.6 : Déplacements horizontaux en crête : a) cas 1, b) cas 2, c) cas 3 et d) cas 4.

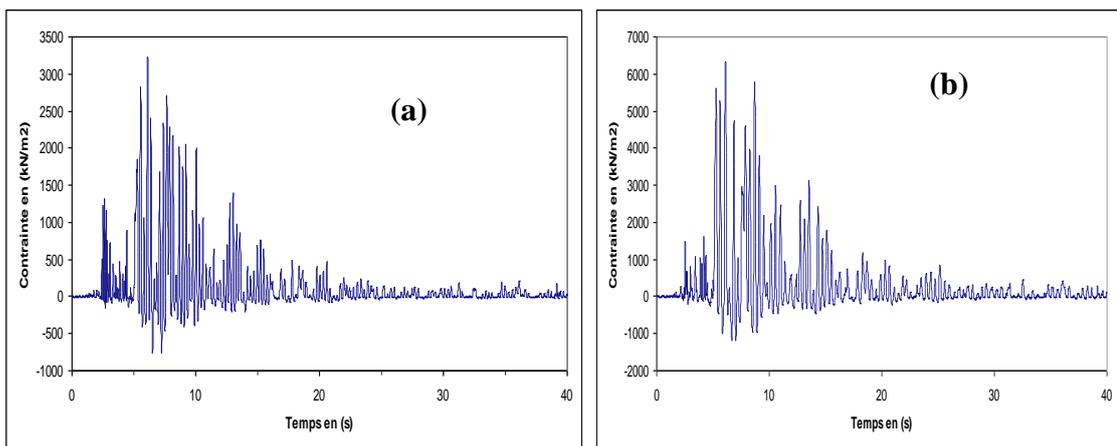


Figure 3.7 : Contrainte maximale au pied amont du barrage : a) cas 01 et b) cas 04.

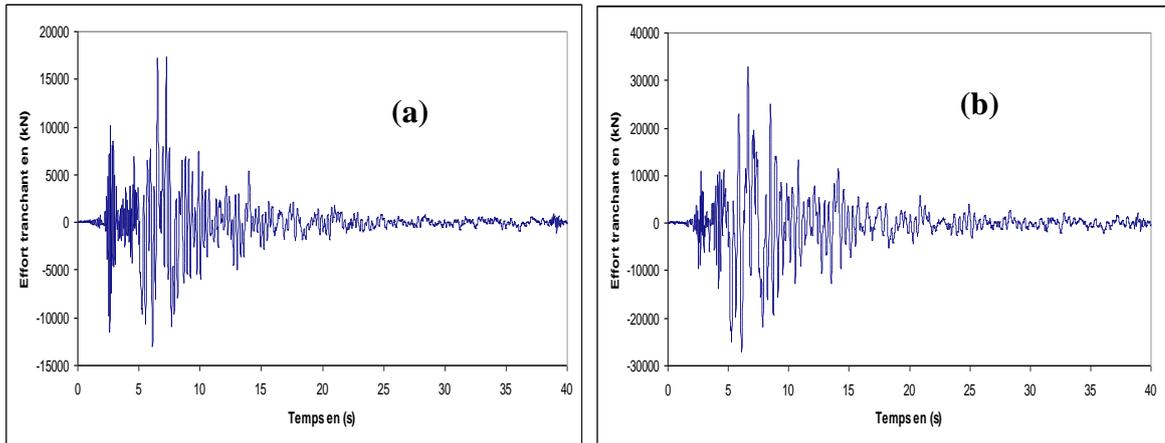


Figure 3.8 : Effort tranchant à la base du barrage : a) cas 01 et b) cas 04.

### 3.6. Modèle non linéaire

Un modèle non linéaire sera étudié en utilisant le logiciel ABAQUS.

#### 3.6.1. Description du barrage d'Oued el Fodda

Le barrage d'Oued El Fodda, dont la hauteur est de 100 m, avec une épaisseur à la base de 65 m, est de type poids en béton. L'ouvrage est de forme trapézoïdale avec une crête de 5 m de large et une longueur en crête de 182 m. La structure est fondée sur une assise rocheuse de nature calcaire dure d'épaisseur 200 m, soit 2 fois sa hauteur, voir figure 3.9. Le barrage poids d'Oued el Fodda et son réservoir est présenté dans la figure 3.10.

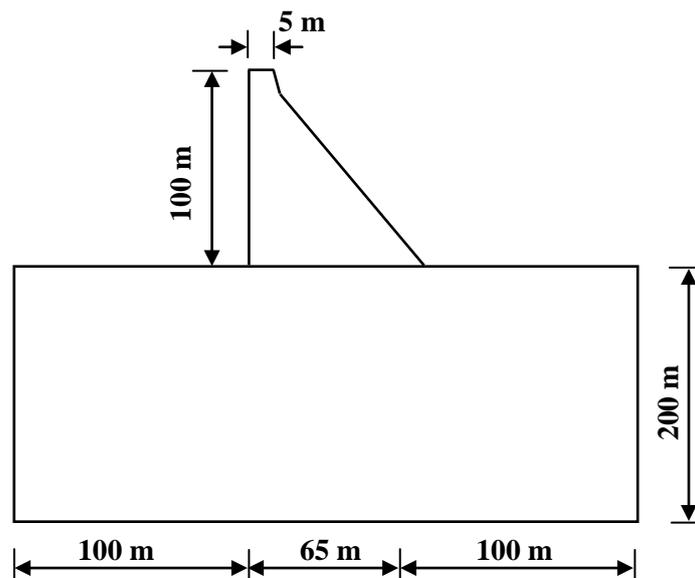


Figure 3.9 : Détail géométrique du système d'étude : barrage-fondation.



Figure 3.10 : Vue Rive gauche du barrage-poids en Béton d'Oued El Fodda.

### 3.6.2. Hypothèses de modélisation

Le barrage poids est en béton avec un parement amont vertical maintenant un réservoir d'eau posé sur une base semi-infinie et s'étendant à l'infini dans la direction amont. Le béton dans le barrage est considéré imperméable. Afin de tenir compte des effets de l'interaction barrage-fondation, nous avons ajouté la fondation au modèle éléments finis du barrage. Nous avons considéré que les nœuds à l'interface barrage-fondation possèdent deux degrés de liberté en translation (problème bidimensionnel). Cette interface est supposée horizontale. La couche de sol de hauteur 200 m est considérée comme homogène et isotrope et reposant sur un substratum infiniment rigide. Les nœuds à la base du modèle de la fondation sont considérés fixes. Le modèle structurel du barrage-fondation est montré dans la figure 3.11.

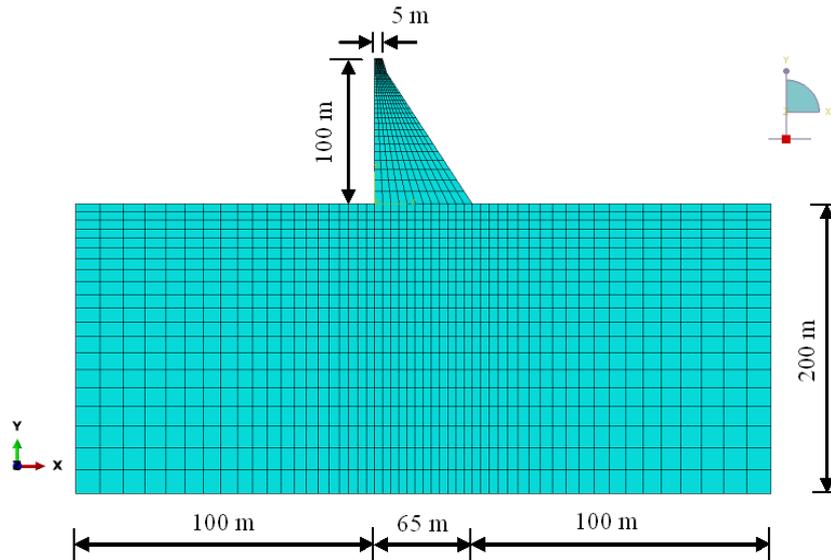


Figure 3.11: Maillage du système barrage-fondation.

### 3.6.3. Modèle numérique

Le système barrage-fondation est modélisé avec 1460 éléments finis isoparamétriques à 4 nœuds et 1581 nœuds. Les nœuds à la base de la fondation sont considérés fixes. Le déplacement des nœuds situés aux limites verticales de la fondation est considéré fixe suivant Y et permis selon X. Cette condition impose donc un certain confinement au modèle de la fondation.

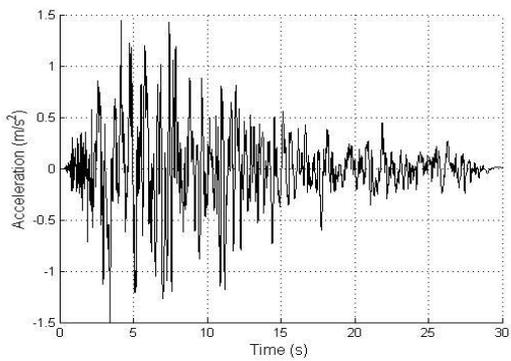
### 3.6.4. Réponses sismiques du barrage soumis à des tremblements de terre proche et lointain

Dans cette partie, un enregistrement sismique proche est sélectionné comme chargement dynamique de tremblement de terre de Kocaeli Izmit 1999 ( $M_w=7.4$ ) est pris de la station d'Izmit. Un autre enregistrement sismique lointain enregistré dans des conditions différentes ( $M_w=6.7$ ), est sélectionné pour illustrer les caractéristiques des signaux sismiques lointains. Les enregistrements des tremblements de terre sont obtenus à partir de la base de données PEER [94]. Les bases de données ont des informations sur les conditions du site et le type de sol pour les emplacements de l'instrument. L'accélération et le spectre de réponse de la composante est-ouest du tremblement de terre proche enregistré dans la station d'Izmit sont présentés dans la figure 3.12. L'accélération du tremblement de terre lointain et son spectre de réponse enregistré à la station 127 Lake Hughes sont présentés dans la figure 3.13, pour comparaison. La réponse de la période longue du

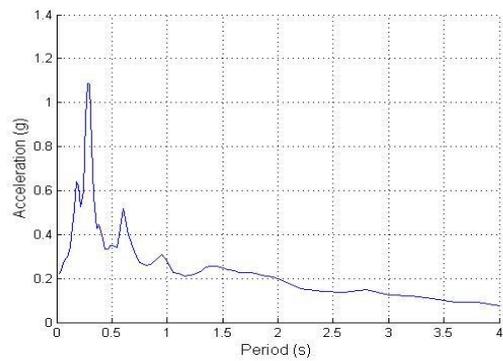
séisme proche est plus excessive que celle du séisme lointain. Afin d'étudier les effets des signaux sismiques proche et lointain sur la réponse du système barrage-réservoir-fondation, des analyses sismiques sur le barrage sont effectuées. Les caractéristiques des signaux sismiques appliqués sont décrites dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4: Les tremblements de terre sélectionnés pour les analyses [94].

Type de Séisme	Earthquake record	Station	Magnitude	Distance (km)	PGA
Proche	1999 Kocaeli	Izmit	7.4	5.31	0.152 g
Lointain	1994 Northridge	127 Lake Hughes #9	6.7	44.3	0.217 g

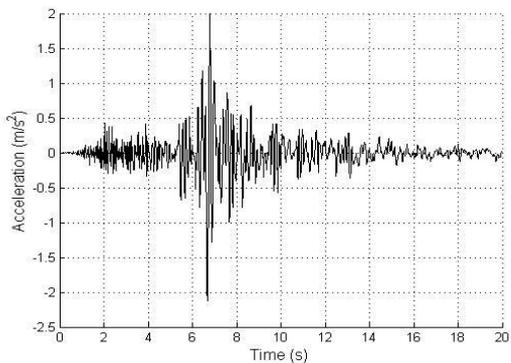


(a) L'accélération.

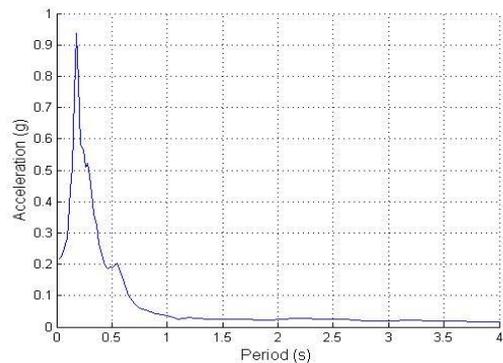


(b) Spectre de réponse.

Figure 3.12 : L'accélération proche et son spectre de réponse du séisme de Kocaeli Izmit 1999.



(a) L'accélération.



(b) Spectre de réponse.

Figure 3.13 : L'accélération lointaine et son spectre de réponse du séisme de Northridge 1994.

Les spectres d'accélération des deux signaux sismiques proche et lointain tracés dans les figures 3.12 (b) et 3.13 (b) montrent que ces excitations touchent plus les structures rigides dont la période propre est proche de 0.25 s et 0.15 s pour les séismes proche et lointain respectivement.

### 3.6.5. Propriétés des matériaux

Dans la présente étude, les caractéristiques mécaniques du béton sont prises comme suit : masse volumique  $\rho_b = 2500 \text{ kg/m}^3$ , le coefficient de Poisson  $\nu = 0.2$  et le module d'élasticité  $E = 31000 \text{ MPa}$ . La résistance à la compression du béton égal à 25 MPa.

La résistance à la traction du béton est considérée égale à 15% de la résistance à la compression (3.75 MPa). La masse volumique de fluide est  $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ , et la vitesse du son dans l'eau  $C$  est égale à 1440 m/s. Le coefficient d'amortissement est égal à 5 % de la fréquence fondamentale du système. Les propriétés mécaniques du sol sont supposées les mêmes que celles du barrage.

Une analyse modale a été réalisée pour extraire les modes propres du barrage et déduire les fréquences fondamentales, les résultats sont présentés dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5 : Valeurs des premières fréquences naturelles du système barrage-fondation.

Mode	Fréquence naturelle en (Hz) Barrage sans interaction	Fréquence naturelle en (Hz) Barrage avec interaction
1	4,10	2,92
2	9,71	5,05
3	12,50	5,92
4	16,95	6,10

D'après les résultats montrés dans le tableau 3.5, nous remarquons que la prise en considération du réservoir et du sol dans l'analyse modale, la fréquence fondamentale accroît considérablement par rapport à celles obtenues pour le barrage seul.

### **3.6.6. Analyses sismiques**

Le comportement du barrage soumis à des mouvements sismiques est représenté par ses réponses aux tremblements de terre de Kocaeli Izmit (1999) et Northridge (1994). Pour évaluer les effets de l'interaction barrage-fondation et le type de tremblements de terre sur la réponse du système couplé, nous avons pris en considération deux types de chargement sismique : cas 1 et cas 2 prennent en considération, respectivement, un séisme proche et un séisme lointain. Pour chaque cas, nous avons opté pour deux types de calcul, le premier type considérant un barrage sur une fondation rigide soumis à une excitation sismique appliquée à sa base rigide et le deuxième type considère un barrage avec la fondation en prenant en compte l'interaction barrage-fondation. L'excitation sismique a été appliquée à la base de la fondation. Pour être cohérent avec le modèle à deux paramètres de Darbre [78] décrit précédemment, seuls les composantes horizontales des tremblements de terre de Kocaeli Izmit (1999) et Northridge (1994) sont considérées.

### **3.7. Résultats et discussion**

Les résultats obtenus de ces analyses sont donnés ci-après.

#### **3.7.1. Déplacements**

Les déplacements horizontaux de la crête du barrage obtenu à partir de comportement non linéaire pour les signaux sismiques de Kocaeli et Northridge sont présentés dans les figures 3.14 - 3.15. Pour le cas 1, le résultat obtenu montre que les déplacements au sommet du barrage sont plus élevés pour le tremblement de terre proche relativement au déplacement obtenu pour le tremblement de terre lointain. Cependant, dans le cas 2, le déplacement au sommet du barrage est inférieur, pour un séisme lointain, qu'un déplacement obtenu pour un séisme proche, ce résultat est conforme à ceux trouvés dans les études présentées dans les références [95, 96].

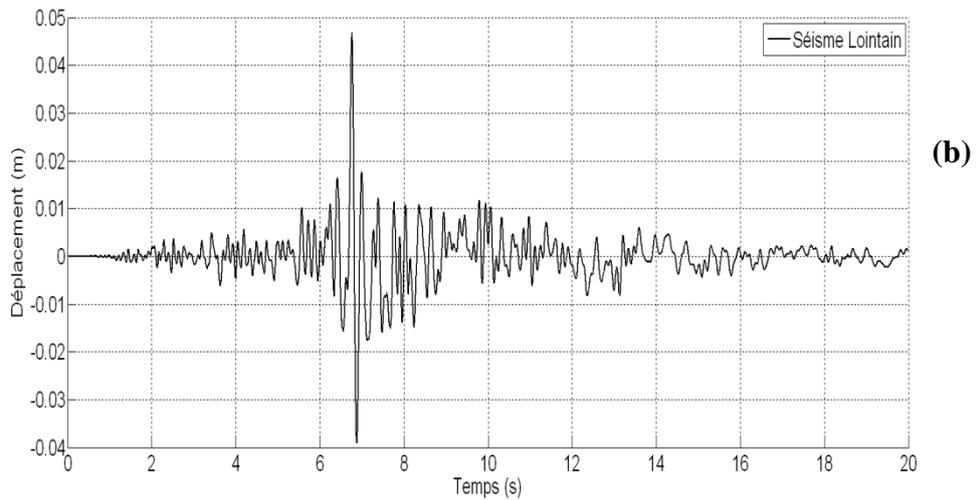
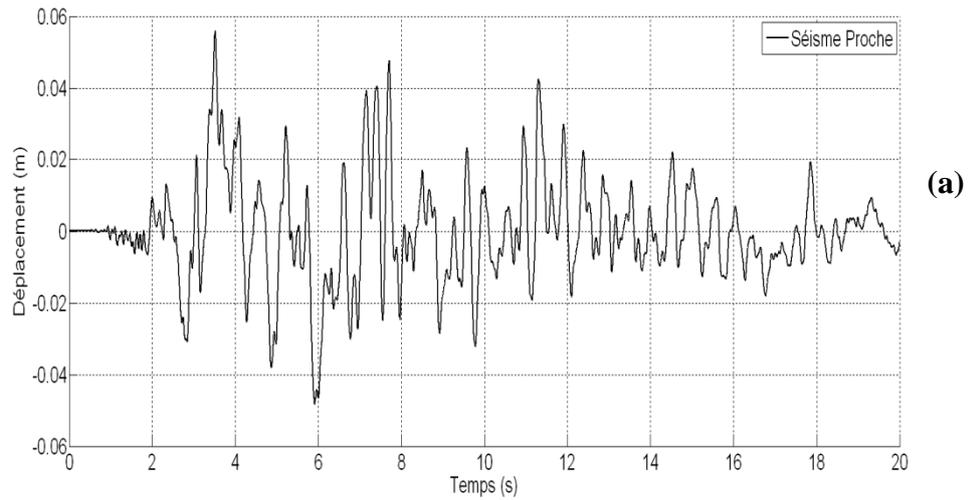


Figure 3.14: Déplacement horizontal au sommet du barrage sans interaction barrage-réservoir-fondation.

D'après la figure 3.14 (a) et (b), nous remarquons qu'il y a une légère différence des déplacements au niveau de la crête du barrage qui sont 5.58 cm et 4.68 cm pour le cas d'un séisme proche et lointain respectivement.

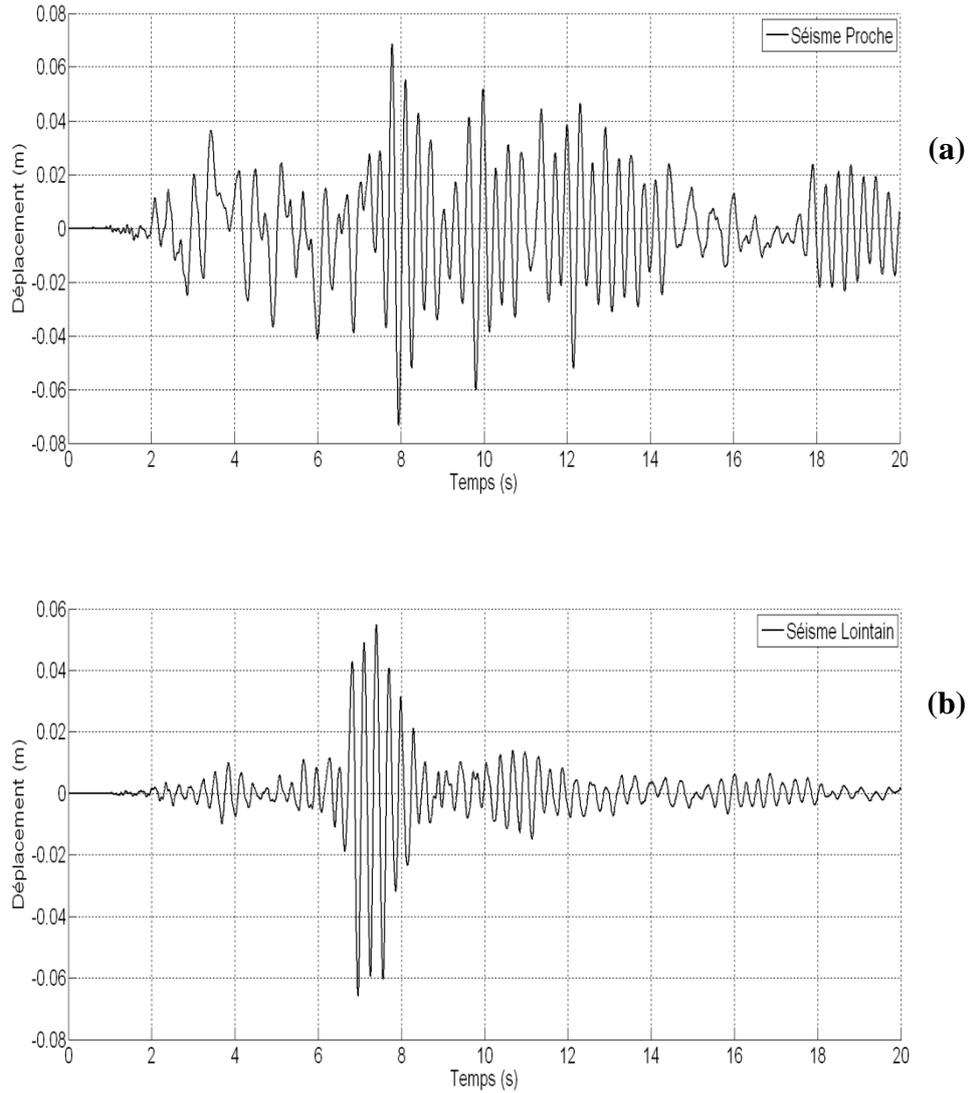


Figure 3.15: Déplacement horizontal au sommet du barrage avec interaction barrage-réservoir-fondation

Les réponses obtenues en terme du déplacement au sommet du barrage dans le cas d'un séisme proche et lointain, en tenant compte de l'interaction barrage-réservoir-fondation, tracées dans la figure 3.15 (a) et (b), montrent que les déplacements relatifs entre la base et la crête peuvent être amplifiés à cause de la flexibilité de la fondation. Les valeurs maximales sont dans ce cas de l'ordre de 7.35 cm et 6.58 cm tels que calculés pour le cas du séisme proche et lointain, respectivement.

### 3.7.2. Contraintes normales

L'analyse des contraintes normales maximales au niveau du pied amont et pied aval du barrage sont représentés dans les figures 3.16 - 3.19. Pour le cas 1, les résultats obtenus en termes de contrainte normale maximale  $\sigma_{11}$  et  $\sigma_{22}$  pour le barrage sans fondation soumis à des tremblements de terre proche et lointain montré dans les figures 3.16 - 3.17, on peut voir que la contrainte normale maximale,  $\sigma_{11}$  et  $\sigma_{22}$ , sont généralement plus élevés pour le séisme proche.

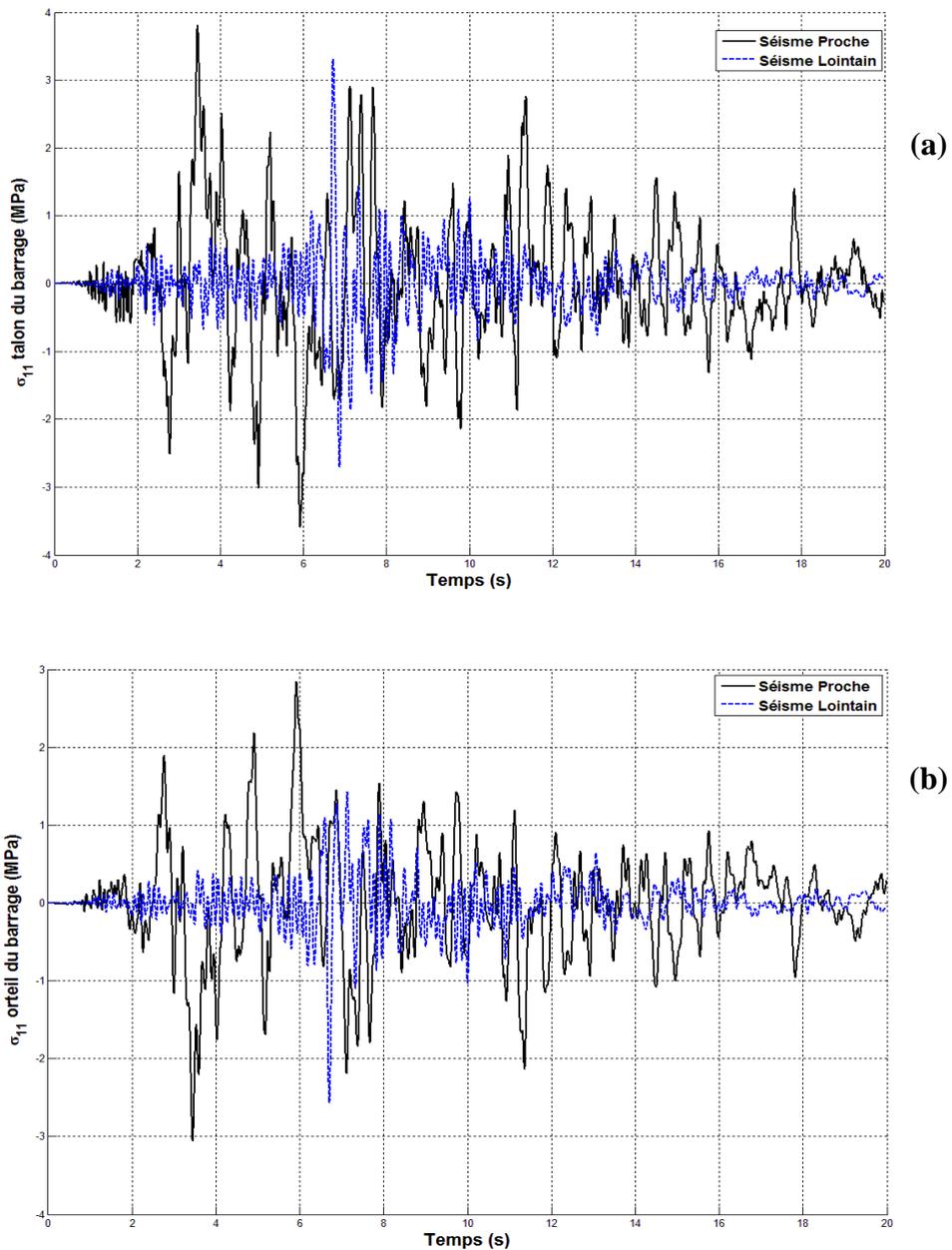


Figure 3.16: Évolution de la contrainte normale  $\sigma_{11}$  au niveau des pieds amont et aval du barrage sans interaction barrage-réservoir-fondation.

Les contraintes normales  $\sigma_{11}$  au niveau du pied amont du barrage égale à 3.81 MPa et 3.31 MPa et au niveau du pied aval du barrage 2.85 MPa et 1.43 MPa pour les deux cas d'excitation sismique considérées respectivement, figure. 3.16 (a) et (b).

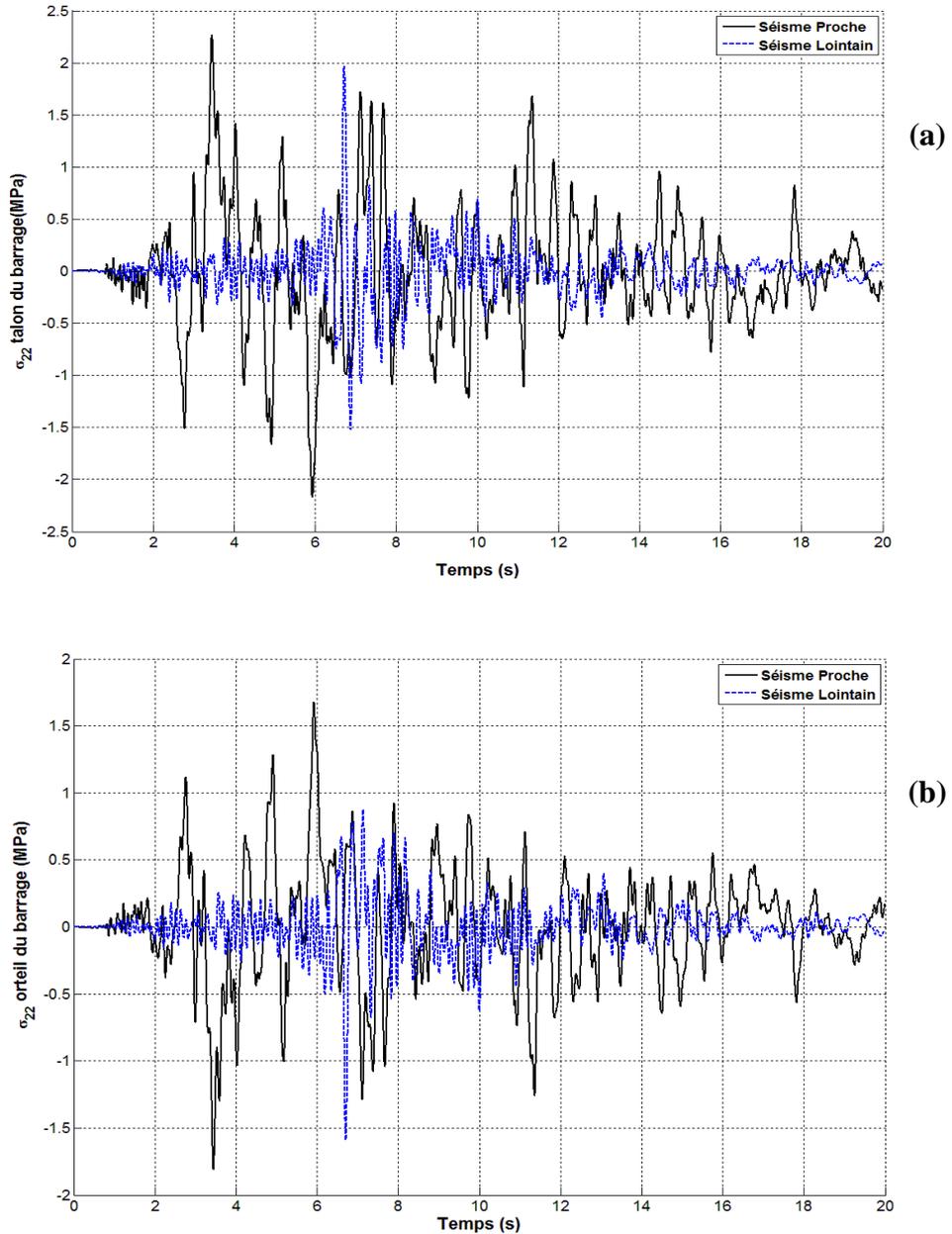


Figure 3.17: Évolution de la contrainte normale  $\sigma_{22}$  au niveau des pieds amont et aval du barrage sans interaction barrage-réservoir-fondation.

Les contraintes normales  $\sigma_{22}$  au niveau du pied amont du barrage égale à 2.27 MPa et 1.97 MPa et au niveau du pied aval du barrage 1.8 MPa et 1.6 MPa pour les deux cas d'excitation sismique considérées, respectivement figure 3.17 (a) et (b).

Pour le cas 2, les résultats sont présentés dans les figures 3.18 – 3.19, dans lesquelles les contraintes normales maximales,  $\sigma_{11}$  et  $\sigma_{22}$ , sont plus faibles pour le tremblement de terre lointain.

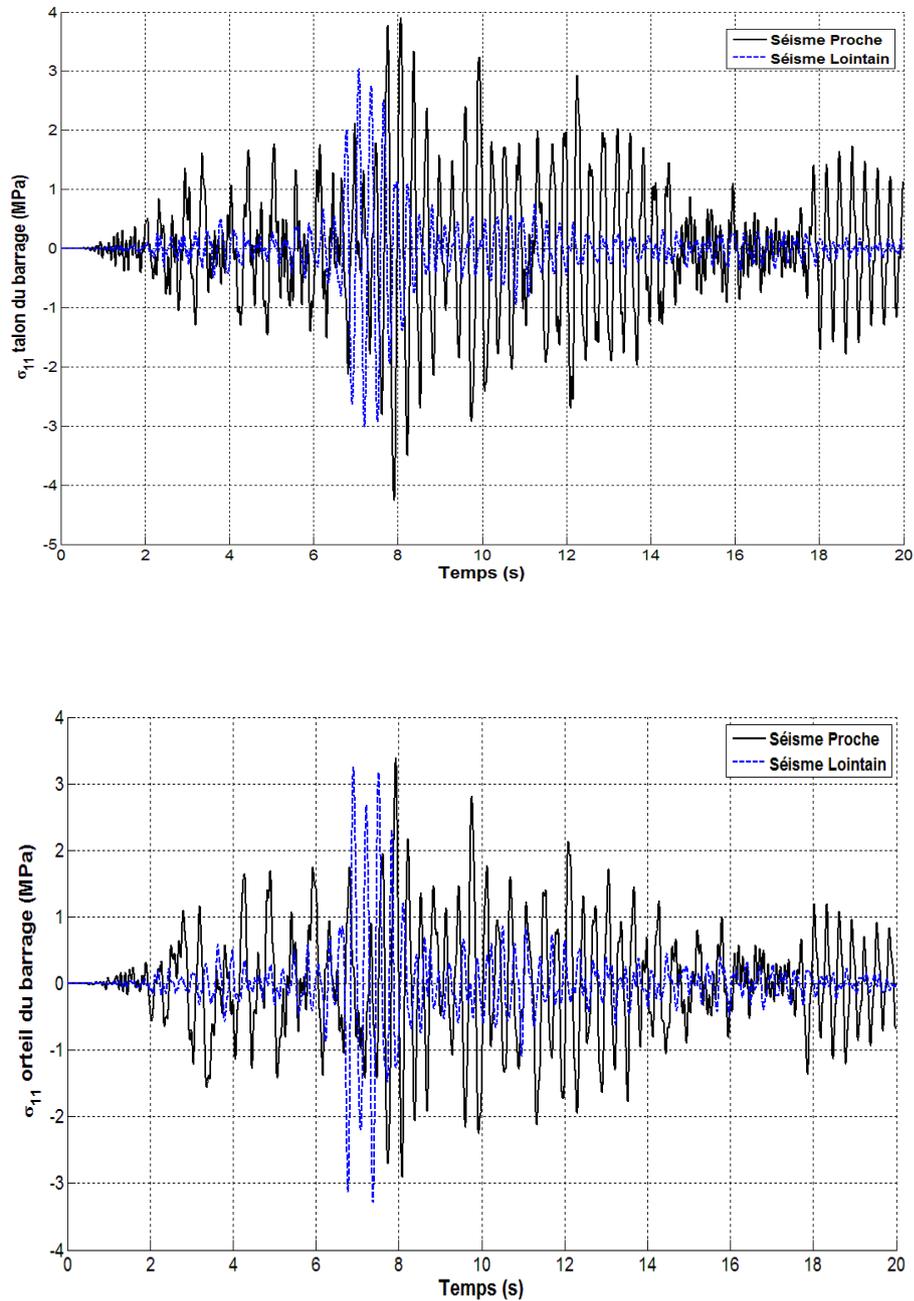


Figure 3.18: Évolution de la contrainte normale  $\sigma_{11}$  au niveau des pieds amont et aval du barrage avec interaction barrage-réservoir-fondation.

Les valeurs des contraintes normales  $\sigma_{11}$  au niveau du pied amont du barrage sont égales à 3.39 MPa et 3.28 MPa et au niveau du pied aval du barrage égale 4.26 MPa et 3.04 MPa pour les deux cas de chargement sismique utilisée, respectivement, figure. 3.18 (a) et (b).

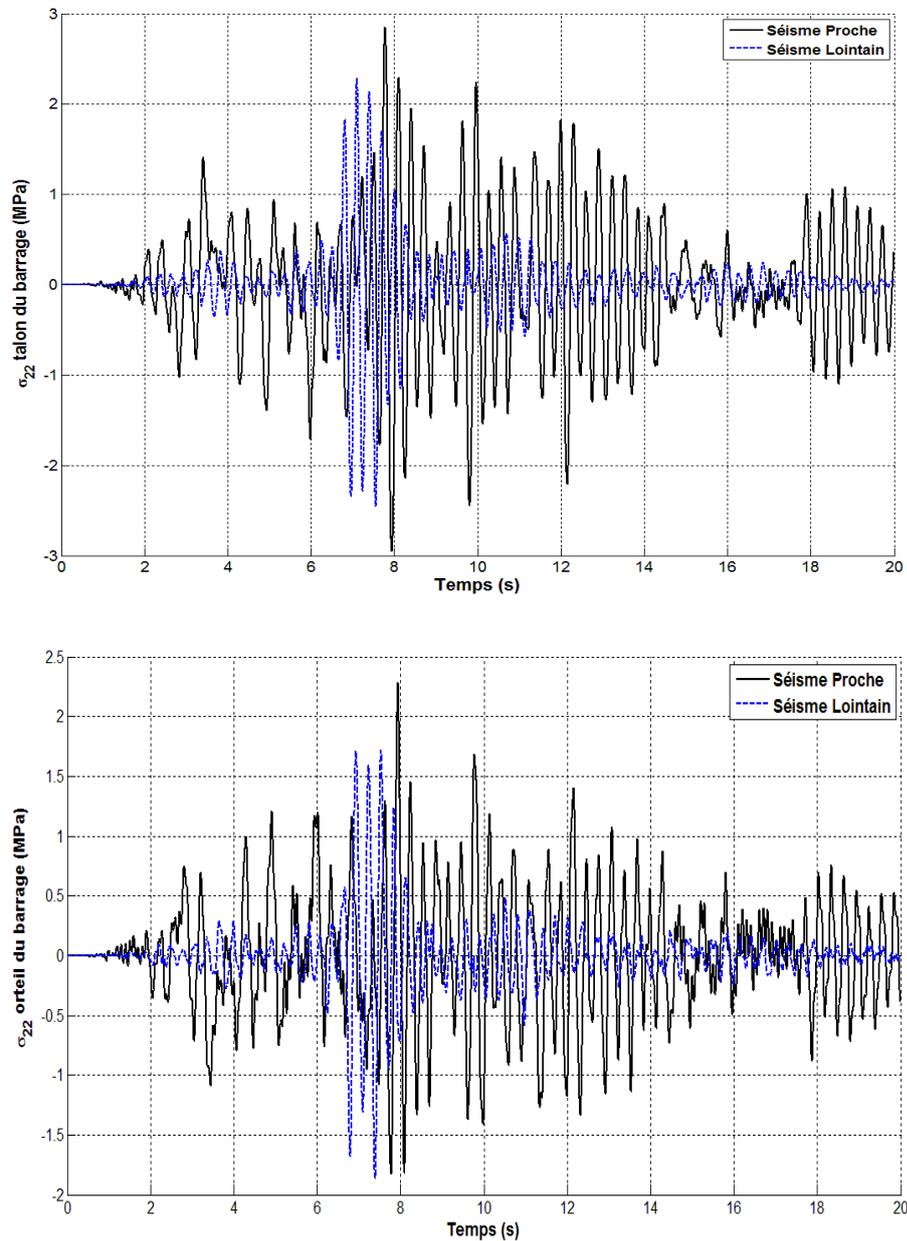


Figure 3.19 : Évolution de la contrainte normale  $\sigma_{22}$  au niveau des pieds amont et aval du barrage avec interaction barrage-réservoir-fondation.

L'amplification de la réponse sismique du barrage par l'effet de l'interaction des trois milieux barrage, réservoir et fondation peut être appréciée d'avantage en examinant les contraintes qui se développent à sa base au niveau du pied amont et pied aval. La figure 3.19 (a) et (b) montre respectivement l'évolution dans le temps des contraintes sismiques normales calculées au pied amont et pied aval du barrage pour les deux types de sollicitations sismiques considérées, proche et lointain. Les valeurs des contraintes normales  $\sigma_{22}$  au niveau du pied amont du barrage sont 2.95 MPa et 2.45 MPa et au niveau du pied aval du barrage sont 2.28 MPa et 1.86 MPa pour les deux cas de chargement, respectivement.

### **3.8. Conclusion**

Les interactions barrage-sol ainsi que barrage-réservoir ont été considérées lors des analyses effectuées sur le barrage d'Oued El Fodda.

L'interaction sol-structure a été introduite en modélisant le domaine de fondation avec la méthode globale par déconvolution du mouvement sismique. L'interaction barrage-réservoir a été introduite en utilisant un modèle à deux paramètres qui illustre le parcours de l'eau dans le réservoir influençant la réponse dynamique du barrage.

Les résultats obtenus avec les deux interactions simultanément, en tenant compte de la nature du signal sismique, proche ou lointain, montrent une variation significative de la réponse de la structure de celui obtenu en considérant le barrage sans interaction.

# **CHAPITRE 4**

## CHAPITRE 4

### MODELISATION DE LA FRAGILITE

#### 4.1 Introduction

L'analyse de la fragilité est une technique permettant d'évaluer et d'afficher, en termes probabilistes, la capacité d'un système conçu pour résister à un événement précis (parfois appelé un événement examen du niveau), souvent un qui est bien au-delà de l'événement de dimensionnement. La fragilité prend la forme d'une probabilité conditionnelle de défaillance, où l'événement conditionné est défini par le «contrôle» ou la variable «demande» indiqué sur l'axe horizontal.

L'analyse de la fragilité fournit un cadre pour assurer que l'information disponible sur les incertitudes est traitée de façon cohérente. Le processus menant au modèle de fragilité est transparent et fournit une piste de vérification pour les décisions relatives à la sécurité d'une installation. L'estimation de la probabilité de sécurité est une analyse entièrement couplé, où à la fois l'aléa et la fragilité sont considérés, dans l'évaluation de la fragilité. Une fois la révision du niveau des aléas est identifiée, l'analyse de la fragilité peut donner des indications précieuses sur la performance et les marges de sécurité du système.

#### 4.2. Estimation de la probabilité de sécurité

L'estimation de la probabilité de sécurité (PSA) fournit la structuration d'une décision de fabrication rationnelle et la gestion de risque dans les structures. Elle peut être utilisée pour étudier la viabilité d'une nouvelle structure ou proposer la viabilité permanente d'une structure existante [97]. Une structure est conçue pour résister aux chargements induits par une excitation sismique en tenant compte des conséquences économiques et avec un niveau de sécurité acceptable. Une estimation de la sécurité d'un barrage doit prendre en considération les incertitudes dans les sollicitations, dans la résistance de la structure, les probabilités d'échec d'accomplir ses objectifs ou accomplir ses exigences et leurs conséquences. Un PSA permettrait aux ingénieurs de prédire, sur la base de la probabilité d'événement du hasard, des techniques pour l'atténuation du risque du barrage. De plus, les perspicacités et perspectives sont fournies sur la complexité d'assurer la sécurité du barrage qui ne peut pas être obtenu à travers des types d'événements extrêmes déterministes des analyses seules.

Pour assurer la sécurité ou estimer le risque des barrages, plusieurs performances progressivement plus sévères ou les états limite (LS) peuvent être d'intérêt. Un état limite est un critère défini comme la valeur de la demande structurelle qu'un système est incapable d'atteindre, à un niveau spécifié de défaillance. Ces états limite servent comme jauges de performance du système. Chaque probabilité d'état limite peut être exprimée comme suit :

$$P[LS] = \sum_y P [ LS | Y = y ] \quad P[Y = y] \quad (4.1)$$

Dans lequel Y est le vecteur de variables aléatoires qui décrivent l'intensité de la demande (par exemple, afflux du réservoir, élévation du réservoir, accélération spectrale du signal sismique, etc.) et autres facteurs, P [Y=y] représente le hasard, exprimé en terme de probabilité annuelle, et P [LS|Y = y] est la probabilité conditionnelle de défaillance de la structure, en donnant Y = y. Cette probabilité conditionnelle de défaillance est appelée la " fragilité ". Exprimer la probabilité de l'état limite comme dans l'équation 4.1 nous permet la décomposition du risque global en ses contributeurs importants.

L'évaluation du risque d'un barrage, à tout niveau, exige une compréhension approfondie de la façon dont le barrage répond comme un système aux défis du à l'exploitation, à l'environnement et aux sollicitations extrêmes [98]. Une compréhension détaillée du système barrage-fondation et de sa représentation dans un mode logique est nécessaire pour une utilisation dans l'analyse probabiliste quantitative. Les probabilités des états limites peuvent être estimées avec beaucoup plus d'exactitude en utilisant des descriptions plus détaillées et une analyse de propagation plus rigoureuse des incertitudes dans le système du barrage – réservoir, comme il sera décrit dans les sections suivantes de ce chapitre.

### 4.3. Modélisation de la fragilité

La fragilité sismique d'une structure est définie comme la probabilité conditionnelle de défaillance pour une intensité d'excitation du sol donnée. La variable de contrôle de la fragilité doit être décrite avec des unités qui sont dimensionnellement en accord avec la manière dont l'aléa est spécifié, sous forme d'équation :

$$Fragilité = P [ LS | Y = y, \theta ] \quad (4.2)$$

dans lequel  $P [LS / Y = y, \theta]$  est la probabilité conditionnelle de l'état limite (LS), en donnant la variable demande  $y$ , et  $\theta$  est un vecteur de paramètres de la fragilité. En se référant à l'équation 4.1, nous pouvons constater que la fragilité est une composante essentielle d'une évaluation des risques entièrement couplés dans lequel le spectre des aléas est considéré probabiliste. L'analyse de la fragilité des barrages poids en béton est une science interdisciplinaire qui chevauche un grand domaine d'études, contenant la mécanique des roches, probabilités et statistiques, génie parasismique et l'analyse numérique. Le premier ingrédient essentiel d'une analyse de fragilité est l'identification de tous les états limites pertinents à la performance du système.

Ces états sont des jalons de performance importants dans la progression de la réponse de la structure vers la défaillance. Elles vont essentiellement de l'élastique au non linéaire, des états de réponse inélastiques, et enfin à un comportement structural instable conduisant à la perte du réservoir et à des conséquences désastreuses en aval. Le deuxième ingrédient essentiel est une évaluation rationnelle de toutes les sources d'incertitude susceptibles d'affecter les performances. Ceci exige une façon différente de penser que ce qui est typique de la conception habituelle, où l'accent est souvent mis sur les composantes incertitudes plutôt que le comportement du système et où sont adressées indirectement avec les facteurs (déterministes) de sécurité ou de contraintes admissibles. Enfin, des outils de calcul efficaces sont nécessaires pour analyser la réponse du système et pour calculer les probabilités nécessaires.

Avec une bonne construction et présentation, la fragilité est plus facilement comprise par le personnel non-expert impliqué dans le processus de prise de décision. De plus, elle évite l'interprétation et la défense de faibles probabilités de défaillance (qui est de l'ordre de  $10^{-4}$  ou moins), qui sont dérivées dans un PSA entièrement couplé [99]. Il existe peu de données pour soutenir les estimations de la probabilité de défaillance des structures civiles, et ces estimations sont très dépendantes des modèles probabilistes sélectionnés. À l'état de l'art actuel, les fragilités sont plus robustes que les probabilités des états limite.

En Algérie, les événements sismiques extrêmes sont considérés comme des aléas naturels majeurs affectant les barrages poids en bétons. Pour la fragilité sismique, la variable de la demande considérée est généralement l'accélération maximale du sol (PGA) ou l'accélération spectrale à la période fondamentale de la structure. Une illustration de la fragilité de plus en plus sévères, États performances / limites, est présentée

dans la figure 4.1. Dans de nombreuses études antérieures, la distribution log-normale (LN) a été utilisée pour l'évaluation de ces fragilités [100,101].

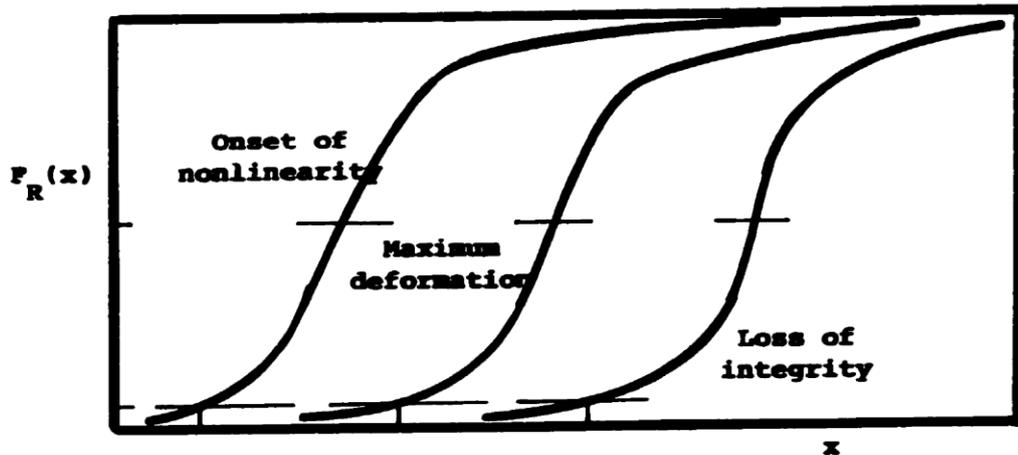


Figure 4.1 : Fragilité pour différents dommages structuraux (DS).

Toutes les sources d'incertitudes soupçonnées affecter les performances du barrage devraient être incluses dans l'évaluation de la fragilité. Certaines de ces incertitudes sont aléatoires (inhérente) dans la nature. Ces incertitudes inhérentes ne sont pas altérées de façon significative avec l'augmentation de la taille des échantillons, bien que les estimations des paramètres décrivant la fonction de distribution cumulative (CDF) se stabilisent généralement quand la taille de l'échantillon augmente. Dans le cas des barrages poids en béton, les incertitudes aléatoires comprennent les propriétés des matériaux (béton, sols et les roches), et les aléas naturels (tremblements de terre survenus et les mesures d'intensité, les précipitations, les niveaux d'inondation).

Les autres incertitudes sont basées sur des connaissances (épistémique) résultants d'hypothèses faites dans l'analyse du système et des limitations dans les bases de données. Contrairement aux incertitudes aléatoires, ces incertitudes basées sur des connaissances (ou épistémiques) dépendent de la qualité de l'analyse et des bases de données, et peuvent généralement être réduite, au détriment d'une analyse plus complète (et coûteuse). Dans l'évaluation de la fragilité de barrages poids en béton, les incertitudes épistémiques seraient introduites dans les modèles bidimensionnels de monolithes de barrages utilisés. L'identification des scénarios de dangers, et les limites des données imposées par le manque des documents historiques, fondation et/ou sous-sol, incomplètes et d'autres facteurs.

Fréquemment, une estimation globale de la fragilité qui reflète à la fois les incertitudes aléatoires et épistémiques, définie au premier ordre par Ellingwood [102],

$$E [F_R(y)] = \Phi \left[ \frac{\ln(y/m_R)}{\beta_C} \right] \quad (4.3)$$

Où  $\Phi [ ]$  est l'intégral de la probabilité normale standard,  $m_R$  est la capacité médiane (exprimée dans les unités qui sont des dimensionnes logique avec le paramètre de la demande,  $y$ ) et  $\beta_C$  "incertitude combinée" s'exprimant comme suit :

$$\beta_C = \sqrt{\beta_R^2 + \beta_U^2} \quad (4.4)$$

où:

$\beta_R$  : déviation logarithmique standard qui décrit les incertitudes épistémiques, et

$\beta_U$  : déviation logarithmique standard qui décrit les incertitudes (aléatoire) inhérentes.

Dans certaines analyses de la fragilité, il était habituel de déterminer  $\beta_R$  à partir des bases de données d'appui et d'assigner  $\beta_U$  qui est basé sur l'opinion d'expert, souvent exprimé par des pairs experts [103]. Dans les autres cas quand les données sont extrêmement limitées, cependant, la mesure combinée,  $\beta_C$ , est souvent rapportée directement, sans faire de distinction entre  $\beta_R$  et  $\beta_U$ . Cette approche sera utilisée dans notre étude.

#### 4.4. Les dommages structurels (DS)

La définition de dommage structurel joue un rôle important dans la construction des courbes de fragilité. Bien définis, les valeurs de dommage structurel réalistes sont d'une importance primordiale puisqu'elles ont un effet direct sur les paramètres de la courbe de fragilité [104]. Dans la présente étude, quatre dommages structurels ont été pris en considération. Ces derniers représentent les modes de défaillance de notre barrage, à savoir :

- (DS1) La rupture de matériaux - béton (au niveau du couronnement du barrage),
- (DS2) Glissement à l'interface barrage-fondation,
- (DS3) Déplacement au sommet du barrage,
- (DS4) La rupture de matériaux - béton (au niveau du pied amont du barrage).

Le dommage structurel (DS1) est obtenu si le béton au niveau du couronnement est défaillant en traction ou en compression. Les contraintes de traction dans le béton générées autour du couronnement du barrage peuvent être importantes.

Le dommage structurel (DS2) est réalisé, lorsque la force horizontale totale est supérieure à la force de frottement résistante développée à l'interface. Il est possible de calculer la grandeur de glissement observée comme étant la moyenne de glissement au niveau des nœuds dans le talon du barrage. Puisqu'il n'existe pas dans la réglementation des limites de glissement à l'interface du barrage-fondation, nous avons pris trois valeurs de références pour le glissement 2.5 cm, 5 cm et 15 cm. Nous avons considéré que les glissements de 2.5 cm et 5 cm peuvent affecter les performances du système de drainage du barrage, ce qui diminue son efficacité. Cela aussi permet d'accroître la pression de soulèvement à l'interface, qui à son tour augmente le glissement. La valeur de glissement de 15 cm pourrait provoquer des mouvements différentiels entre les monolithes adjacents dans le barrage et être une cause probable de la perte éventuelle de contrôle du bassin.

Le dommage structurel (DS3) est la mesure du déplacement horizontal de la crête du barrage. Un grand déplacement pourrait nuire au drainage interne ou à la fonction des ouvrages annexes.

Le dommage structurel (DS4) est atteint si les contraintes de compression au niveau du talon de barrage sont supérieures à la résistance à la compression du béton.

#### **4.5. Analyse modale du barrage d'Oued El Fodda**

Une analyse modale a été réalisée pour extraire les modes propres du barrage sans et avec présence de l'eau. Nous avons constaté que la présence de l'eau réduit sensiblement les fréquences fondamentales. Cette réduction est due à l'effet hydrodynamique du réservoir sur le barrage. Les résultats sont présentés dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1: Les cinq premières fréquences naturelles du système barrage-fondation.

Modes	Fréquence naturelle (Hz) vide	Fréquence naturelle (Hz) plein
1	4.101	2.086
2	9.711	3.227
3	12.568	3.380
4	16.816	5.667
5	25.117	5.843

#### 4.5.1. Enregistrements des tremblements des terres

Pour l'élaboration des courbes de fragilité, une analyse de la réponse dynamique non-linéaire a été utilisée. Dans le présent travail, douze (12) séismes ont été sélectionnés (six proches et six lointains). Chaque séisme a été calé à différentes accélérations spectrales allant de 0.2g à 2g avec un pas de 0.2g générant 120 séismes différents.

Le tableau 4.2 présente les enregistrements des séismes proches. Tous les signaux ont eu lieu entre 1987 et 1999. Les épicentres ont des distances variant de 4,77 à 10,36 km avec des magnitudes allant de 6 à 7,1.

Les séismes lointains ont eu lieu entre 1971 et 1994. Leurs épicentres ont des profondeurs variant de 23.1 à 46.2 km avec des magnitudes de 6.1 à 6.7. Les caractéristiques des séismes lointains sont résumées dans le tableau 4.3.

Tableau 4.2: Les propriétés des tremblements de terre proches sélectionnés [94].

N°	Tremblements de terre	année	Magnitude	Épicentre [km]	PGA [g]	PGV [cm/s]
S1	Cap Mendocino CPM000	1992	7.1	10.36	1.497	127.4
S2	Cap Mendocino CPM090	1992	7.1	10.36	1.039	42.0
S3	KOCAELI/IZT180	1999	7.4	5.31	0.152	22.6
S4	KOCAELI/IZT090	1999	7.4	5.31	0.22	29.76
S5	WHITTIER/A-GRN180	1987	6	4.77	0.304	23.96
S6	WHITTIER/A-GRN270	1987	6	4.77	0.199	10.86

Tableau 4.3: Les propriétés des tremblements de terre lointains sélectionnés [94].

N°	Tremblements de terre	année	Magnitude	Épicentre [km]	PGA [g]	PGV [cm/s]
S7	Northridge-NORTHR/L09000	1994	6.7	44.3	0.165	8.4
S8	Northridge -NORTHR/L09090	1994	6.7	44.3	0.217	10.1
S9	N Palm Springs PALMSPR/ARM270	1986	6	46.2	0.104	4.55
S10	N Palm Springs PALMSPR/ARM360	1986	6	46.2	0.129	3.77
S11	San Fernando-SFERN/L09021	1971	6.6	23.1	0.157	5.46
S12	San Fernando-SFERN/L09291	1971	6.6	23.1	0.134	4.27

La figure 4.2 présente les transformées de Fourier pour les deux types de séisme proche et lointain.

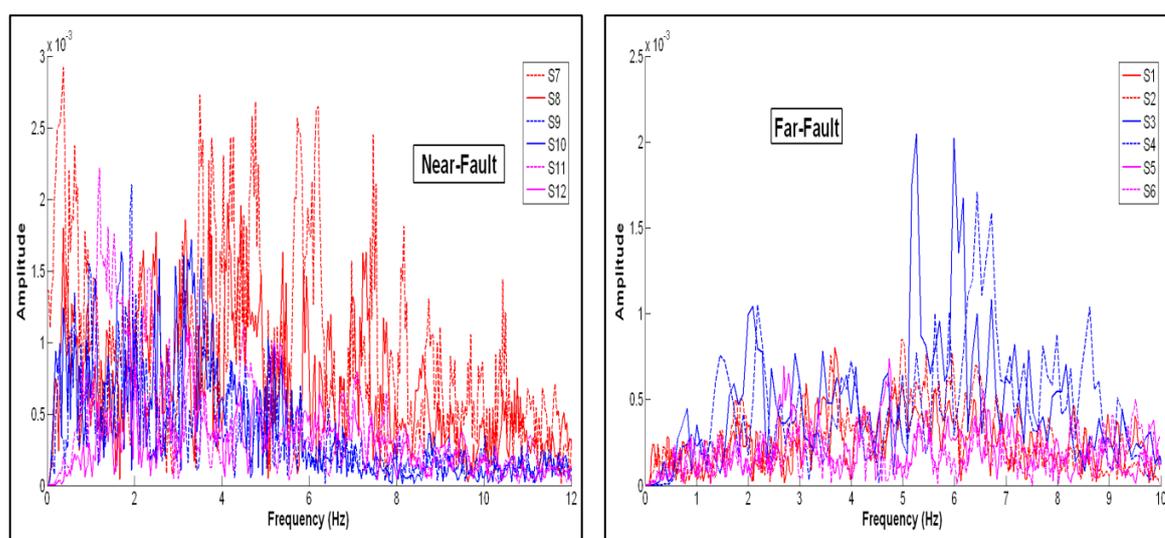


Figure 4.2: Transformée de Fourier pour les signaux sismiques.

Les tableaux 4.4 et 4.5 présentent les trois fréquences fondamentales des transformées de Fourier des signaux utilisés pour les deux types de séisme proche et lointain. Après comparaison avec les fréquences fondamentales de notre structure nous avons constaté qu'il n'y a pas risque de résonance.

Tableau 4.4 : Les trois fréquences fondamentales des séismes proches.

	f1(Hz)	f2 (Hz)	f3 (Hz)
S1	3.675	3.125	4.975
S2	4.975	5.95	4.45
S3	5.261	5.986	6.168
S4	6.44	6.712	8.617
S5	4.728	2.693	2.779
S6	6.562	9.513	5.473

Tableau 4.5 : Les trois fréquences fondamentales des séismes lointains.

	f1 (Hz)	f2 (Hz)	f3 (Hz)
S7	3.50	4.70	4.767
S8	4.433	3.70	3.167
S9	1.933	0.967	0.633
S10	3.30	1.70	3.133
S11	1.20	1.40	1.533
S12	3.20	1.867	3.267

#### 4.5.2. Courbes de capacité analytiques

Une étude capacitaire (courbes de capacité) basée sur deux types d'analyse (analyse dynamique linéaire et analyse dynamique non linéaire) du barrage a été réalisée, figure 4.3 [105].

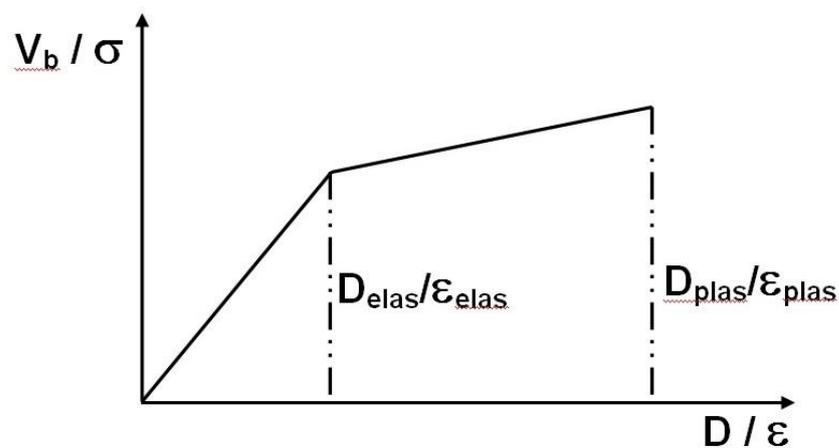


Figure 4.3: Courbe de capacité analytique.

Pour quantifier les états de dommage structurels utilisés, trois cas de limites sont considérés :

- $\text{Lim 1} = (D_{\text{élastique}}/\varepsilon_{\text{élastique}})$  ;
- $(D_{\text{élastique}}/\varepsilon_{\text{élastique}}) < \text{Lim 2} < (D_{\text{plastique}}/\varepsilon_{\text{plastique}})$ ;
- $\text{Lim 3} = (D_{\text{plastique}}/\varepsilon_{\text{plastique}})$ .

En utilisant Abaqus, les analyses sont obtenues en deux ensembles de points. Le premier ensemble représente le domaine élastique dans lequel nous n'avons observé aucune formation plastique dans les éléments, et il est caractérisé par une limite élastique de force de cisaillement ( $V_y$ ) et de déplacement ( $D_y$ ).

Le second ensemble représente le domaine inélastique avec l'apparition de déformations plastiques. Il est caractérisé par une pente réduite par rapport au domaine élastique et par la force de cisaillement ultime ( $V_u$ ) et le déplacement ultime ( $D_u$ ).

L'assemblage des deux ensembles nous a permis de construire une courbe bilinéaire.

Pour déterminer les états limites que nous allons prendre en considération dans l'élaboration des courbes de fragilité, une étude capacitaire a été faite en utilisant les accélérations définies au paragraphe 4.5.1, voir figures 4.4 et 4.5. L'étude vise à déterminer :

- Le déplacement au sommet du barrage ( $D_{\text{top}}$ ) et son effort tranchant à la base lui correspondant ( $V_b$ ).
- La contrainte normale ( $\sigma$ ) au niveau du pied amont du barrage et sa déformation relative ( $\varepsilon$ ).

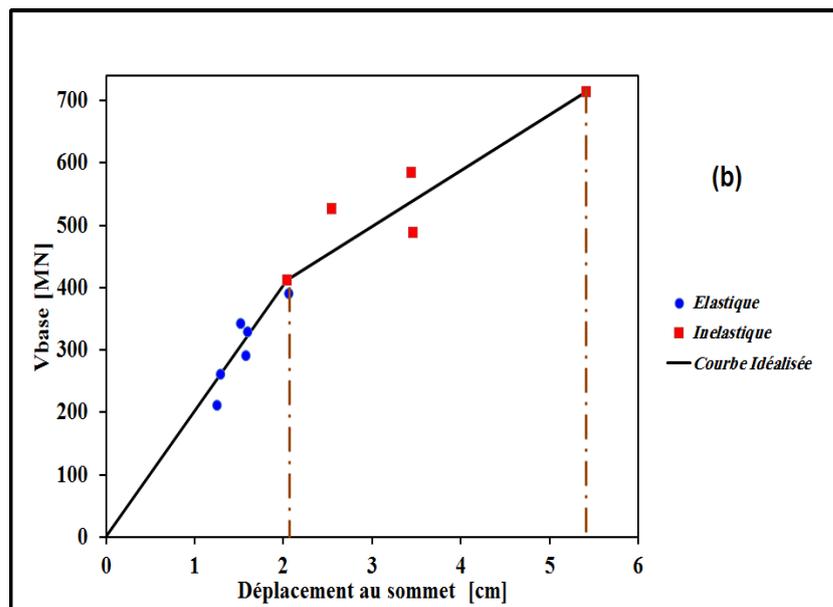
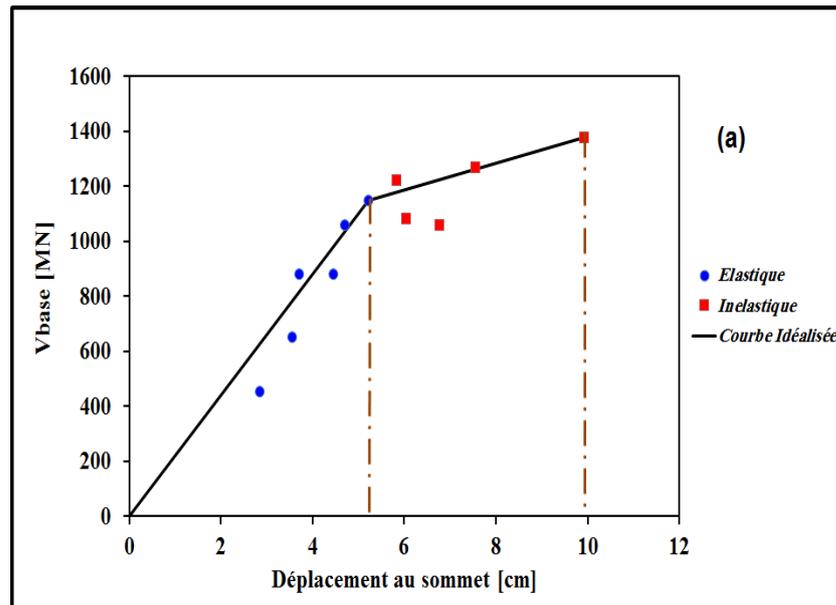


Figure 4.4 : Courbe de Capacité : Effort tranchant à la base du barrage-Déplacement  
(a) Séisme Proche ; (b) Séisme Lointain

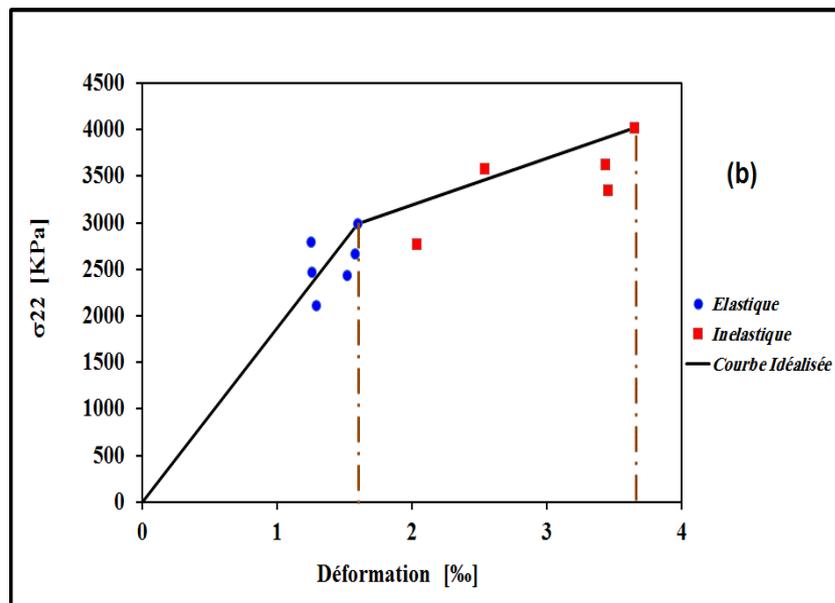
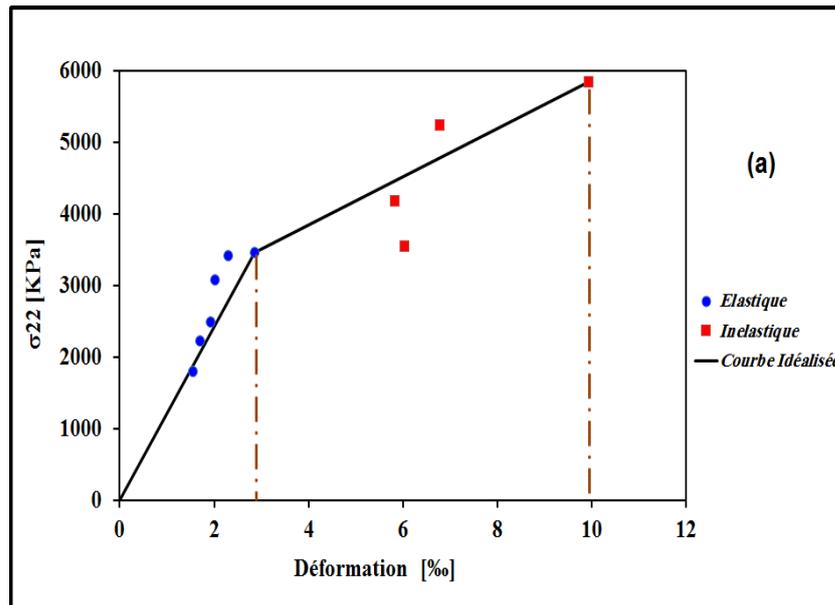


Figure 4.5 : Courbe de Capacité : Contrainte au talon du barrage-déformation  
(a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain

En fonction de la sollicitation sismique utilisée, proche et lointain, nous obtenons le déplacement au niveau de la crête susceptible de se produire dans le barrage et la contrainte engendrée au niveau du pied amont du barrage qui représentent les facteurs conditionnant l'endommagement structurel. Les coordonnées du point d'intersection entre les deux droites, représentant le domaine linéaire et non linéaire, définissent la valeur de l'état de dommage structurel. D'après les figures 4.4 et 4.5, nous remarquons que les séismes proches provoquent un état de dommage important par rapport aux séismes lointains.

Le tableau 4.6 montre les valeurs obtenues de l'étude capacitaire.

Tableau 4.6 : Les valeurs des dommages structurels.

Parameters	Séisme proche		Séisme lointain	
	Limite élastique	Limite plastique	Limite élastique	Limite plastique
Effort tranchant à la base (Vb) (MN)	1150	1380	412	714
Déplacement au sommet (Dtop) (cm)	5.22	9.93	2.04	5.41
Contrainte normale ( $\sigma$ ) au talon du barrage (kPa)	3470	5850	2990	4020
Déformation ( $\epsilon$ ) au talon du barrage (‰)	2.85	9.93	1.6	3.65

D'après le tableau 4.6, nous constatons que les valeurs limite, élastique et plastique de la résistance (effort tranchant (Vb) et contrainte ( $\sigma$ )) et de la déformation (déplacement (Dtop) et déformation( $\epsilon$ )) du barrage, sont importantes dans le cas de séisme proche par rapport au séisme lointain de l'ordre de 2.

Pour les dommages structurels, trois catégories de dommages sont considérées : Modéré (Moderate), Important (Extensive) et Sévère (Complete)

L'état de dommage Modéré est utilisé pour exprimer un taux de dommages faible dans la structure et qui correspond à la valeur Lim1.

L'état de dommage Important est utilisé pour exprimer un taux de dommages important (apparition de fissures) dans la structure et qui correspond à la valeur Lim2.

L'état de dommage Sévère est utilisé pour exprimer un taux élevé de dommages (dégâts importants) dans la structure et qui correspond à la valeur Lim3.

Les états limites pour quatre types de dommages structurels sont définis dans les tableaux 4.7 et 4.8, pour les deux types de séismes proches du lointain.

Tableau 4.7 : Les valeurs des états limites pour les séismes proches.

État de Dommage	Moderate	Extensive	Complete
Valeurs Limites	Lim1	$\text{Lim2} = \frac{\text{Lmi1} + \text{Lim3}}{2}$	Lim3
DS1	1.46 MPa	2.6 MPa	3.75 MPa
DS2	25 mm	50 mm	150 mm
DS3	5.22 cm	7.58 cm	9.93 cm
DS4	3.47 MPa	4.53 MPa	5.58 MPa

Tableau 4.8 : Les valeurs des états limites pour les séismes lointains.

État de Dommage	Moderate	Extensive	Complete
Valeurs Limites	Lim1	$\text{Lim2} = \frac{\text{Lmi1} + \text{Lim3}}{2}$	Lim3
DS1	1.46 MPa	2.6 MPa	3.75 MPa
DS2	25 mm	50 mm	150 mm
DS3	1.02 cm	2.04 cm	3.73 cm
DS4	1.5 MPa	2.99 MPa	3.51 MPa

La résistance à la traction du béton peut être mesurée à l'aide de divers tests, tels que des essais de traction directe, de flexion et de traction. Toutefois, il convient de noter que différents types d'essais ont donné des résultats différents en termes de résistance à la traction. En utilisant la formule du code français BAEL 91 modifié 99 [106]  $F_t = 0.6 + 0.06 \times F_c$ , la résistance à la traction est de 2,1 MPa avec une résistance à la compression  $F_c = 25$  MPa.

Selon l'EUROCODE 2 [107], la résistance à la traction  $F_t = 1.46$  MPa est nettement inférieure à la résistance à la traction du béton 3,75 MPa. Cependant, la limite  $F_t = 1.46$  MPa est adaptée à l'état limite Moderate pour DS1.

En fait, il n'y a pas assez de base de données concernant les dommages causés par le glissement (DS2) qui peut être utilisé comme base de données dans la modélisation ou les études de cas, les niveaux de dommages utilisés dans ce travail sont des formes adaptées [108-109]. Les niveaux de dommages utilisés dans cette étude sont présentés dans les tableaux 4.7 et 4.8. Un faible glissement causerait des dommages mineurs ou légers puisque les barrages bien conçus devraient être capables de rester stables pour de petits déplacements [109]. Un déplacement de glissement de 25 mm entraînerait une dégradation modérée au système de drainage (vidange), ce qui entraîne une augmentation de la pression de soulèvement et donc une augmentation du déplacement de coulissement. Un glissement de 50 mm causerait de graves dommages aux drains et les rendrait inefficaces. Cette valeur est également définie comme le déplacement de glissement raisonnable maximal par Fenves and Chavez [110]. Enfin, un déplacement de 150 mm au niveau de la base du barrage entraînerait des mouvements différentiels inacceptables avec les monolithes adjacents et pourrait éventuellement entraîner une perte de contrôle du réservoir.

#### 4.6. Variables aléatoires

Plusieurs sources d'incertitude, décrites statistiquement, sont présentes dans la modélisation des courbes de fragilité. Les variables aléatoires et leur probabilité de distribution [111-114] sont indiqués dans le tableau 4.9.

Tableau 4.9 : Variables aléatoires.

Variabes	Variabes aléatoires	Probabilité de distribution
Var 1	Angle de frottement	U (34; 45) degrés
Var 2	Cohésion	U (0.145; 0.435) MPa
Var 3	Angle de dilatation de la fondation	U (27; 33) degrés
Var 4	Module d'Young du béton	U (31.2; 36) 10 <sup>3</sup> MPa
Var 5	Module d'Young du sol	U (40; 80) 10 <sup>3</sup> MPa
Var 6	Contrainte de compression du béton	N (35;4.8) MPa

U (min, max) signifie la distribution uniforme et N ( $\mu, \sigma^2$ ) signifie la distribution normale. La résistance à la compression du béton est décrite par une distribution de probabilité normale [115]. Les données statistiques utiles concernant les variables restantes sont limitées. Par conséquent, une distribution uniforme a été choisie pour modéliser les variables en question.

La fragilité sismique intégrant les variables aléatoires considérés ci-dessus, qui sont supposées statistiquement indépendantes, peut être obtenue efficacement en utilisant la technique Échantillonnage par Hypercube Latin (LHS) [116-118].

#### 4.7. Méthode d'Échantillonnage par Hypercube Latin

La construction des courbes de fragilités sismiques d'un barrage poids en béton est une procédure onéreuse. Pour réduire le coût des analyses en éléments finis qui est la composante majeur de l'effort des plans d'échantillonnage efficaces qui minimisent la dimension d'échantillon et les erreurs d'échantillonnage et donnent des estimations stables des réponses statistiques désirées sont exigés. De telles techniques ont été proposées par les travaux de Rubenstein [119]. Habituellement sont connu sous le nom de techniques de réduction de variance, ils incluent, parmi autres, importance d'échantillonnage et techniques d'échantillonnage stratifiées. En 1979, McKay, Beckman et Conover [120] ont été les premiers à considérer les plans d'expériences pour des expériences déterministes. Ils utilisent alors des hypercubes latins. Cette méthode a été mise en place pour gagner en précision par rapport aux tirages aléatoires ou stratifiés afin d'estimer la moyenne, la variance et la fonction de la distribution d'une réponse.

Un hypercube latin est une matrice de  $n$  lignes et  $k$  colonnes où  $n$  est le nombre de niveaux examinés et  $k$  est le nombre de variables d'entrées. Chacune des  $k$  colonnes contient les niveaux  $1, 2, \dots, n$  permutés aléatoirement et les  $k$  colonnes sont disposées aléatoirement pour former l'hypercube latin. Plus généralement, le tableau  $P=(p_{ij})$  d'ordre  $n \times k$  à valeurs dans  $(Z/n)$  est un hypercube latin si quel que soit  $J, |J|=1$  toutes les cellules de la  $J$ -marge sont représentées une fois chacune par les lignes de  $P$ . Les plans basées sur l'échantillonnage type hypercubes latins sont très connus et utilisés dans le cas des expériences simulées parce qu'ils ont trois grandes qualités. La première qualité de ces plans est qu'ils permettent généralement de remplir au mieux le domaine expérimental, ils vont donc être utiles pour détecter les irrégularités de la surface. De plus, ils sont très faciles et rapides à construire, même pour un nombre élevé de facteurs et enfin, tous les niveaux de chaque facteur sont représentés une unique fois. Par contre, pour un nombre donné  $N$  d'expérimentations et  $p$  paramètres, il existe  $(N!)^p$  possibilités de construction d'un hypercube latin et par conséquent, les résultats de la modélisation sont très variables suivant le plan considéré.

Les étapes à suivre pour construire les courbes de fragilité analytiques sont présentées dans la figure 4.6 :

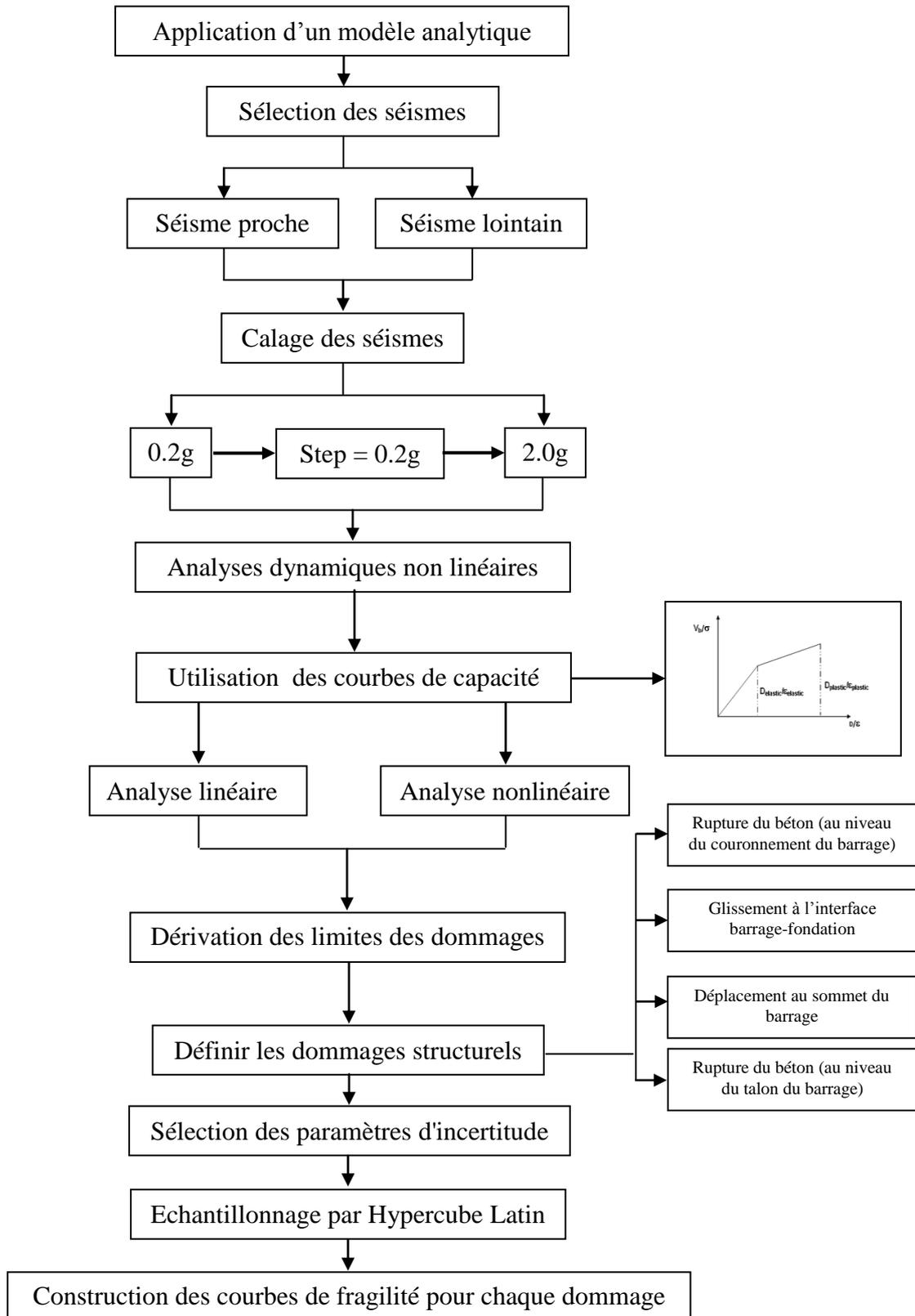


Figure 4.6 : Procédure de calcul des courbes de fragilité analytiques.

## 4.8. Analyses de la fragilité

Dans la construction de la fragilité sismique du Barrage d'Oued el Fodda, l'accélération spectrale a été utilisée comme la variable demande (comme discuté dans la section antérieure). Les accélérations spectrales de 0.2g à 2.0g avec un pas de 0.2g ont été choisies pour les analyses en éléments finis. Un ensemble de 2400 analyses a été réalisé pour tracer les courbes de fragilité. Cependant, pour les deux groupes de sollicitations sismiques, chaque séisme possède une accélération spectrale différente de la fréquence fondamentale du barrage. Six analyses en éléments finis ont été réalisées pour chaque groupe randomisé et les résultats ont été traités. Tous les résultats présentés ici seront discutés dans le cas d'un scénario de séisme fort avec une accélération spectrale de 2.0 g. Pour chaque dommage structurel, trois cas de performance et leur fragilité correspondante seront présentés.

### 4.8.1. Dommage structurel (DS1)

Pour le dommage structurel (DS1), les courbes de fragilité pour les séismes proche-lointain sont présentées dans la figure 4.7. Pour le séisme proche, les probabilités de dépassement des états de dommage Modéré, Important et Sévère indiquent pour des contraintes de traction dans le couronnement du barrage 100%, 76% et 33% respectivement figure 4.7 (a). Quand le barrage est soumis à un séisme avec une accélération spectrale de 2.0 g, certaines fissurations peuvent apparaître au niveau du cou du barrage. La résistance à la traction du béton a été estimée à 3.75 MPa. Par contre, la contrainte de compression maximale à ce stade est très inférieure à la résistance à la compression du béton.

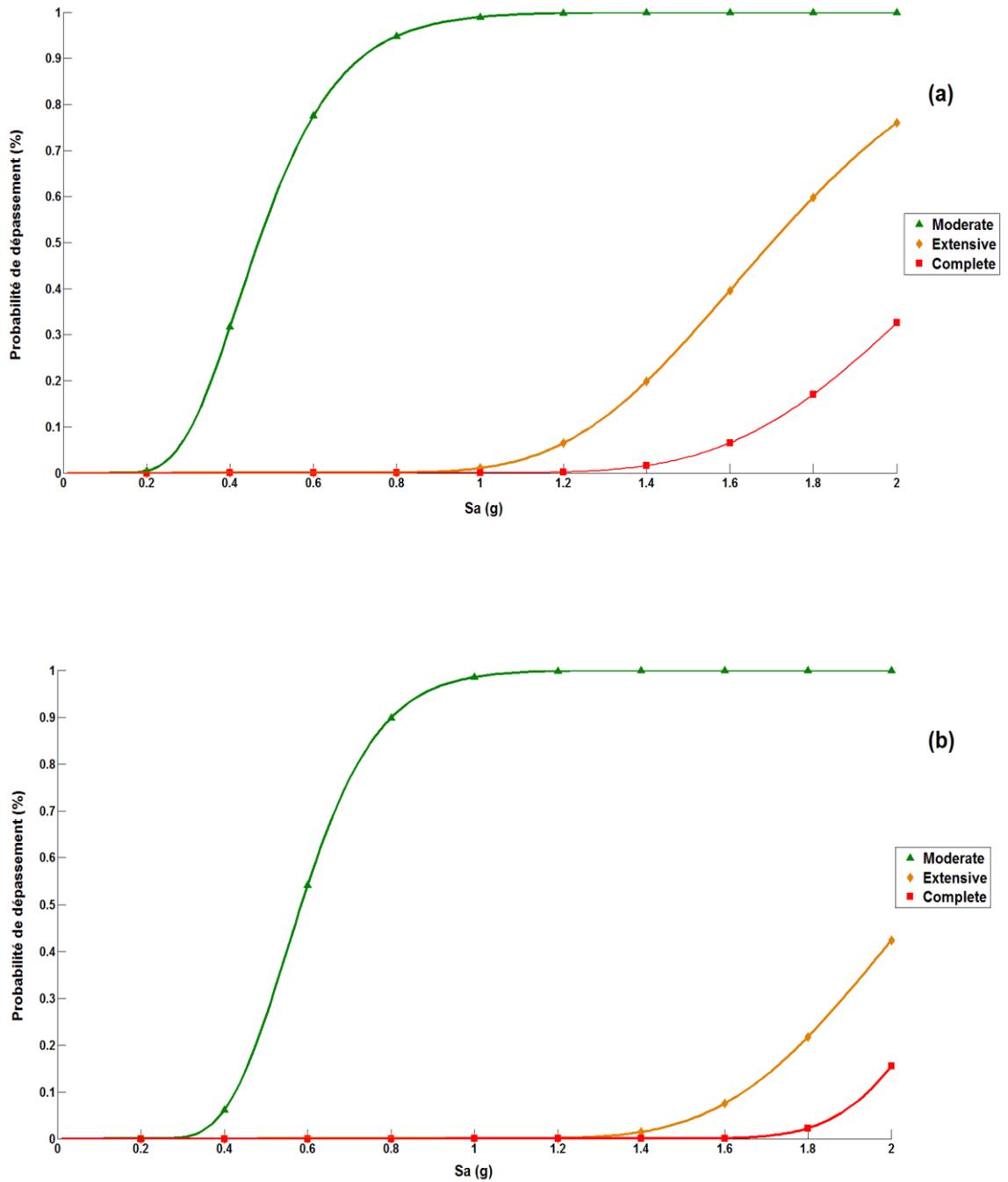
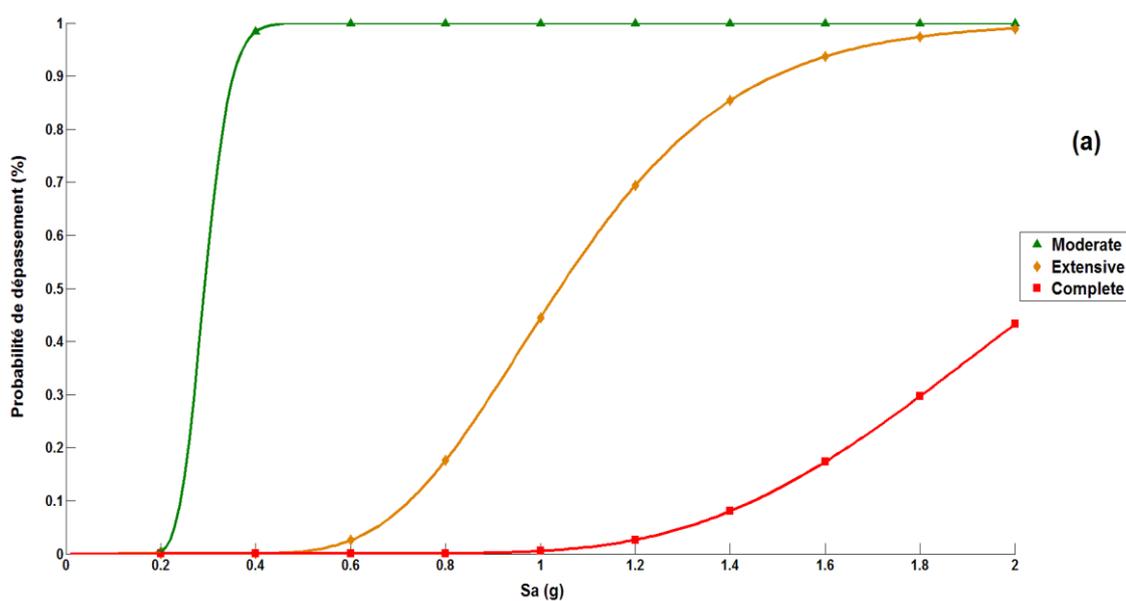


Figure 4.7 : Courbes de fragilité sismiques pour DS1 contrainte de traction au couronnement du barrage (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain

Cependant, pour les séismes lointains, il a été observé que les probabilités de défaillance de contrainte de traction entourant le couronnement du barrage pour les états de dommage Modéré, Important et Sévère sont d'environ 100%, 42% et 15% respectivement figure 4.7 (b).

#### 4.8.2. Dommages structurel (DS2)

Les courbes de fragilité dans le cas de glissement (DS2) à l'interface barrage-fondation dans la figure 4.8 (a) et (b) indiquent que les probabilités de glissement de 25 mm et 50 mm sont très élevées de l'ordre de 100% et 99% pour les séismes proches respectivement. Et pour les séismes lointains les probabilités atteignent 100% et 76% pour les états de dommages Modéré et Important. Quelques dégâts structurels au système de drainage, en particulier à l'interface barrage - fondation, devrait être attendu de cette intensité d'excitation sismique. Cependant, la probabilité de glissement de 150 mm est d'environ 44% et 20% pour les séismes proches et lointains, respectivement. Ainsi, des dommages au système de drainage, particulièrement à l'interface barrage-fondation, pourraient avoir lieu dans cette intensité de l'excitation sismique.



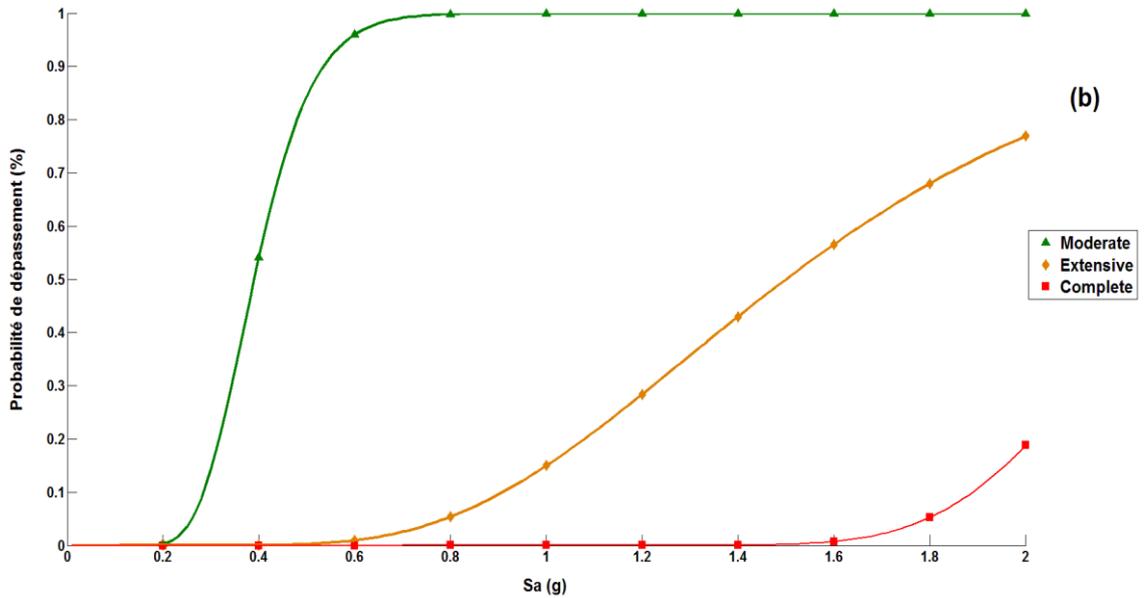


Figure 4.8: Courbes de fragilité sismiques pour DS2 glissement à l'interface barrage-fondation (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain

Un glissement relativement important de 150 mm ou plus peut provoquer des mouvements différentiels entre les monolithes adjacents dans le barrage et crée l'instabilité du monolithe conduisant ainsi à la perte éventuelle du contrôle du réservoir.

#### 4.8.3. Dommages structurels (DS3)

Les fragilités dans le cas du déplacement au sommet du barrage (DS3) par rapport à sa base sont représentées dans la figure 4.9 (a) et (b). Une excitation sismique avec une accélération spectrale de 2.0g provoquerait pour les états de dommages Modéré, Important et Sévère des probabilités de dépassement de l'ordre de 100%, 92% et 82% respectivement pour le séisme proche et 100%; 70% et 12% pour le séisme lointain.

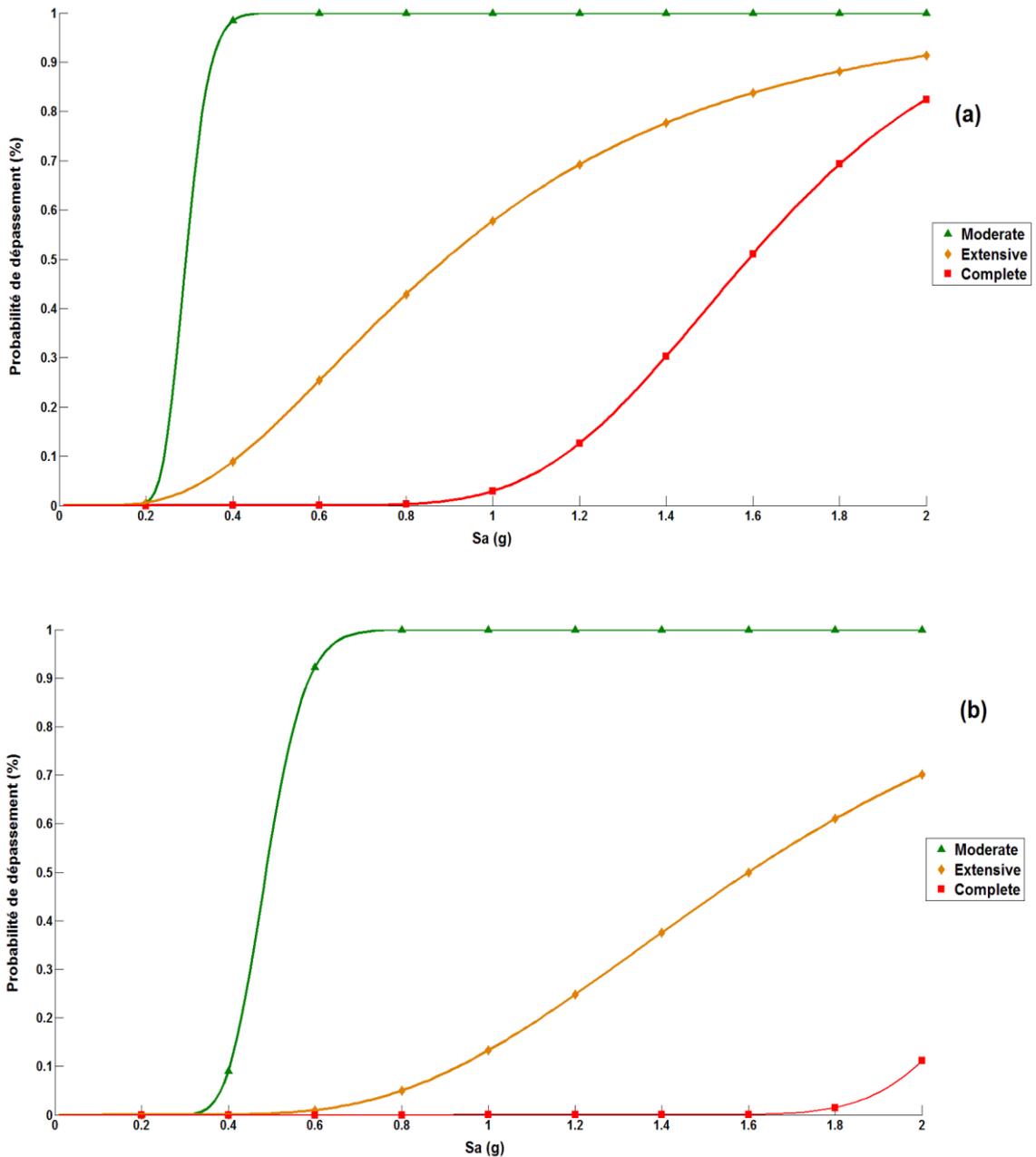


Figure 4.9: Courbes de fragilité sismiques pour DS3 déplacement au sommet du barrage (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain

Ces déformations sont très faibles par rapport à la hauteur du barrage. Des dommages minimes dus à ces déformations peuvent se produire aux vannes au niveau des autres ouvrages annexes ainsi qu'au niveau des équipements d'exploitation. Par ailleurs, le fait que la déformation maximale (9.93 cm) soit de l'ordre de 0,001% de la hauteur du barrage ( $H = 100$  m) ceci indique que le modèle de corps rigide monolithe que peut constituer une simplification appropriée au problème, à condition que l'on ne s'intéresse pas à la probabilité de fissuration, due à la traction au niveau du cou du barrage.

#### 4.8.4. Dommages structurel (DS4)

Le dommage structurel (DS4) est lié à la défaillance du matériau. Il est obtenu, si les contraintes au niveau du talon du barrage dépassent la résistance à la compression du béton (25 MPa). Il a été constaté que la fragilité illustrée dans la figure 4.10 (a) montre que les états de dommage Modéré, Important et Sévère ont une probabilité de défaillance de 100%, 90% et 40% respectivement.

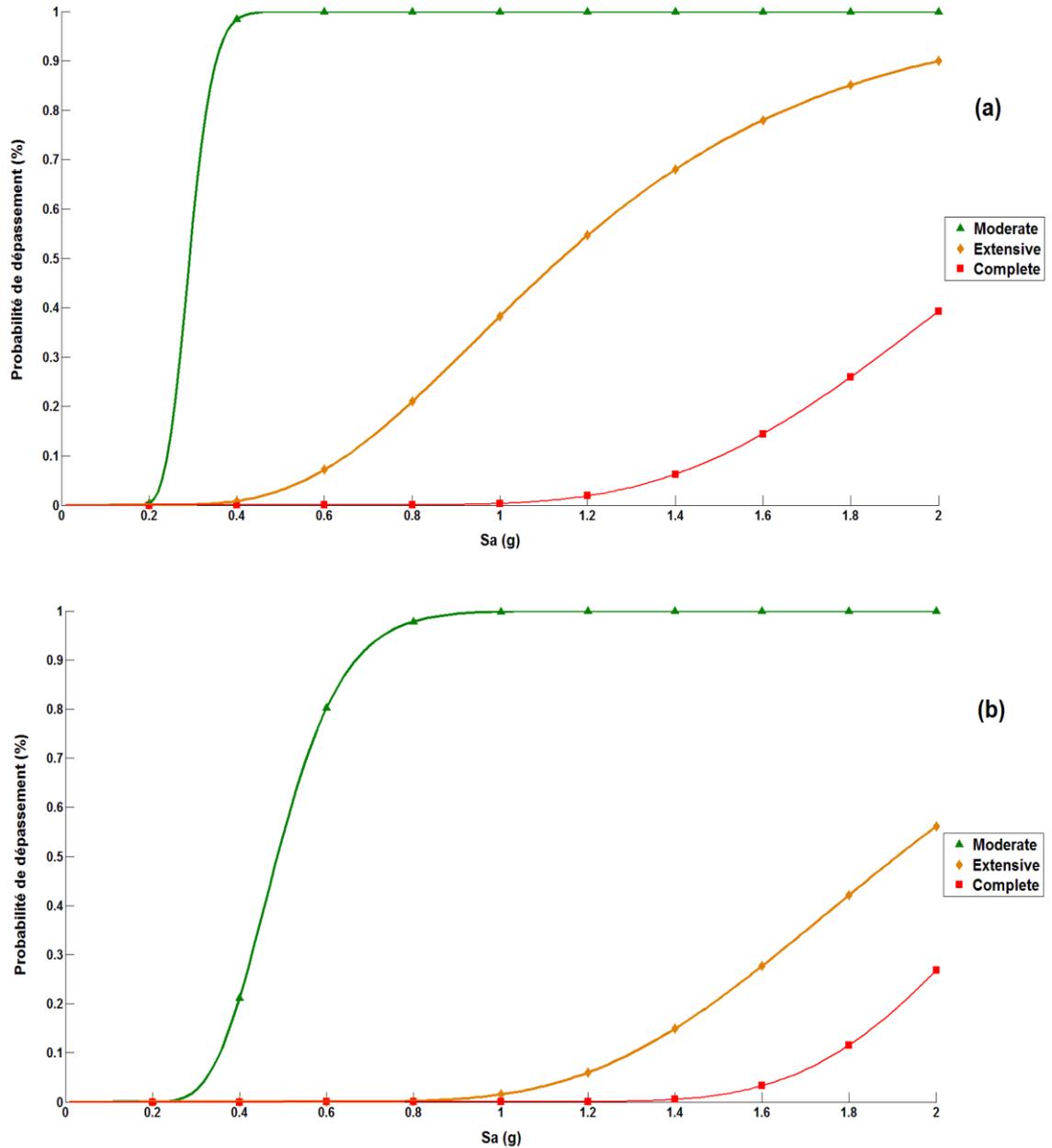


Figure 4.10: Courbes de fragilité sismiques pour DS4 contrainte de compression au niveau du talon de barrage (a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain

Par contre, une faible probabilité de 56% et 27% est indiquée pour les états de dommages Important et Sévère respectivement pour le séisme lointain figure 4.10 (b). Cela est dû à des contraintes de compression beaucoup plus faibles que la capacité du béton.

#### 4.9. Étude de la sensibilité

Afin d'identifier les principales sources d'incertitude dans l'analyse de sensibilité, des analyses de régression ont été effectuées pour deux cas dans le cadre de cette étude. En général, dans les analyses de régression, la variable dépendante représente le risque exprimé en termes de divers paramètres incertains. Ces analyses sont particulièrement utiles dans les recherches pour savoir comment les incertitudes dans la source des variables affectent les réponses du système structural. Également déterminés, les coefficients de corrélation partielle représentent l'importance des variables incertaines en fonction de l'importance du risque environnemental. Pour confirmer l'influence de chaque paramètre variable aussi bien que de supprimer les covariances dans la corrélation entre variable d'entrée donnée et la variable de réponse, une analyse de sensibilité basée sur la corrélation partielle a été effectuée. Le coefficient de corrélation partielle (PCC : *Partial Correlation Coefficients*) entre deux variables aléatoires  $X_i$  et  $Y$  étant donné une série de variables  $X_{/i} = \{X_1, \dots, X_{i-1}, X_{i+1}, \dots, X_p\}$  est défini comme suit équations. 4.5 à 4.9 [121, 122]:

$$PCC_i = \hat{\rho}_{X_i, Y, X_{/i}} = \hat{\rho}(e_{X_i, X_{/i}}, e_{Y, X_{/i}}) \quad (4.5)$$

$$e_{X_i, X_{/i}} = X_i - \hat{X}_i \quad (4.6)$$

$$\hat{X}_i = \alpha_o + \sum_{j \neq i} \alpha_j \cdot X_j \quad (4.7)$$

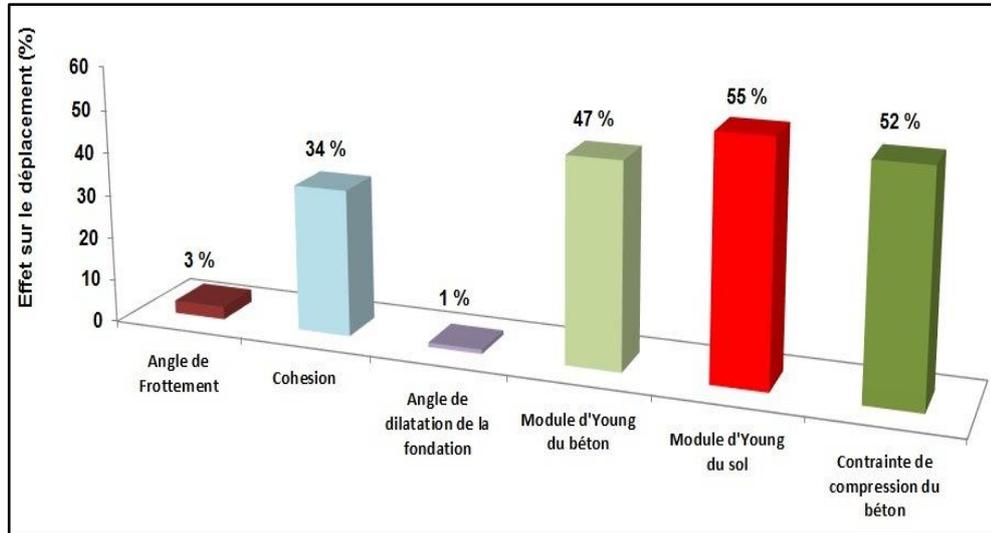
$$e_{Y, X_{/i}} = Y - \hat{Y} \quad (4.8)$$

$$\hat{Y} = \beta_o + \sum_{j \neq i} \beta_j \cdot X_j \quad (4.9)$$

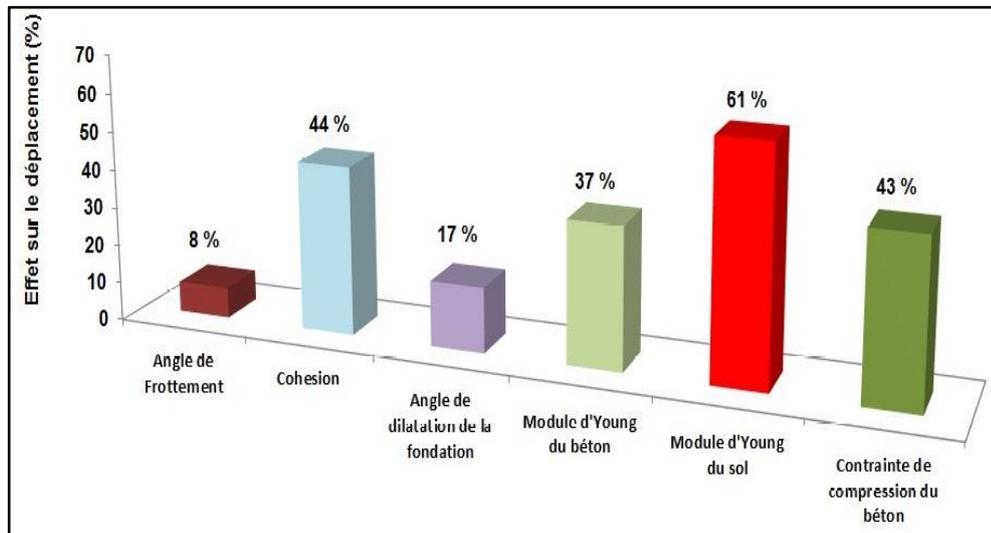
avec,

$\beta, \alpha$  sont les indices de fiabilité;  $X_i, Y$  sont les variables aléatoires et  $X_{/i}$  est la covariance ;  $\hat{\rho}$  est le coefficient de corrélation partielle;  $e_{X_i, X_{/i}}$  est le résidu de prédiction de  $X_i$  par  $X \setminus i$  ;  $e_{Y, X_{/i}}$  est le résidu de prédiction de  $Y$  par  $X \setminus i$ ;  $\hat{X}_i$  et  $\hat{Y}$  sont les variables de régression.

L'effet des différents paramètres variables d'entrées sur le déplacement au sommet du barrage et les contraintes de compression au niveau du talon de barrage sous des séismes proches-lointains en utilisant le PCC est donné sur la figure 4.11 (a), (b) et la figure 4.12 (a), (b), respectivement.



(a)

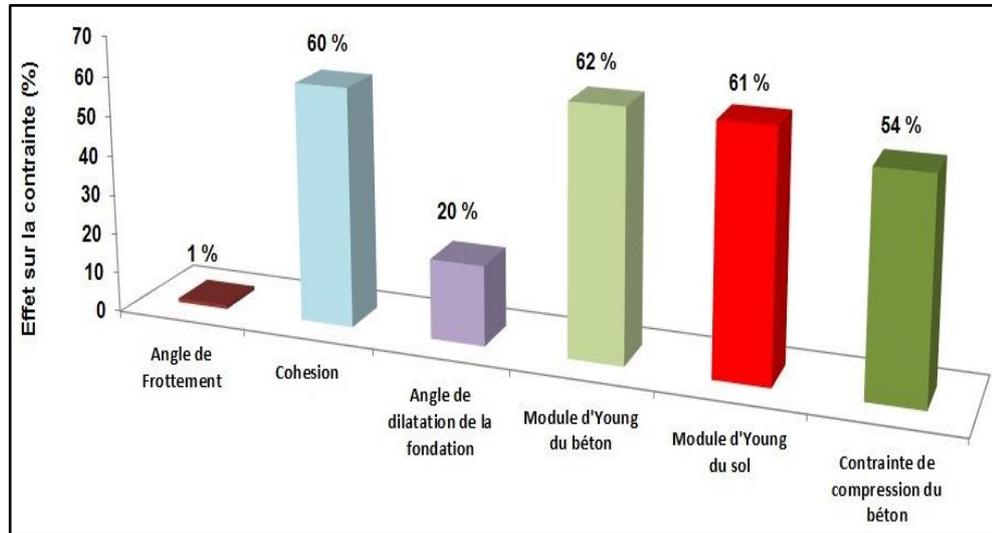


(b)

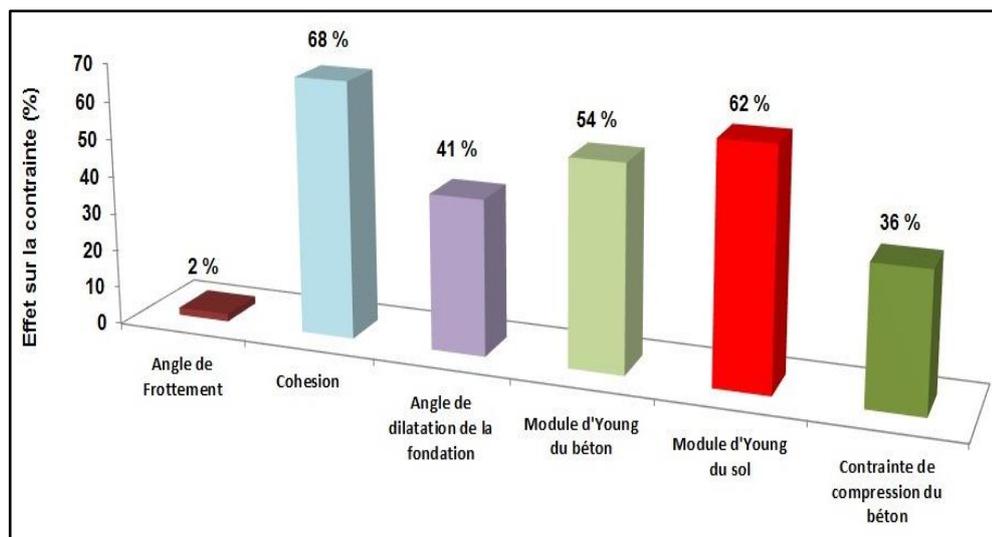
Figure 4.11: L'effet sur le déplacement au sommet du barrage  
(a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain

Comme la variabilité de la réponse d'une structure sous sollicitation sismique est dominée par les incertitudes dans le séisme lui-même, et le reste des variables ne contribuent pas beaucoup. Nous avons pu constater que, pour les deux cas de sensibilité étudiée, la cohésion, le module d'Young du béton, le module d'Young du sol et la résistance à la compression du béton sont les paramètres les plus influents, ceci montre que le

déplacement au sommet du barrage et les contraintes de compression au niveau du talon de barrage sont dépendantes directement de ces variables. Quand le barrage est soumis aux deux types de séismes.



(a)



(b)

Figure 4.12: L'effet sur la contrainte de compression au talon du barrage  
(a) Séisme Proche; (b) Séisme Lointain

D'autre part, l'angle de frottement et l'angle de dilatation de la fondation ont un impact minimal sur le déplacement au sommet et les contraintes au talon du barrage.

#### **4.10. Conclusion**

La comparaison de l'effet de séismes proches et lointains sur les courbes de fragilité sismique des barrages poids en béton a fait l'objet de cette étude. Nous avons remarqué que pour tous les états de dommages structurels traités du barrage, la probabilité de défaillance était plus élevée dans le cas des excitations sismique proches relativement à ceux obtenus sous des sollicitations sismique lointains d'environ 80 %.

Les courbes de fragilité sismique élaborées dans cette étude peuvent être utilisées pour déterminer les pertes potentielles affectant le bon fonctionnement du barrage résultant de l'excitation sismique.

Les résultats de l'analyse de sensibilité, ont permis de constater que les paramètres variables, la cohésion, le module d'Young du béton, le module d'Young du sol et la résistance à la compression du béton, pour les deux types de séismes ont une sensibilité importante avec une forte corrélation sur les réponses de la structure, pour le déplacement au sommet du barrage et la contrainte au niveau du talon du barrage.

# **CONCLUSION GENERALE**

## CONCLUSION GENERALE

Plusieurs barrages-poids, en Algérie, ont été construits au début du siècle précédent avec des méthodes d'analyse et des charges sismiques que l'on peut juger inadéquates selon l'état actuel des connaissances. Par conséquent, il est essentiel d'évaluer la sécurité et le risque associé aux ouvrages existants. Actuellement, des méthodes déterministes sont utilisées pour évaluer la sécurité d'un ouvrage hydraulique. Cependant, ces méthodes négligent plusieurs sources d'incertitude et n'offrent pas une image complète de la vulnérabilité d'une structure. Pour ces raisons, les analyses probabilistes du risque sont plus adaptées et les courbes de fragilité jouent un rôle essentiel dans le cadre de ces analyses. Bien que paraissant tout à fait adaptées pour l'étude de la sécurité sismique des ouvrages hydrauliques, et notamment des barrages-poids, ces courbes sont actuellement très peu utilisées dans ce contexte.

Les objectifs de cette thèse étaient donc d'établir une méthodologie pour développer des courbes de fragilité applicables aux barrages-poids en béton, de générer les courbes de fragilité pour le barrage d'Oued El Fodda (wilaya de (Chlef), de développer un modèle numérique adéquat pour ce barrage et d'étudier la sensibilité de la réponse sismique aux paramètres incertains.

Le barrage-poids d'Oued El Fodda a été modélisé à l'aide de la méthode des éléments finis. Le logiciel commercial ABAQUS a été utilisé et le modèle inclut les différentes interactions entre le barrage, le réservoir et la fondation. La comparaison de l'effet des séismes proches et lointains sur les courbes de fragilité sismique des barrages-poids en béton a fait l'objet de cette étude. Nous avons remarqué que pour tous les états de dommages structurels traités du barrage, la rupture de matériaux - béton (au niveau du couronnement du barrage), glissement à l'interface barrage-fondation, déplacement au sommet du barrage, la rupture de matériaux - béton (au niveau du talon du barrage), la probabilité de défaillance était plus élevée dans le cas des excitations sismiques proches relativement à ceux obtenus sous des sollicitations sismiques lointains d'environ 80 %.

Les courbes de fragilité ont été développées à l'aide d'une méthode d'échantillonnage avec normalisation de l'intensité sismique. En fait, des analyses dynamiques non linéaires couplées avec la méthode Latin Hypercube Simulation (L.H.S) ont permis d'estimer la fragilité de façon ponctuelle pour dix niveaux d'intensité sismique. Comme dans les autres domaines du génie civil, la distribution log-normale a été utilisée et

jugée la plus adéquate pour un barrage-poids. Cette étude se base sur quatre dommages structurels, soit la rupture de matériaux - béton (au niveau du couronnement du barrage), glissement à l'interface barrage-fondation, le glissement à la base étant généralement le mode de rupture le plus probable pour les barrages-poids en béton, le déplacement au sommet du barrage, la rupture de matériaux - béton (au niveau du talon du barrage). Les courbes de fragilité obtenues pour ces quatre dommages structurels possèdent une excellente corrélation avec les résultats des simulations numériques. Les résultats obtenus montrent donc que la méthodologie établie est adéquate, efficace, pratique et simple d'utilisation.

La méthode de développement des courbes de fragilité a permis d'inclure les incertitudes associées à plusieurs paramètres de modélisation dont le niveau de connaissance est incomplet. Le caractère aléatoire de la sollicitation sismique, ainsi que leurs natures proches ou lointaines a également été intégré aux analyses puisqu'un ensemble d'accélérogrammes calibrés à des accélérations spectrales représentatives du site du barrage a été considéré. Cette étude offre ainsi des résultats spécifiques et plus adaptés à cet ouvrage que les traditionnelles méthodes déterministes qui considèrent un même facteur de sécurité pour tous les ouvrages, quel que soit le degré de connaissances et d'incertitude de l'ouvrage à l'étude.

Une étude de sensibilité a été réalisée afin d'évaluer l'influence des différents paramètres incertains sur la réponse sismique du barrage. Les résultats de cette analyse ont permis de déterminer que l'efficacité des drains et l'angle de friction béton-rocher étaient les paramètres les plus significatifs pour le glissement à la base, alors que l'amortissement, l'angle de friction et la résistance à la traction béton-béton étaient les plus importants pour le glissement aux joints de reprise. Ainsi, afin de réduire l'incertitude associée aux courbes de fragilité, il faudrait principalement mieux caractériser ces paramètres.

## **PERSPECTIVES DE RECHERCHE**

Les travaux effectués lors de cette recherche ont soulevé certaines problématiques qui méritent d'être analysés soigneusement. Les projets de recherches suivants sont donc recommandés :

- Définition de critères de performance et d'états limites d'endommagement.
- Étude de l'influence des paramètres incertains sur la fragilité.
- Développement des courbes de fragilité avec un modèle tridimensionnel.
- Étude de l'impact des hypothèses de modélisation sur la fragilité du système étudié.

# **ANNEXES**

## ANNEXE 1

### Modèle « *Concrete Damaged Plasticity* » (CDP)

#### Décomposition de la vitesse de déformation

La vitesse de déformation est considérée comme la somme de la vitesse de déformation élastique  $\dot{\varepsilon}^{el}$  et de la vitesse de déformation plastique  $\dot{\varepsilon}^{pl}$  :

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (1.1)$$

#### Relation contrainte-déformation

Les relations entre contraintes  $\sigma$  et déformations  $\varepsilon$  sont gouvernées par un scalaire d'endommagement :

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (1.2)$$

avec,  $D_0^{el}$  la rigidité élastique initiale du matériau (non endommagé),  $D^{el}$  la rigidité dégradée et  $d$  la variable d'endommagement qui peut prendre des valeurs de 0 (matériau non endommagé) à 1 (matériau complètement endommagé). La dégradation de la rigidité du matériau est isotrope et est caractérisé exclusivement par la variable  $d$ .

On définit la contrainte effective par :

$$\bar{\sigma} \stackrel{\text{def}}{=} D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (1.3)$$

La contrainte de Cauchy est donc donnée par la relation :

$$\sigma = (1 - d) \bar{\sigma} \quad (1.4)$$

En l'absence d'endommagement ( $d = 0$ ), la contrainte effective est équivalente à la contrainte de Cauchy.

Les états endommagés en traction et en compression sont pilotés indépendamment par deux variables d'écrouissages,  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  et  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ , qui sont respectivement les déformations plastiques équivalente en traction et en compression.

Ceci est exprimé comme suit :

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}; \dot{\varepsilon}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (1.5)$$

La microfissuration et l'écrasement dans le béton sont représentés en augmentant les valeurs des variables de durcissement. Ces variables contrôlent l'évolution de la surface d'écoulement et la dégradation de la rigidité élastique.

La fonction de rendement,  $F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl})$ , représente une surface dans l'espace de contrainte effective, qui détermine les états de rupture ou de dommage. Pour le modèle de dommage plastique non visqueux on peut écrire :

$$F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \leq 0 \quad (1.6)$$

### Écoulement plastique “*Flow rule*”

L'écoulement plastique est défini à partir du potentiel G :

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (1.7)$$

### Dégâts et rigidité de dégradation

Les équations d'évolution des variables de durcissement sont commodément formulées en considérant les conditions de chargement uniaxial.

### Conditions de chargement uniaxial

Il est supposé que les courbes de contrainte-déformation uniaxiales peuvent être converties en courbes de contrainte-déformation plastique de la forme :

$$\sigma_t = \sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) \quad (1.8)$$

$$\sigma_c = \sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) \quad (1.9)$$

où,

les indices t et c indiquent la traction et la compression, respectivement;  $\dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl}$  et  $\dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl}$ , sont les taux de la contrainte plastique équivalente,  $\tilde{\epsilon}_t^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl} dt$  et  $\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl} dt$  sont les déformations plastiques équivalentes,  $\theta$  est la température, et  $f_i$ , ( $i = 1, 2, \dots$ ) sont d'autres variables de champs prédéfinis.

Dans des conditions de chargement uniaxial les taux de contrainte plastique équivalente sont donnés comme suit :

$$\dot{\tilde{\epsilon}}_t^{pl} = \dot{\epsilon}_{11}^{pl}, \text{ dans le cas de traction uniaxiale}$$

$$\dot{\tilde{\epsilon}}_c^{pl} = -\dot{\epsilon}_{11}^{pl}, \text{ dans le cas de compression uniaxiale.}$$

Comme le montre la figure 2.2 [71], quand l'éprouvette du béton est déchargé, on observe que la réponse de déchargement diminue : la rigidité élastique du matériau semble être endommagé (ou dégradée). La dégradation de la rigidité élastique est sensiblement différente entre les tests de traction et de compression; dans les deux cas, l'effet est plus marqué quand la déformation plastique augmente. La réponse du béton dégradé est caractérisée par deux variables uniaxiales de dommages indépendantes,  $d_t$  et  $d_c$ , qui sont supposés être des fonctions des déformations plastiques, s'exprimant comme suit :

$$d_t = d_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i), (0 \leq d_t \leq 1) \quad (1.10)$$

$$d_c = d_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i), (0 \leq d_c \leq 1) \quad (1.11)$$

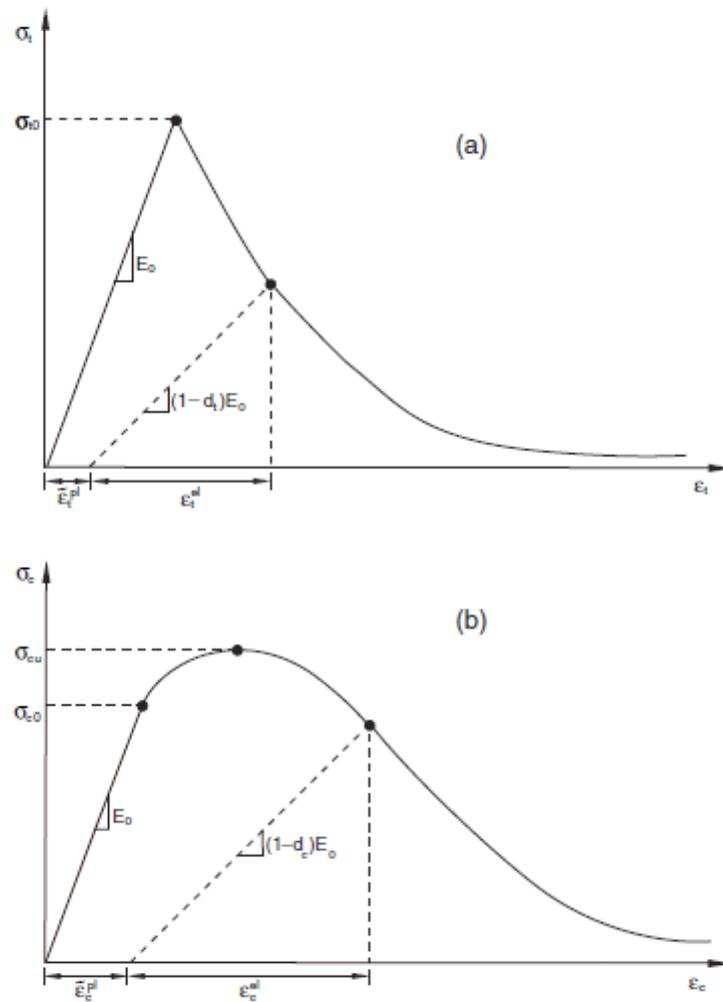


Figure 2.2: Réponse du béton sous un chargement uniaxial (a) traction; (b) compression.

Les variables de dégradation uniaxiales sont des fonctions croissantes des déformations plastiques équivalentes. Ils peuvent prendre des valeurs allant de 0, pour le matériau non endommagé, à 1, pour le matériau totalement endommagé.

Si  $E_0$  est la rigidité élastique (non endommagé) du matériau, les relations contrainte-déformation sous chargement uniaxial de traction et de compression sont, respectivement:

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (1.12)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (1.13)$$

Sous un chargement uniaxial les fissures se propagent dans une direction transversale à la direction de la contrainte. La nucléation et la propagation de fissures, par conséquent, entraîne une réduction de la surface de support de charge disponible (*load-carrying area*),

ce qui à son tour conduit à une augmentation de la contrainte effective. L'effet est moins marqué sous une charge de compression étant donné que les fissures sont parallèles à la direction de chargement. Cependant, après écrasement avancé, la zone de support de la charge efficace est également considérablement réduite. Les contraintes effectives de cohésion,  $\bar{\sigma}_t$  et  $\bar{\sigma}_c$  sont données par les formules suivantes :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (1.14)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (1.15)$$

Les contraintes effectives de cohésion uniaxiales déterminent la taille de la surface ultime (ou de rupture).

## ANNEXE 2

### Critère de Mohr-Coulomb

#### Décomposition de la déformation

Une décomposition de la déformation est supposée:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^{el} + d\varepsilon^{pl} \quad (2.1)$$

où  $d\varepsilon$  est la déformation totale,  $d\varepsilon^{el}$  est la déformation élastique, et  $d\varepsilon^{pl}$  est la déformation inélastique (plastique).

#### Comportement élastique

Dans le modèle de Mohr-Coulomb proposé par ABAQUS, la partie du comportement élastique du matériau est décrite par une loi de comportement linéaire élastique isotrope. Le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$  doivent être introduits dans le code.

#### Comportement ultime (*Yield behavior*)

Le critère de Mohr-Coulomb écrit en termes de contraintes principales maximales et minimales peut être écrit pour les états généraux de contraintes en termes de trois contraintes invariantes. Ces dernières sont la contrainte de pression équivalente,

$$p = -\frac{1}{3} \text{trace}(\sigma) \quad (2.2)$$

La contrainte équivalente de Mises, s'exprime comme suit :

$$q = \sqrt{\frac{3}{2} (S : S)} \quad (2.3)$$

où  $S$  est le déviateur de contrainte, définie comme:

$$S = \sigma + pI \quad (2.4)$$

et le troisième invariant du déviateur des contraintes,

$$r = \left( \frac{9}{2} S : S : S \right)^{\frac{1}{3}} \quad (2.5)$$

La surface de rendement (yield) de Mohr-Coulomb s'écrit alors,

$$F = R_{mc} q - p \tan \phi - c = 0 \quad (2.6)$$

où  $\phi(\theta, f^\alpha)$  est l'angle de frottement du matériau dans le plan méridien de contrainte, où  $\theta$  est la température et  $f^\alpha$ ,  $\alpha = 1, 2, \dots$  sont d'autres variables de champ prédéfinies;  $c(\bar{\varepsilon}^{pl}, \theta, f^\alpha)$  représentent l'évolution de la cohésion du matériau sous forme de durcissement isotrope (ou un adoucissement);  $\bar{\varepsilon}^{pl}$  est la déformation plastique équivalente, son taux est défini par l'expression de travail plastique :

$$C \dot{\bar{\varepsilon}}^{pl} = \sigma : \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (2.7)$$

et  $R_{mc}$  est la mesure de contrainte déviatorique de Mohr-Coulomb défini comme :

$$R_{mc}(\Theta, \phi) = \frac{1}{\sqrt{3} \cos \phi} \sin \left( \Theta + \frac{\pi}{3} \right) + \frac{1}{3} \cos \left( \Theta + \frac{\pi}{3} \right) \tan \phi \quad (2.8)$$

où  $\Theta$  est l'angle polaire déviatorique (Chen et Han, 1988) défini comme :

$$\cos(3\Theta) = \left( \frac{r}{q} \right)^3 \quad (2.9)$$

L'angle de frottement du matériau,  $\phi$ , contrôle également la forme de la surface d'écoulement dans le plan déviateur comme représenté dans la figure 2. 5. La plage de valeurs de l'angle de frottement est de  $0^\circ$  à  $90^\circ$ . Dans le cas de  $0^\circ$ , le modèle de Mohr-Coulomb est réduit au modèle pression-indépendante de Tresca avec une section de déviateur parfaitement hexagonale. Dans le cas de  $90^\circ$  le modèle de Mohr-Coulomb équivaut au modèle de Rankine «tension de coupure» avec une section déviatorique triangulaire.

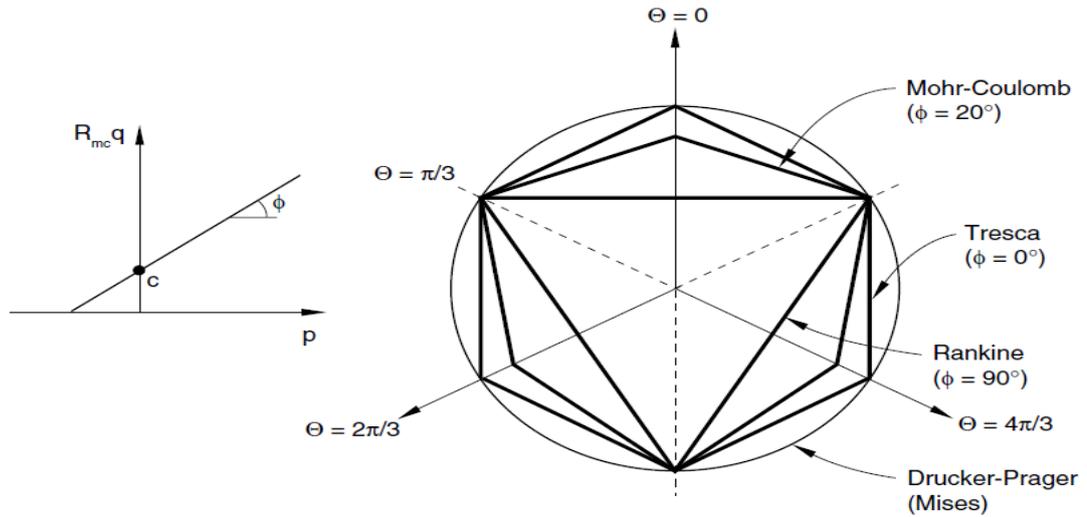


Figure 2.5: La surface ultime de Mohr-Coulomb dans les plans méridiens et déviatoriques [72].

### Contrôle de l'écoulement

L'écoulement potentiel est supposé, comme suit :

$$d\varepsilon^{pl} = \frac{d\bar{\varepsilon}^{pl}}{g} \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (2.10)$$

où  $g$  peut être écrit comme :

$$g = \frac{1}{c} \sigma : \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (2.11)$$

et  $G$  est le potentiel d'écoulement, choisi comme une fonction hyperbolique dans le plan méridien de contrainte et comme une fonction elliptique lisse dans le plan de déviateur des contraintes:

$$G = \sqrt{(\varepsilon c |_0 \tan \psi)^2 + (R_{mw} q)^2} - p \tan \psi \quad (2.12)$$

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES

- [1] Novak, P., Moffat, A.I.B., Nalluri, C., and Narayanan, R., “*Hydraulic structures*”. (4<sup>th</sup> ed), E & F Spon, (2007), (Chapman & Hall), London.
- [2] Le Delliou, P., “*Les Barrages : conception et maintenance*”. (Nouvelle Edition), Presse Universitaire de Lyon, (2007), (École Nationale des Travaux Publics de l’État), Lyon.
- [4] Carrere, A., “*Conception des barrages voûtes*”. Colloque Technique CFGB, (2001), Aix en Provence, France.
- [3] Lefranc, M., Girard, H., Vaschetti, G., and Scuero, A., “ Dispositifs d’Étanchéité par Géomembranes pour les Barrages-Bulletin de la CIGB ”. Rencontres Géosynthétiques, (2009), France.
- [5] Cerrere, A., “*Barrages*”. Technique de l’Ingénieur, (1996), France.
- [6] USCOLD., “*Lessons from dam incidents, USA II*”. Committee on Dam Safety of the United States Committee on Large Dams (USCOLD), American Society of Civil Engineering, (1988), New York.
- [7] De Boer, R., and Ehlers, W., “Uplift friction and capillarity : three fundamental effects for liquid-saturated porous solids”. *International Journal of Solids and structures*, V. 26(1), (1990), 43-57.
- [8] Yeh, C. H., and Baier, D.R., “Pore pressure in finite element analysis of concrete dams”. *Proc. Annual Conference, Assoc. of State Dam Safety Officials*, (1992), Lexington, KY, 195-200.
- [9] “Gravity dam design: engineering manual 1110-2-2200”. US Army Corps of Engineers, Washington, (1958), DC.
- [10] Royet, P., Peyras, L., Albert, R., and Bourdarot, E., “Justification des barrages poids : Développement d'une méthode semi-probabiliste aux états-limites”. Comité Français des Grands Barrages, (CFGB), (Janvier 2002), France.
- [11] Dewey, R., Reich, R.W., and Saouna, V. E., “Uplift modeling for fracture mechanics analysis of concrete dams”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 120(10), (1994), 3025-3044.
- [12] Chavez, J., and Fenves, G. L., “Earthquake response of concrete gravity dams including base sliding”. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, V. 121(5), (1995), 857-864.
- [13] Bury, K. V., and Kreuzer, H., “Assessing failure probability of gravity dams”. *Water Power and Dam Construction*, V. 37(11), (1985), 46-50.

- [14] ICOLD., “World Register of Dams (Registre Mondial des Barrages)”. International Commission on Large Dams, (1998), Paris, France.
- [15] ICOLD. “Lessons from dam incidents”. International Commission on Large Dams, (1971), Paris, France.
- [16] ICOLD “Lessons from dam incidents”. International Commission on Large Dams, (1983), Paris, France.
- [17] Wahlstrom. E. E., “The safety of dams and reservoirs”. *International Water Power and Dam Construction*, V. 27(4), (1975), 142-144.
- [18] Johnson, F. A., and Illes, P., “A classification of dam failures”. *International Water Power and Dam Construction*, V. 28(12), (1976), 43-45.
- [19] Blind, H., “The safety of dams”. *International Water Power and Dam Construction*, V. 35, (1983), 17-21.
- [20] Duffaut, P., “Ruptures de barrages et incidents à travers le monde”. *Travaux n° 607*, (1986), 55-57.
- [21] Douglas, K., Spannagle, M., and Fell, R., “Analysis of concrete gravity and masonry dam incidents”. *International Journal on Hydropower and Dams*, V. 6(6), (1999), 108-115.
- [22] Kalustyan, E. S., “Reliability of rock foundations of concrete dams”, *Hydrotechnical Construction*, V. 17(6), (1983), 282-285.
- [23] Cheng, S. T., ”Statistics of dam failures”. Reliability and Uncertainty Analysis in hydraulic Design Report, ASCE, (1993), 97-105, New York, NY.
- [24] CIGB., “La Surveillance : Élément de Base d’un Processus « Sécurité des Barrages »”. Commission Internationale des Grands Barrages, Bulletin 138, (2009), Paris, France.
- [25] ICOLD., “Dams and Floods : Guidelines and cases histories”. International Commission on Large Dams, Bulletin 138, (1983), Paris, France.
- [26] CFBR., “Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids”. Comité Français des Barrages et Réservoirs, (2012), France.
- [27] Alliard, P. M., “Évaluation de la stabilité sismique des barrages-poids en considérant l’endommagement du système de drainage”. Mémoire de maîtrise de l’École Polytechnique de Montréal, (2006), Canada.
- [28] Gupta, H. K., and Ramaseshan, S., “Reservoir-induced earthquakes”. *Journal of Current Science*, V. 62, (1992), 183-198.
- [29] ICOLD., “Design features of dams to resist seismic ground motion. Rapport technique Guidelines and case studies”. International Commission on Large Dams, Bulletin 120, (2001), Paris, France.

- [30] USCOLD., “Observed performance of dam during earthquake”. Rapport technique, United States Committee on Large Dam, (2000), USA.
- [31] Le Delliou, P., “Les barrages et le risque sismique”. Risques Infos, n°13, (Juin 2002), France.
- [32] Tekie, P.B., and Ellingwood, B.R., “Fragility analysis of concrete gravity dams”. Report ERDC/ITL TR-02-6, Information Technology Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers, (2223), Washington, DC.
- [33] Hydro-Québec., “Guide pour l’évaluation de la sécurité sismique des barrages”. Rapport technique, 2003, Canada.
- [34] Coté, M., “*Revue critique sur la nouvelle loi sur la sécurité des barrages LRQ*”. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 2008.
- [35] Hydro-Québec., “Guide d’évaluation de la stabilité des barrages en béton”, Complément a la norme SB-61-08-00, 2003, Canada.
- [36] Canadian Dam Association (CDA)., “Dam safety”. Technical bulletins, 2007.
- [37] Miquel, B., “*Nouvelles techniques pratiques pour la modélisation du comportement dynamique des systèmes eau-structure*”. Thèse de doctorat, Université de Montréal, 2012.
- [38] Lave, L. B., Resendiz-Carrillo, D., and McMichael, F.C., “Safety goals for highhazard dams : Are dams too safe ?”. *Water Resources Research*, V. 26(7), (2012), 1383–1391.
- [39] Schultz, M.T., Gouldby, B. P., Simm, J. D., and Wibowo, J. L., “Beyond the factor of safety : Developing fragility curves to characterize system reliability”. Rapport technique ERDC SR-10-01, U.S. Army Corps of Engineers, 2010.
- [40] Tekie, P.B., and Ellingwood, B., “Seismic fragility assessment of concrete gravity dams”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 32(14), (2003), 2221–2240.
- [41] Ellingwood, B., and Tekie, P.B., “Fragility analysis of concrete gravity dams”. *Journal of Infrastructure Systems*, V. 7(2), (2001), 41–48.
- [42] Electrical Power Research Institute (EPRI), “Seismic fragility application guide”. Rapport technique 1019200, Palo Alto, CA, 2002.
- [43] Electrical Power Research Institute (EPRI), “Seismic probabilistic risk assessment implementation guide”. Rapport technique 1002989, Palo Alto, CA, 2003.
- [44] Ellingwood, B., “Validation studies of seismic PRAs”. *Nuclear Engineering and Design*, V. 123, (1990), 189–196.
- [45] Ellingwood, B., Celik, O.C., and Kinali, K., “Fragility assessment of building structural systems in Mid-America”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V.36, (2007), 1935–1952.

- [46] Nielson, B.G., “*Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones*”. Thèse de doctorat, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, 2005.
- [47] Limoges, A., and Léger, P., “Seismic safety assessment of gated spillways”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, V. 23, (2009), 209–218.
- [48] Applied Technology Council (ATC), “Earthquake damage evaluation data for California”. Rapport technique ATC-13, 1985.
- [49] Mackie, K., and Stojadinovic, B., “Seismic demands for performance-based design of bridges”. Rapport Technique PEER Report 2003/16, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2003.
- [50] Shinozuka, M., Feng, M., Lee, J., and Naganuma, T., “Statistical analysis of fragility curves”. *Journal of Engineering Mechanics*, V. 126(12), (2000), 1224–1231.
- [51] Vamvatsikos, D., and Cornell, A.C., “Incremental dynamic analysis”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 31(3), (2002), 491–514.
- [52] Padgett, J., Nielson, B., and DesRoches, R., “Selection of optimal intensity measures in probabilistic seismic demand models of highway bridge portfolios”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 37(5), (2008), 711–725.
- [53] Cornell, A., Jalayer, F., and Hamburger, R., “Probabilistic basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency steel moment frame guidelines”. *Journal of Structural Engineering*, V. 128(4), (2002), 526–532.
- [54] Tavares, D.H., “*Évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts routiers au Québec à l’aide des courbes de fragilité*”. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 2012.
- [55] Ghanaat, Y., Hashimoto, P.S., Zuchuat, O., and Kennedy, R.P., “Seismic fragility of Muhlberg dam using nonlinear analysis with Latin Hypercube Simulation”. In *31<sup>st</sup> Annual United States Society on Dams Conference*, 1197–1212, 2011.
- [56] Ghanaat, Y., Patev, R.C., and Chudgar, A.K., “Seismic fragility analysis of concrete gravity dams”. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, 2012.
- [57] Ghanaat, Y., “The impact of earthquake ground motion on design and evaluation of concrete dams”. In *United States Society on Dams 2014 Annual Meeting and Conference*, p. 11, 2014.
- [58] Lupoi, A., and Callari, C., “A probabilistic method for the seismic assessment of existing concrete gravity dams”. *Structure and Infrastructure Engineering*, V. 8(10), (2011), 985–998.
- [59] Padgett, J.E., “*Seismic Vulnerability Assessment of Retrofitted Bridges using Probabilistic Methods*”. Thèse de doctorat, Georgia Institute of Technology, Atlanta, Georgia, 2007.

- [60] Padgett, J., and DesRoches, R., “Sensitivity of seismic response and fragility to parameter uncertainty”. *Journal of Structural Engineering*, V. 133(12), (2007), 1710–1718.
- [61] McKay, M.D., Beckman, R.J., and Conover, W.J., “Comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code”. *Technometrics*, V. 42(1), (1979), 55–61.
- [62] Kwon, O.S., “*Probabilistic seismic assessment of structure, foundation, and soil interacting systems*”. Thèse de doctorat, University of Illinois, Urbana, Illinois, 2005.
- [63] Baker, J.W., “Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis”. *Earthquake Spectra*, (in press), 2014.
- [64] Ebeling, R.M., Fong, M.T., Wibowo, J.L., and Chase, A., “Fragility analysis of a concrete gravity dam embedded in rock and its system response curve computed by the analytical program GDLAD-Foundation”. Rapport technique ERDC TR-12-4, U.S. Army Corps of Engineers, 2012.
- [65] Ellingwood, B. and Tekie, P.B., “Fragility analysis of concrete gravity dams”. *Journal of Infrastructure Systems*, V. 7(2), (2001), 41–48.
- [66] Mirzahosseinkashani, S., and Ghaemian, M., “Seismic fragility assessment of concrete gravity dams”. In *29th Annual United States Society on Dams Conference*, 1197–1212, 2009.
- [67] Zhong, H., Lin, G., Li, H.J., and Li, X.Y., “Seismic vulnerability analysis of a gravity dam based on typical failure modes”. In *Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering*, p. 7, 2012.
- [68] Wood, H.O., and Neumann, F., “Modified mercalli intensity scale of 1931”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, V. 21(4), (1931), 277–283.
- [69] Cornell, C.A., “Engineering seismic risk analysis”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, V. 58, (1968), 1583-1606.
- [70] Hamdache, M., “Seismic hazard assessment for the main seismogenic zones in north Algeria”. *Pure and Applied Geophysics*, V. 152, (1998a), 281-314.
- [71] Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Oñate, E., “A plastic-damage model for concrete”. *International Journal of Solids and Structures*, V. 25(3), (1989), 299-326.
- [72] Lee, J., and Fenves, G. L., “Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures”. *Journal of Engineering Mechanics*, V. 124(8), (1998), 892–900.
- [73] Hibbit, Karlson, and Sorensen, “Abaqus/Standard User’s Manual”, Vol. I-III, version 6.5, (2007).
- [74] Chopra, A.K., and Chakrabarti, P., “Earthquake analysis of concrete gravity dams including dam–water–foundation rock interaction”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 9, (1981), 363–383.

- [75] Pecker, A., “*Dynamique des ouvrages, dynamique des structures*”. Polycopié des cours, ENPC, website : <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, (2004).
- [76] Seghir, A., “*Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure : Application à l'étude des barrages poids en béton*”, Thèse de doctorat, Université de Béjaia, Algérie, 2010.
- [77] Chopra, A.K., and Gupta, S., “Hydrodynamic and foundation interaction effects in earthquake response of concrete gravity dam”. *Journal of the Structural Division*, V. 107(8), (1981), 1399-1412.
- [78] Darbre, G.R., “Phenomenological two-parameter model for dynamic dam-reservoir interaction”. *Journal of Earthquake Engineering*, V. 2(44), (1998), 513-524.
- [79] Wepf, D.H., Wolf, J.P., and Bachman, H., “Hydrodynamic-stiffness matrix based on boundary elements for time-domain dam(reservoir-soil analysis)”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 16, (1988), 417-432.
- [80] Westergaard, H.M., “Water pressure on dams during earthquakes”. *Transactions of the ASCE*, V. 98, (1933), 418- 433.
- [81] Chopra, A. K., “Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes”. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, V. 93(6), (1967), 205-224.
- [82] Chopra, A. K., “Earthquake response of concrete gravity dams”, *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, V. 96, (1970), 443-454.
- [83] Chakrabarti, P., and Chopra, A.K., “Earthquake analysis of concrete gravity dams including hydrodynamic interaction”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 2, (1973), 143-160.
- [84] Fenves, G., and Chopra, A.K., “Earthquake analysis and response of concrete gravity dams”. Report n° UCB/EERC-84/10, Earthquake Engineering Research Center, (1984a), university of California, Berkeley.
- [85] Fenves, G., and Chopra, A.K., “Earthquake analysis of concrete gravity dams including reservoir bottom absorption and dam-water-foundation interaction”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 12, (1984b), 663-680.
- [86] Chopra, A.K., and Zhang, L., “Earthquake-induced base sliding of concrete gravity dams”. *Journal of structural Engineering*, V. 117(12), (1992), 3698-3719.
- [87] Fenves, G., and Chavez, J., “Evaluation of earthquake induced sliding in gravity dams”. *The 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, (1996), Acapulco, Mexico.

- [88] Darbre, G. R., and Wolf, J.P., “Criterion of stability and implementation issues of hybrid frequency-time domain procedure for nonlinear dynamic analysis”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 16(4), (1998), 569-581.
- [89] Wolf, J.P., and Paronesso, A., “Lumped-parameter model and recursive evaluation of interaction force of semi-infinite uniform fluid channel for time-domain dam-reservoir analysis”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 21, (1992), 811-831.
- [90] Tsai, C.S., and Lee, G.C., “Method for transient analysis of three-dimensional dam reservoir interaction”. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE, V. 116(10), (1990), 2151-2172.
- [91] Leger, P., and Bhattacharjee, S.S., “Reduced frequency-independent models for seismic analysis of concrete gravity dams”. *Computers and Structures*, V. 44(6), (1992), 1381-1387.
- [92] Darbre, G.R., “Nonlinear dam-reservoir interaction analysis”. The 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, (1996), Acapulco, Mexico, 1055-1062.
- [93] Mavroeidis, G.P., and Papageorgiou, A.S., “A mathematical representation of near-fault ground motions”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, V. 93(3), (2003), 1099-1131.
- [94] Center, P.E.E.R., PEER Ground Motion Database [En ligne]. Disponible : <http://peer.berkeley.edu/svbin/GeneralSearch>.
- [95] VataniOskouei, A., and Aksogan, O., “The Effect of Non-Linear Behavior of Concrete on the Seismic Response of Concrete Gravity Dams”. *Vibration Problems ICOVP*, (2007), 371-376.
- [96] Bayraktar, A., Türker, T., Mehmet, A., and Ates, S., “The effect of reservoir length on seismic performance of gravity dams to near- and far-fault ground motions”. *Natural Hazards*, V. 52(2), (2010), 257–275.
- [97] Stewart, M.G., and Melchers, R.E., “*Probabilistic risk assessment of engineering systems*”. Chapman & Hall, (1997), London,
- [98] Whitman, R.V., “Evaluating calculated risk in geotechnical engineering”. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, V. 110(2), (1984), 143–188.
- [99] National Research Council Safety of dams., “*Flood and earthquake criteria*”. (Housner, ed.). *Committee on Safety Criteria for Dams*. Water Science and Technology Board, National Academy Press, (1985), Washington.
- [100] Kennedy, R.P., and Ravindra, M.K., “Seismic fragilities for nuclear power plant studies”. *Nuclear Engineering and Design*, V.79, (1984), 47–68.
- [101] Ellingwood, B.R., “Validation studies of seismic PRAs”. *Nuclear Engineering and Design*, V. 123, (1990), 189–196.

- [102] Ellingwood, B., “Validation of seismic probabilistic risk assessments of nuclear power plants”. Report NUREG/GR-0008, U.S. Nuclear Regulatory Commission, (1994a), Washington.
- [103] McCann, M., and *al.*, “ Probabilistic safety analysis procedures guide (Vol. 2)”. NUREG/CR-2815, U.S. Nuclear Regulatory Commission, (1985), Washington.
- [104] Ellingwood, B., “Earthquake risk for building structures”. *Reliability Engineering and System Safety*, V. 74, (2001), 251-262.
- [105] Pasticier, L., Amadio, C., and Fragiaco, M., “Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000 V.10 code ”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V. 37, (2008), 467–485.
- [106] European Committee for Standardization. “Eurocode 2: Design of concrete structures–Part 1–2: General rules–structural fire design”. EN1992-1-2, Brussels, Belgium, 2005.
- [107] Mougin, J.P., “*Béton armé – BAEL 91 modifié 99 et DTU associés*”. Eyrolles, Paris, 2<sup>nd</sup> edition, 2000.
- [108] Bernier, C., Padgett, J.E., Proulx, J., and Paultre, P., “Seismic fragility of concrete gravity dams with spatial variation of angle of friction: Case study”. *Journal of Structural Engineering*, 142(5), (2016), 05015002.
- [109] Chavez, J.W., and Fenves, G.L., “Earthquake response of concrete gravity dams including base sliding”. *Journal of Structural Engineering*, 121(5), (1995), 205–214.
- [110] Fenves, G.L., and Chavez, J.W., “Evaluation of earthquake induced sliding in gravity dams”. *The 11<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, International Association for Earthquake Engineering, Tokyo. 1996.
- [111] Afrouz, A.A., “*Practical Handbook of Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure*”, CRC Press, (1992), Boca Raton, FL.
- [112] Hoek, E., Kaiser, P.K., and Bawden, W. F., “*Support of Underground Excavations in Hard Rock*”. A. A. Balkema, (1997), Rotterdam.
- [113] Bienawski, Z.T., “*Engineering Rock Mass Classifications*”, Wiley, (1989), New York.
- [114] Singh, B., and Goel, R.K., “*Rock Mass Classification A Practical Approach in Civil Engineering*”. Elsevier, (1999), Oxford.
- [115] MacGregor, J.G., Mirza, S.A., and Ellingwood, B., “Statistical analysis of resistance of reinforced and prestressed concrete members”. *ACI Journal*, V. 80(3), (1983), 167–176.
- [116] McKay, M.D., Conover, W. J., and Beckman, R. J., “A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code”. *Technometrics*, V. 21(2), (1979), 239–245.

- [117] Olsson, A. Sandberg, G. and Dahlblom. O., “On Latin hypercube sampling for structural reliability analysis”. *Structural Safety*, V. 25(1), (2003), 47–68.
- [118] Helton, J.C. and Davis, F.J., “Latin hypercube sampling and the propagation of uncertainty in analyses of complex systems”. *Reliability Engineering and System Safety*, V. 81(1), (2003), 23–69.
- [119] Rubenstein, R.Y., “*Simulation and Monte Carlo method*”. John Wiley, (1981), New York.
- [120] McKay, M.D. Conover, W.J. and Beckman, R. J., “A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code”. *Technometrics*, V. 21, (1979), 239–245.
- [121] Lopez-Caballero, F. and Modaressi-Farahmand-Razavi, A., “Assessment of variability and uncertainties effects on the seismic response of a liquefiable soil profile”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, V. 30(7), (2010), 600–613.
- [122] Bensalah, M.D. Bensaibi, M. and Modaressi, A., “Assessment of the Torsion Effect in Asymmetric Buildings under Seismic Loading”. *Applied Mechanics and Materials*, V. 256-259, (2013), 2222-2228.