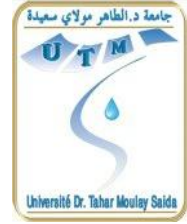


République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Dr. Tahar Moulay de Saïda  
Faculté des Sciences et Technologie  
Département du Génie Civil et Hydraulique



**Mémoire présenté par:**

**BENAHMED Abdelkrim**

En vue de l'obtention du diplôme de

**Magister en Génie Civil**

**Option: Géomatériaux**

Intitulé du mémoire:

**Analyse sismique d'un barrage en béton**  
**(Par la méthode des éléments finis)**

<b>Dr. A. MEDJBER</b>	Maître de conférence "A" Université de Saïda	- Président
<b>Dr O. BENALI</b>	Maître de conférence "A" Université de Saïda	- Rapporteur
<b>Dr. K. BELAKHDAR</b>	Maître de conférence "A" Université de Saïda	- Co-rapporteur
<b>Dr. I. MECHAB</b>	Maître de conférence "A" Université de Mascara	- Examineur
<b>Dr. R. YEGHNEM</b>	Maître de conférence "A" Université de Saïda	- Examineur

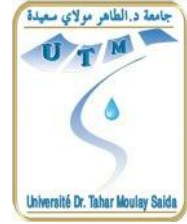
**ANNEE 2012**

République Algérienne Démocratique et populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

---



Université Dr. Tahar Moulay de Saïda  
Faculté des Sciences et Technologie  
Département du Génie Civil et Hydraulique



**Mémoire présenté par:**

**BENAHMED Abdelkrim**

En vue de l'obtention du diplôme de

**Magister en Génie Civil**

**Option: Géomatériaux**

Intitulé du mémoire:

---

**Analyse sismique d'un barrage en béton**  
**(Par la méthode des éléments finis)**

---

<b>Dr. A. MEDJBER</b>	Maître de conférence "A" Université de Saïda	- Président
<b>Dr O. BENALI</b>	Maître de conférence "A" Université de Saïda	- Rapporteur
<b>Dr. K. BELAKHDAR</b>	Maître de conférence "A" Université de Saïda	- Co-rapporteur
<b>Dr. I. MECHAB</b>	Maître de conférence "A" Université de Mascara	- Examineur
<b>Dr. R. YEGHNEM</b>	Maître de conférence "A" Université de Saïda	- Examineur

**ANNEE 2012**



## Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier Allah, le clément et le miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je voudrais exprimer mes vifs remerciements en premier lieu à mes deux responsables de thèse, M<sup>R</sup> BENALI Omar, Maître de Conférences "A" et M<sup>R</sup> Khalil Belakhdar, Maître de Conférences "A", qui ont tout mis en œuvre pour que ce travail puisse se réaliser dans les meilleures conditions, leurs orientations et leurs conseils.

Je souhaite remercier ici tous ceux qui, par leur aide, leurs encouragements et leurs conseils, m'ont permis de réaliser ce mémoire, en particulier M<sup>R</sup> BOUGNINA Atbi.

Mais remercier du fond du cœur vont aussi à toute ma famille en particulier ma mère et mon épouse pour leur soutien moral afin d'acheminer ce travail à une fin meilleure.

Mes remerciements vont également aux membres du jury, M<sup>R</sup> MEDJBER Abdellah,  
M<sup>R</sup> MECHAB Ismail et M<sup>R</sup> YEGHNEM Ridha.

## Résumé

L'analyse de la réponse sismique d'un barrage en béton est un problème complexe dans lequel la représentation du comportement du matériau nécessite une certaine forme de modèle non-linéaire, en particulier si le béton est soumis à une importante contrainte de stress. En cas de mouvements du sol de grande amplitude, d'importantes fissures peuvent se développer dans de vastes zones du barrage, en particulier à la base du barrage et dans le voisinage de brusques changements de géométrie.

Dans ce travail de recherche qui est porté sur l'étude de l'analyse sismique d'un barrage en béton. Pour cela le barrage choisi est celui de Brezina wilaya d'El-Bayadh, qui est un barrage voûte en béton. Cette analyse est basée sur une simulation numérique de l'effet dynamique. Ce travail est accompli en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du programme ANSYS 12.1, le barrage a été modélisé en deux dimensions où quatre types d'analyses ont été effectués : analyse statique, analyse modale, analyse sismique sous excitation de deux accélérogrammes algériens ; celui de l'Asnam (1980) et celui de Boumerdes (2003), et une analyse spectrale.

L'étude mentionnée à l'objectif du comportement du barrage sous excitation sismique et la détection d'anomalies dans les contraintes et les déplacements qui peuvent être préjudiciables à la structure, Conclusions d'une importance pratique sont également faites sur la base des résultats obtenus en utilisant différentes stratégies numériques

**Mots clés:** Comportement dynamique, méthode des éléments finis, fissurations, barrage, analyse spectrale.

## **Abstract**

The analysis of the seismic response of a concrete dam is a complex problem in which the representation of the material behavior requires some form of non-linear model, especially if the concrete is subjected to significant state of stress. In case of severe ground movements, significant cracks may develop across large areas of the dam, particularly at the base of the dam and in the vicinity of abrupt changes in geometry.

In this research work is focused on the study of the seismic analysis of a concrete dam. For this dam chosen is Brezina wilaya of El Bayadh, which is a concrete arch dam. This analysis is based on a numerical simulation of the dynamic effect. This work is done using the finite element method using ANSYS 12.1 program, the dam was modeled in two dimensions where four types of analyzes were performed: static analysis, modal analysis, seismic analysis under excitation of two accelerogram Algerian, one of Asnam (1980) and that of Boumerdes (2003), and spectral analysis.

The study referred to the goal of the behavior of the dam under seismic excitation and detection of anomalies in the stresses and displacements that may be harmful to the structure, Conclusions of practical importance are also made on the basis of results obtained using different numerical strategies.

**Keywords:** Dynamic behavior, finite element method, cracking, dam, spectral analysis.

## ملخص

تحليل السلوك الزلزالي للسد من الخرسانة المسلحة مشكلة المعقدة التي تتطلب نوعا من نموذج غير الخطي تمثيل سلوك المواد خاضعا إذا تعرضت لإجهادات الشد كبيرة. في حالة الحركات الأرضية الشديدة، الشقوق كبيرة قد تتطور عبر مساحات واسعة من السد وخاصة في القاعدة وبالقرب من التغيرات المفاجئة في الهندسة.

الدراسة المشار إليها هدفها اشارة إلى السلوك السد تحت اثار الزلزالية والكشف عن الحالات الشاذة مثل الشقوق والتشريد التي قد تكون ضارة للهيكل، كما قدمت استنتاجات هامة عملية على أساس النتائج التي تم الحصول عليها باستخدام استراتيجيات مختلفة العددية.

**كلمات البحث:** السلوك الديناميكي، طريقة العناصر المحدودة، تكسير، السد، التحليل الطيفي.

## SOMMAIRE

<b>Remerciements</b> .....	3
<b>Résumé</b> .....	4
<b>Abstract</b> .....	5
<b>ملخص</b> .....	6
<b>Sommaire</b> .....	7
<b>Liste des Figures</b> .....	10
<b>Liste des Tableaux</b> .....	12
<b>Principales Abréviations et Notations</b> .....	13
<b>Introduction Générale</b> .....	15
INTRODUCTION GENERALE.....	16
<b>Chapitre I - Etude bibliographique</b> .....	19
I.1 INTRODUCTION.....	20
I.2 IMPORTANCE DE L'ETUDE .....	20
I.3 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	22
I.4 LES BARRAGES.....	24
I.4.1 Définition .....	24
I.4.2 Histoire .....	25
I.4.3 Types des barrages .....	25
I.4.3.1 <i>Barrage poids</i> .....	25
I.4.3.2 <i>Barrage voûte</i> .....	26
I.4.3.3 <i>Barrage contreforts</i> .....	27
I.4.3.4 <i>Barrage en remblais</i> .....	28
I.4.4 Elément de calcul de stabilité des barrages .....	28
➤ <i>Stabilité au glissement</i> .....	29
➤ <i>Contraintes normales</i> .....	29
➤ <i>Stabilité interne</i> .....	30
I.5 SEISME .....	31
I.5.1 Définition du Séisme .....	31
I.5.2 Différents types d'ondes sismique .....	32
➤ <i>Les ondes P</i> .....	32



➤ Les ondes S .....	32
➤ Les ondes L .....	33
➤ Les ondes de Rayleigh .....	33
➤ Echelle de Mercalli .....	35
➤ Échelle de Richter.....	37
I.5.3 Les barrages et le risque sismique .....	38
I.6 Conclusion .....	39
<b>Chapitre II - Éléments de barrages et formulation mathématique .....</b>	<b>40</b>
II.1 INTRODUCTION .....	41
II.2 CONCEPT MATHEMATIQUE .....	41
II.2.1 L'administration des équations de fluide et conditions aux limites .....	41
➤ la surface libre ( $\Gamma_f$ ) .....	41
➤ l'interface barrage-réservoir ( $\Gamma_s$ ) .....	41
➤ l'interface Eau-Lit réservoir ( $\Gamma_r$ ) .....	42
➤ la surface de troncature .....	42
II.2.2 Exécution des éléments finis .....	43
II.2.3 Les équations différentielles couplées régissant pour la structure de barrage .....	43
II.2.4 Matrice d'amortissement .....	44
II.2.5 Analyse modale .....	45
II.2.6 Analyse dynamique .....	46
II.2.7 Schéma itératif .....	46
II.2.8 Méthode de Newmark .....	47
II.3 DESCRIPTION DU BARRAGE ETUDIE.....	49
II.3.1 Caractéristiques géométriques .....	50
II.3.2 Structure géologique du site .....	52
II.3.3 Caractéristiques des matériaux.....	52
II.4 LOGICIEL UTILISE « ANSYS 12.1».....	52
II.4.1 Définition du logiciel .....	52
II.4.2 Types des éléments finis d'ANSYS utilisé pour la modélisation .....	54
➤ <b>Plane42</b> .....	54

---

9

## LISTE DES FIGURES

Fig. I.1 Barrage poids (Barrage des Trois Gorges CHINE) .....	26
Fig. I.2 Barrage voûte (Barrage Limmern en Suisse).....	27
Fig. I.3 Barrage contreforts.....	27
Fig. I.4 Barrage en remblais .....	28
Fig. I.5 Axonométrie schématique d'une source sismique (Épicentre, hypocentre (foyer) et faille) .....	32
Fig. I.6 Différents types des ondes sismiques.....	34
Fig. I.7 Magnitude et énergie dégagé par un séisme suivant Richter.....	37
Fig. II.1 implantation du barrage de Brezina, (Google Mappe.) .....	49
Fig. II.2 photo du barrage de Brezina.....	50
Fig. II.3 coupe longitudinale du barrage .....	51
Fig. II.4 Coupe transversale et paramètre dimensionnel du barrage .....	51
Fig. II.5 Structure modulaire du logiciel ANSYS 12.1.....	53
Fig. II.7 Géométrie du PLANE42. ....	54
Fig. II.6 Géométrie du FLUID29.....	55
Fig. II.7 Model du maillage du système.....	55
Fig. III.1 Cartographie de la distribution des contraintes statiques dans le barrage.....	59
Fig. III.2 Contraintes normales dans les directions (X, Y et XY).....	60
Fig. III.3 Contraintes principales dans les directions (S1, S3 et Tmax).....	60
Fig. III.4 Cartographie de la distribution des contraintes statiques dans le barrage.....	61
Fig. III.5 Accélérographes des deux séismes.....	62
Fig. III.6 déplacement à la crête (sommet) du barrage sous l'excitation des deux séismes.....	63
Fig. III.7 Accélération à la crête (sommet) du barrage sous l'excitation des deux séismes.....	63
Fig. III.8.A. Contraintes principales S1 à la base du barrage en Amont pour les deux séismes.....	64
Fig. III.8.B. Contraintes principales S1 à la base du barrage au Milieu pour les deux séismes.....	64

Fig. III.8.C. Contraintes principales S1 à la base du barrage en Aval pour les deux séismes.....	65
Fig. III.9. Spectres de réponse avec des amortissements de 5% et 10% (séisme d'EL Asnam).....	66
Fig. III.10 Spectres de réponse avec des amortissements de 5% et 10% (séisme de Boumerdes).....	66
Fig. III.11.A. Contraintes principales S1 à la base pour le séisme de Asnam amortie à 5% et 10% .....	67
Fig. III.11.B. Contraintes principales S3 à la base pour le séisme de Asnam amortie à 5% et 10%.....	67
Fig. III.11.C. Contraintes principales TMax à la base pour le séisme de Asnam amortie à 5% et 10%.....	68
Fig. III.12.A. Contraintes principales S1 à la base pour le séisme de Boumerdes amortie à 5% et 10% .....	69
Fig. III.12.B. Contraintes principales S3 à la base pour le séisme de Boumerdes amortie à 5% et 10%.....	69
Fig. III.12.C. Contraintes principales TMax à la base pour le séisme de Boumerdes amortie à 5% et 10%.....	70

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau I.1 Échelle de Mercalli .....	36
Tableau I.2 Dégâts liés aux séismes dans différents types de barrages .....	39
Tableau II.1 Caractéristiques des matériaux .....	52
Tableau III.1. Résultats (minimale et maximale) des déférentes contraintes statiques...	59
Tableau III.2 Résultats obtenues pour les différents modes de vibration .....	61
Tableau III.3 Caractéristiques des deux séismes .....	62
Tableau III.4 Comparaison des résultats des déférentes caractéristiques sous l'effet des existassions des deux séismes .....	65
Tableau III.5 Résultats sous l'excitation du séisme de l'Asnam amortie à 5% et 10%...	68
Tableau III.6 Résultats sous l'excitation du séisme de Boumerdes amortie à 5% et 10%.....	70
Tableau III.7 Résultats comparatifs entre les deux séismes.....	71

## NOTATION

$A_f$	Superficie brute de la section transversale du béton au niveau du plan de fondation
$A_g$	Superficie de la fondation ou la zone de béton retenue à la contraction, la valeur
$B$	la largeur de la base du barrage
$E$	module d'élasticité
$E_b$	le module d'élasticité du béton
$E_f$	le module d'élasticité de la fondation
$F_c$	résistance du béton à la compression
$F_t$	résistance du béton à la traction
$t$	le temps.
$X, Y, Z$	coordonnées
$z$	La hauteur du niveau d'eau
$\gamma$	Le poids volumique (en $N/m^3$ );
$\gamma_w$	Le poids volumique de l'eau
$\rho$	la densité
$\nu$	coefficient de Poisson
$S_x$	Contrainte normal de traction
$S_y$	Contrainte normal de compression
$S_{xy}$	Contrainte normal de cisaillement
$S_1$	Contraintes principales de traction
$S_3$	Contraintes principales de compression
$T_{max}$	Contraintes principales tangentielle

<b>ABREVIATION</b>
--------------------

2D, 3D	respectivement deux et trois dimension
ACI	American Concrete Institute
NGA	Neutral ground average (Niveau Zero)
ANB	Agence Nationale des Barrages
ASCE	American Society of Civil Engineers
BCR	Béton Compacté au Rouleau
BCV	Béton Conventionnel Vibré
ENSC	Ecole Normale Supérieur de Cachan
INSA	Institut National des Sciences Appliquées
RCC	Roller Compacted Concrete
CIGB	Commission internationale des grands barrages
ANBT	Agence Nationale des Barrages et Transfères
CAO	La conception assistée par ordinateur
PGA	L'accélération de pointe

# INTRODUCTION GENERALE



## INTRODUCTION GENERALE

L'utilisation des ressources en eau joue un rôle important pour promouvoir les développements économiques agricoles dans chaque pays. L'économie aquifère et de diriger l'écoulement des eaux souterraines afin de les infiltrées à cet effet la construction de barrages en particulier sont des nouvelles méthodes. Les structures hydrauliques en béton comme les barrages, les tours d'admission, les jetées etc ont été comptabilisés comme des structures spéciales qui, non seulement dans des conditions normales d'entretien doivent avoir une bonne marge de sécurité, mais aussi dans des conditions critiques comme tremblement de terre majeur échecs locaux et mondiaux doivent être évités.

Les conséquences catastrophiques sur la vie et les biens résultant de l'échec des grands barrages ont permis aux ingénieurs de conception et de construction de ces structures à résister au mouvement au sol fort avec dommages inexistantes ou mineure. Cela a donné une forte impulsion aux recherches larges, en particulier dans le développement de nouvelles méthodes d'analyse dynamique des barrages poids en béton dans la région sismique.

Les charges dues à l'excitation sismique est l'une des mesures les plus importantes qui doivent être prises en compte dans la conception des barrages en béton même dans les régions d'activité sismique faible. Les procédés traditionnels de conception barrage en béton c'est de considérer les forces dues à l'excitation sismique comme équivalentes au forces statiques qui sont obtenus par l'addition d'une partie du réservoir à la masse structurale. Cependant, cette formulation pseudo-statique n'est pas satisfaisante pour reproduire le comportement dynamique du système couplé barrage-fondation-réservoir. Plusieurs modèles d'interaction fluide-structure ont été développés dans les dernières années, et ils diffèrent en ce qui concerne la formulation liquide. Les inconnues de base dans les modèles peuvent être les déplacements de fluides, mais en utilisant une formulation mixte éléments de pression et des déplacements comme inconnus peuvent également être employées. Formulations scalaires avec les pressions hydrodynamiques que les inconnues de base ont été largement utilisés.

Lors d'un séisme, un barrage poids en béton entre dans un état de vibration forcée, ce qui induit des mouvements vibratoires de la face amont par rapport à la statique position de repos. Ces déplacements relatifs de l'interface barrage-réservoir perturbent l'état de tension avant le tremblement de terre de mouvement dans la masse de fluide, et par la suite provoquent des ondes de pression. Ce système complémenteur, qui se développe temporairement dans le fluide de réservoir, entraîne la propagation des ondes de pression et des processus de réflexion à la limite du réservoir solide et à sa surface libre comme un avis de réponse sismique du système couplé fluide-structure du système, seule la réflexion des ondes à la face amont du barrage est d'un intérêt. Le résultat immédiat de réflexion d'onde est la pression hydrodynamique, en raison de la déformation élastique du barrage. La pression hydrodynamique générée de cette manière ne peut être introduite dans l'analyse en tenant compte de la compressibilité de l'eau dans le réservoir.

Dans la conception d'un système barrage-réservoir, la pression hydraulique sur le visage de barrage est importante, en particulier lors des mouvements des tremblements de terre. La pression hydraulique dépend de la géométrie du barrage, la compressibilité de l'eau dans le réservoir et l'absorption des ondes de pression dans la partie inférieure du réservoir. Pour obtenir la pression hydraulique, deux types de méthodes peuvent être utilisées: les analytiques et numériques.

Durant les effets sismiques inertie d'excitation se posent dans la masse d'eau sur la face amont du barrage. Une conséquence immédiate de ces effets est la pression hydrodynamique due au déplacement rigide du barrage par rapport à l'eau. La pression hydrodynamique totale est supérieure à la pression hydrostatique. Se référant à la pression hydrodynamique totale pendant le tremblement de terre sur la face amont, il a été montré que, pendant les phases initiales du tremblement de terre, la pression hydrodynamique est supérieure à la partie supérieure du barrage en raison de l'effet de la compressibilité de l'eau en vigueur. Si la période de tremblement de terre dominant est longue, l'augmentation de la pression hydrodynamique est négligeable. Sous la même condition, toutefois, tremblement de terre peut également générer une oscillation globale de la masse fluide, en raison des forces d'inertie développées dans le corps fluide. Cet effet apparaît à la surface libre sous forme d'ondes longues appelées Seich.

La simulation numérique de systèmes sol-structure soumis à des charges dynamiques devrait comprendre la structure et la fondation aussi en incluant les caractéristiques du sol dans le calcul, la dissipation d'énergie par l'intermédiaire du sol appelé rayonnement d'amortissement est possible en particulier, en considérant l'interaction barrage-fondation, le milieu semi-infini de la fondation doit être modélisés avec précision. Toutefois, la nécessité de gérer les frontières complexes et irrégulières pour lesquels des solutions analytiques ne sont pas disponibles, d'une part, et d'examiner les effets de matière et de non-linéarités géométriques sur la réponse dynamique aux mouvements sismiques du sol forts, d'autre part, exige que la solution soit exprimée directement dans le domaine temporel.

# **CHAPITRE I**

# **ETUDE**

# **BIBLIOGRAPHIQUE**

I .1 INTRODUCTION.

I .2 IMPORTANCE DE L'ETUDE

I .3 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.

I .4 LES BARRAGE.

I .5 SEISMES.

I .6 CONCLUSION

## **I.1 INTRODUCTION GENERALE**

L'évaluation de la sécurité sismique du barrage-poids en béton est l'un des principaux problèmes dans la conception et la construction, ainsi que des autres vérifications de sécurité fondamentales, comme la stabilité du barrage en fondation, haute vitesse de débordement d'inondation par le barrage. Il est reconnu que l'interaction barrage-réservoir est un facteur important qui influe sur la réponse des barrages en béton. Lorsque le système barrage-réservoir soumis à un fort tremblement de terre, il est susceptible que son comportement est non linéaire, même si le matériau de béton du barrage reste élastique.

Dans ce contexte des recherches sont menées pour l'étude de l'influence des séismes sur le système couplé fluide-structure et fondation.

## **I.2 IMPORTANCE DE L'ETUDE**

Une analyse transitoire de la structure de l'interaction avec un fluide et soumis à des mouvements du sol (tremblement de terre) est nécessaire pour une analyse réaliste. Les effets des ondes de surface, de compressibilité de l'eau, de la flexibilité du barrage, rayonnement amortissement à la limite amont du modèle de réservoir des éléments finis et la pente du mur du barrage en amont peuvent être inclus et constituent en quelque sorte une rupture avec les hypothèses conventionnelles souvent dans l'analyse des barrages-poids.

Les méthodes d'éléments finis pour l'analyse élastique linéaire des réponses des barrages poids en béton à des excitations sismiques sont bien établies dans la littérature et ils sont couramment utilisés dans la pratique. De vastes études paramétriques ont été menées dans le passé par Chopra et ses collègues (1981) à l'aide des modèles bidimensionnels linéairement élastiques. Ils ont montré que la réponse du barrage est influencée de façon significative par l'interaction avec sa fondation, l'interaction avec l'eau dans le réservoir, la compressibilité de l'eau. Dans l'analyse par éléments finis de ces problèmes, des difficultés surviennent principalement en raison de la grande étendue du domaine fluide, où il est pratiquement illimité. Par conséquent, il est nécessaire de tronquer arbitrairement le secteur du réservoir afin d'avoir un domaine de calcul gérable.

En raison de l'état topographique complexe des structures du barrage, la méthode des éléments finis est reconnue comme l'un des outils puissants numériques dans la plupart des problèmes pratiques.

L'analyse de la réponse sismique d'un système réaliste qui considère l'interaction entre les trois aspects constitutifs du système, est complexe et coûteux de calcul. La complexité de l'analyse est considérablement simplifiée lorsque les éléments solides (à savoir le barrage et / ou du sol de fondation) sont supposés être infiniment rigide, selon Asteris, P.G., and Tzamtzis, A.D (2003). Pour compenser les insuffisances de ces analyses, un élément fini robuste et efficace schéma itératif est développé pour étudier les problèmes d'interaction barrage-réservoir.

En format déterministe, l'évolution dans le temps du mouvement du sol est spécifié pour le calcul du chargement dynamique. Pour le format non déterministe, le tremblement de terre d'excitation est considéré comme un processus aléatoire et il est défini par sa fonction de densité spectrale de puissance. Dans l'analyse déterministe, soit un procédé de domaine de temps en utilisant une technique d'intégration étape par étape ou utilisé un procédé de domaine de fréquence en utilisant la mise en œuvre l'approche transformée de Fourier. Dans l'analyse non-déterministe, soit l'approche de Markov est utilisée ou l'analyse du domaine de fréquence spectrale est effectuée pour obtenir la réponse efficace des structures.

Lorsque vous traitez avec les médias du sol, la représentation du mouvement du sol comme un processus aléatoire avec une fonction de densité spectrale de puissance peut porter la désignation des conditions du sol par sa représentation en tant que séquence de filtres, comme recommandé par Clough et Penzien (1975). Ces filtres peuvent représenter les caractéristiques du sol en changeant les coefficients.

Une analyse réaliste des barrages-poids en béton soumis à une excitation sismique devrait pertinemment prendre en considération les problèmes des mouvements du sol, les conditions du sol, la présence du réservoir, de la flexibilité de la fondation, en absorbant les effets de la retenue. En génie parasismique, la spécification de l'excitation d'entrée en termes de fonction de densité spectrale de puissance n'est pas la méthode la plus pratique.

Une description qui se trouve souvent être plus rapide est en termes de spectre de réponse moyen. Pour le multi-point d'excitation aléatoire tremblement de terre, d'excitation d'entrée en tant que spectre de réponse nécessite aussi quelques considérations particulières.

### I.3 ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Le modèle de première interaction barrage-réservoir a été développé par Westergaard, H.M (1933), qui a présenté une solution pour les deux distributions de pression dimensions sur la face amont du barrage due à une excitation sismique. Il a supposé que l'eau soit incompressible et le barrage pour être rigide.

Zienkiewicz, O.C et Bettles, P (1978) ont étudié les problèmes de réservoir de barrage d'une manière couplée compte tenu de la flexibilité du barrage.

Fenves, G et Chopra, A.K (1987) ont présenté une approche simplifiée pour l'analyse des barrages poids en béton au titre des actions du tremblement de terre.

Jablonski, A.M et Humar J.L (1990) ont expliqué l'application de la méthode des éléments de frontière constante dans le modèle tridimensionnel frontière élément réservoir pour l'analyse sismique des barrages voûtes et de la gravité. Comparaison des codes informatiques d'analyse de barrages a été réalisée par Singhal A.C (1991) en utilisant les EADG, PAS IV, ainsi que le logiciel ADINA.

L'analyse de la gravité du tremblement de terre sur les systèmes barrage-réservoir en utilisant les approches eulériennes et lagrangiennes a été réalisé par Calayir, Y. et all (1996).

Guan, F. & ID Moore (1997) ont développé de nouvelles techniques de modélisation de l'interaction réservoir du barrage et la fondation du barrage.

Une procédure numérique hybride est proposée pour la réponse en fréquence dynamique des barrages en terre reposant sur une base multicouches. Araujo et Awruch (1998) ont utilisé une méthode probabiliste élément fini pour l'analyse d'un barrage poids en béton.

Ghaemina, M. et Ghobarah, A. (1999) ont étudié la réponse non linéaire sismique des barrages-poids en béton compte tenu de l'interaction entre le barrage et le réservoir.

L'analyse dynamique d'interaction sol-structure par couplage éléments finis-frontière méthode des éléments a été étudiée par Yazdchi, M. et all (1999).

Une étude paramétrique sur le problème d'interaction fluide-structure a été réalisée par Maity, D. et Bhattacharyya, S.K. (2003). Dans leur étude, un schéma itératif dans l'analyse dynamique et une condition aux limites compliqué a été utilisé.

Kucukarslan, S. et all (2005) ont étudié l'analyse transitoire de l'interaction barrage-réservoir, y compris les effets du fond du réservoir par couplage de la méthode des éléments finis dans le domaine fluide infini et dans le domaine solide.

Comparaison des stochastiques et déterministes réponses dynamiques de gravité barrage-réservoir systèmes utilisant des éléments finis fluides a été réalisée par Alemdar Bayraktar, Ebru enhancer, A. Aydin Dumanoglu [2005].

L'expérimentale et numérique des enquêtes sismiques du barrage des Trois Gorges ont été réalisées par QS Li, Z.N. Li, G.Q. Li, Meng J.F., J. Tang [2005]. Millan, M.A. et all (2007) ont démontré les effets de la géométrie du réservoir sur la réponse sismique des barrages-poids. Dans ce papier, une méthode des éléments frontière (BEM) modèle dans le domaine des fréquences est utilisée pour étudier l'influence de la géométrie du réservoir du barrage sur la réponse hydrodynamique. Samii, A. Vahid, L. (2007) ont comparé les approches couplées et découplées modaux dans l'analyse sismique des barrages-poids en béton dans le domaine temporel. Michael R. Ross, Carlos A. Felippa, K.C. Park, Michael A. Sprague [2008] ont étudié le traitement de l'acoustique interaction fluide-structure par des multiplicateurs de Lagrange localisés.

Li Shang-ming, et all (2008) ont développé une solution semi-analytique pour les caractéristiques d'absorption d'un système de retenue du barrage de fond du réservoir.

Bilici, Y. et all (2009) ont étudié la réponse dynamique stochastique du système barrage-réservoir-fondation aux variations spatiales des mouvements des tremblements de terre.

L'évaluation simplifiée de la période de vibration et de la réponse sismique du système barrage de gravité d'eau a été examinée par Benjamin, M. et Bouaanani, N. (2010). Cet article propose une méthode pratique pour une évaluation simplifiée de la période



fondamentale de vibration des systèmes d'eau du barrage et ajoutée l'amortissement correspondant à la force et la masse.

L'analyse dynamique des barrages-voûtes en béton par couplé idéal approche modale a été réalisée par Aftabi Sani, A. et Vahid, L. (2010) dans le domaine fréquentiel. L'approche est basée sur les modes couplés idéal.

## **I.4 LES BARRAGES**

### **I.4.1 Définition**

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et destiné à en retenir l'eau. Par extension, on appelle barrage tout obstacle placé sur un axe de communication et destiné à permettre un contrôle sur les personnes et/ou les biens qui circulent (barrage routier, barrage militaire).

Quand le barrage est submersible, on parle plutôt de chaussée ou de digue (ce dernier terme est également préféré à celui de barrage lorsqu'il s'agit de canaliser un flot et non de créer une étendue d'eau stagnante).

Un barrage fluvial permet par exemple la régulation du débit d'une rivière ou d'un fleuve (favorisant ainsi le trafic fluvial), l'irrigation des cultures, une prévention relative des catastrophes naturelles (crues, inondations), par la création de lacs artificiels ou de réservoirs. Un barrage autorise aussi, sous certaines conditions, la production de force motrice (moulin à eau) et d'électricité (barrage hydroélectrique), à un coût économique acceptable, le coût environnemental étant plus discuté (fragmentation écopaysagère, phénomènes d'envasement à l'amont du barrage, dégradation de la qualité de l'eau).

Toutefois, plus un projet est ambitieux, plus ses conséquences sont lourdes : en noyant des vallées entières, la construction d'un barrage peut provoquer à la fois des bouleversements humains en forçant des populations entières à se déplacer, et avoir un impact écologique non négligeable en changeant fondamentalement l'écosystème local.

### **I.4.2 Histoire**

Les barrages existent probablement depuis la préhistoire (réserve d'eau potable, d'irrigation, viviers, piscicultures) mais c'est au Moyen Âge qu'ils se sont fortement développés en Europe pour alimenter les moulins à eau. Il semble qu'ils aient parfois pu s'appuyer sur des sédiments accumulés en amont d'embâcles naturels, ou sur les lieux de barrages de castors dont la toponymie conserve des traces. Les cartes anciennes, de Cassini par exemple, portent témoignage des nombreux barrages de petites rivières faits par les paysans ou les moines locaux, pour conserver l'eau et y élever du poisson ou pour le rouissage du lin ou du chanvre.

En conservant des volumes d'eau et une hauteur d'eau plus importante en saison sèche, ces barrages ont également pu tamponner les fluctuations estivales des nappes (car toutes choses égales par ailleurs, c'est la hauteur d'eau qui contrôle la vitesse de percolation, Loi de Darcy).

### **I.4.3 Types des barrages**

Selon la technique de construction, les matériaux utilisés et le mode de résister à la pression exercée par l'eau, on distingue plusieurs types des barrages.

#### **I.4.3.1 *Barrage poids***

Un barrage poids est un barrage dont sa propre masse suffit à résister à la pression exercée par l'eau. Ce sont des barrages souvent relativement épais, dont la forme est généralement simple (leur section s'apparente dans la plupart des cas à un triangle rectangle). On compte deux grandes familles de barrages poids, les barrages poids-béton, et les barrages en remblais (ces derniers n'étant d'ailleurs généralement pas qualifiés de barrage-poids, mais de barrage en remblais), figure I.1.



*Fig. I.1 Barrage poids (Barrage des Trois Gorges CHINE).*

#### **I .4.3.2 Barrage voûte**

La poussée de l'eau est reportée sur les flancs de la vallée au moyen d'un mur de béton arqué horizontalement, et parfois verticalement (on la qualifie alors de voûte à double courbure).

La technique de barrage voûte nécessite une vallée plutôt étroite (même si des barrages voûtes ont été parfois construits dans des vallées assez larges, poussant cette technologie à ses limites) et un bon rocher de fondation. Même lorsque ces conditions sont réunies, le barrage voûte est aujourd'hui souvent concurrencé par les barrages poids en béton ou le barrage en enrochements, dont la mise en œuvre peut être davantage mécanisée. Par le peu de matière utilisée, c'est évidemment une technique très satisfaisante économiquement.

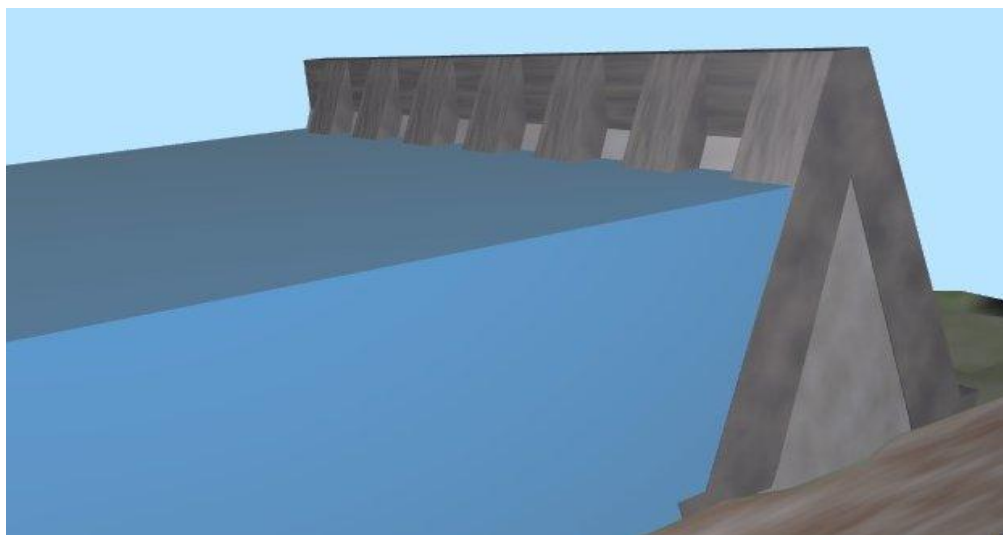
On rencontre aussi des barrages avec plusieurs voûtes comme le barrage de Limmern en Suisse, figure I.2.



*Fig. I.2 Barrage voûte (Barrage Limmern en Suisse).*

#### **I.4.3.3 Barrage contreforts**

Lorsque les appuis sont trop distants, ou lorsque le matériau local est tellement compact qu'une extraction s'avère presque impossible, la technique du barrage à contreforts permet de réaliser un barrage à grande économie de matériaux. Le mur plat s'appuie sur des contreforts en béton armé encastrés dans la fondation, qui reportent la poussée de l'eau sur les fondations inférieures et sur les rives.



*Fig. I.3 Barrage contreforts.*

#### I .4.3.4 Barrage en remblais

On appelle barrages en remblais tous les barrages constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin (argile) ou très grossier (enrochements). Cette famille regroupe plusieurs catégories, très différentes. Les différences proviennent des types de matériaux utilisés, et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

Le barrage homogène est un barrage en remblai construit avec un matériau suffisamment étanche (argile, limon). C'est la technique la plus ancienne de barrages en remblai.

Le barrage à noyau argileux comporte un noyau central en argile (qui assure l'étanchéité), épaulé par des recharges constituées de matériaux plus perméables. Cette technique possède au moins deux avantages sur le barrage homogène: (1) les matériaux de recharge sont plus résistants que les matériaux argileux, on peut donc construire des talus plus raides et (2) on contrôle mieux les écoulements qui percolent dans le corps du barrage.

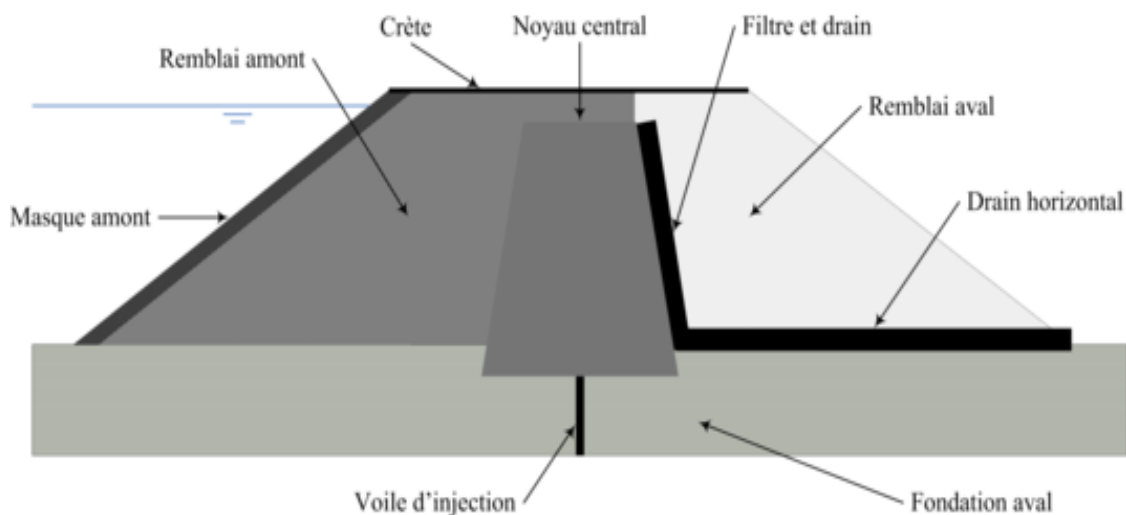


Fig. I.4 Barrage en remblais

#### I .4.4 Élément de calcul de stabilité des barrages

Selon le comité Français des grands barrages (2002), le calcul des barrages poids est fait le plus souvent en deux dimensions. Un calcul tridimensionnel se justifie pour un barrage implanté dans une vallée relativement étroite et/ou pour un ouvrage courbe en plan. La

contribution à la stabilité peut être dans certains cas significatif même si la difficulté reste grande pour l'évaluer avec précision.

Les méthodes utilisées pour étudier la stabilité des barrages consistent à considérer un plot de barrage comme un bloc indéformable soumis à des combinaisons des actions.

On analyse successivement la stabilité au glissement, la stabilité au renversement et la stabilité interne.

➤ ***Stabilité au glissement***

Si N et T sont les composantes normales et tangentielles de la résultante des actions sur la fondation, le critère couramment retenu est :

$$\frac{N \cdot \tan \varphi}{T} \geq F \quad \text{eq. (1-1)}$$

Ceci revient à négliger la cohésion des fondations. L'angle de frottement  $\varphi$  entre le barrage et sa fondation est en général pris égal à  $45^\circ$  pour un rocher sain, mais peut prendre des valeurs beaucoup plus faibles dans certains cas (par exemple  $\varphi = 25^\circ$  pour des fondations marneuses).

Le coefficient de sécurité F doit être supérieur ou égal à 1,5 pour les combinaisons fréquentes ou rares et à 1,3 pour les combinaisons accidentelles (séisme).

➤ ***Contraintes normales***

Plutôt qu'une stabilité au renversement (qui serait précédée par une rupture locale par compression du pied aval de l'ouvrage), il s'agit de vérifier que le diagramme de contraintes à la base de la fondation reste dans le domaine admissible tant en traction en pied amont qu'en compression en pied aval.

On admet l'hypothèse de NAVIER d'une répartition trapézoïdale des contraintes à la base du barrage, hypothèse liée au comportement élastique du béton et des fondations, qui est valide pour les barrages de petite ou moyenne dimension.

Le critère couramment adopté de non traction en pied amont du barrage équivaut à la « règle du tiers-central », c'est-à-dire que l'excentricité  $e$  du point d'application de la résultante des actions doit être inférieure à  $B/6$ ,  $B$  étant la largeur de la base du barrage.

Ce critère doit être strictement vérifié pour les combinaisons d'actions fréquentes ou quasi-permanentes (retenue normale).

On peut, par contre, admettre des tractions modérées en pied amont par les combinaisons d'actions rares ou accidentelles ( $\sigma_t < 0,2$  MPa pour un BCV et  $\sigma_t < 0,05$  MPa pour un BCR).

### ➤ *Stabilité interne*

On étudie la stabilité de la partie supérieure du barrage, le long d'un plan horizontal situé à une profondeur  $z$  sous le niveau de la retenue. Maurice LÉVY a proposé un critère pour lequel la contrainte normale  $\sigma_t$  à l'amont, calculée hors sous-pressions, reste toujours supérieure à la pression de l'eau au même niveau :

$$\sigma_t > \gamma_w z \quad \text{eq. (1-2)}$$

En fait, ce critère paraît très sévère et la qualité des bétons actuels permet de réduire cette exigence. Le critère habituellement retenu est donc :

$$\sigma_t > 0.75 \gamma_w z \quad \text{eq. (1-3)}$$

Critère de Maurice LÉVY satisfait à 75 %.

Ce critère est à vérifier pour les combinaisons d'actions rares (crue de projet).

On doit aussi vérifier la stabilité interne au glissement, notamment lorsqu'un problème se pose pour la résistance entre couches (cas du BCR).

En plus de ces vérifications de stabilité du barrage il y aura une autre étude très importante, il s'agit d'une analyse thermique du barrage en cours de construction.

## **I.5 SEISME**

### **I.5.1 Définition du Séisme**

Les séismes ou tremblements de terre constituent un phénomène géologique qui de tout temps a terrorisé les populations qui vivent dans certaines zones du globe.

#### **Origine des tremblements de terre?**

Lorsqu'un matériau rigide est soumis à des contraintes de cisaillement, il va d'abord se déformer de manière élastique, puis, lorsqu'il aura atteint sa limite d'élasticité, il va se rompre, en dégageant de façon instantanée toute l'énergie qu'il a accumulé durant la déformation élastique. C'est ce qui se passe lorsque la lithosphère est soumise à des contraintes. Sous l'effet des contraintes causées le plus souvent par le mouvement des plaques tectoniques, la lithosphère accumule l'énergie. Lorsqu'en certains endroits, la limite d'élasticité est atteinte, il se produit une ou des ruptures qui se traduisent par des failles. L'énergie brusquement déagée le long de ces failles cause des séismes (tremblements de terre). Si les contraintes se poursuivent dans cette même région, l'énergie va à nouveau s'accumuler et la rupture conséquente se fera dans les plans de faille déjà existants. A cause des forces de friction entre les deux parois d'une faille, les déplacements le long de cette faille ne se font pas de manière continue et uniforme, mais par coups successifs, dégageant à chaque fois un séisme. Dans une région donnée, des séismes se produiront à plusieurs reprises le long d'une même faille, puisque cette dernière constitue un plan de faiblesse dans la lithosphère. A noter que les séismes ne se produisent que dans du matériel rigide. Par conséquent, les séismes se produiront toujours dans la lithosphère, jamais dans l'asthénosphère qui est plastique.

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer.



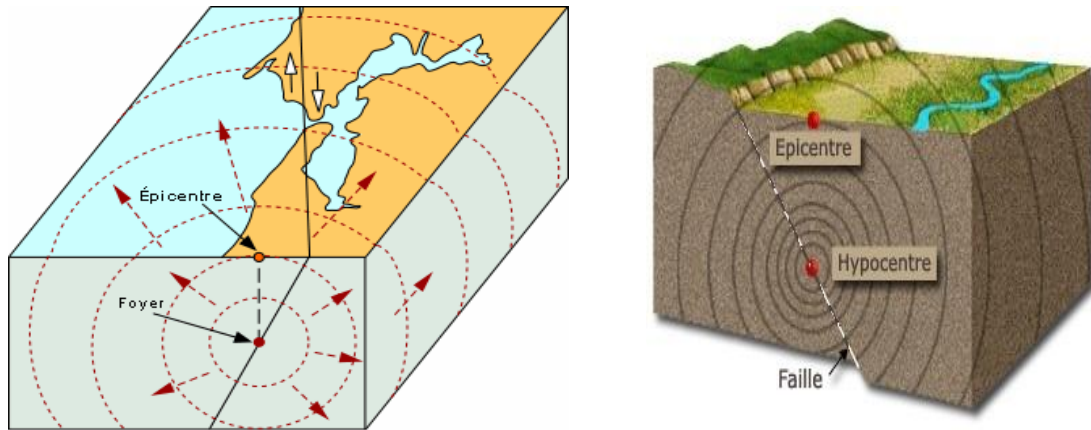


Fig. I.5 Axonométrie schématique d'une source sismique (Épicentre, hypocentre (foyer) et faille).

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que l'épicentre désigne le point à la surface terrestre à la verticale du foyer.

### I .5.2 Différents types d'ondes sismique

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme: les ondes de fond, celles qui se propagent à l'intérieur de la terre et qui comprennent les ondes S et les ondes P, et les ondes de surface, celles qui ne se propagent qu'en surface et qui comprennent les ondes de Love et de Rayleigh, figure I.6.

#### ➤ Les ondes P

Sont des ondes de compression assimilables aux ondes sonores et qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.

#### ➤ Les ondes S

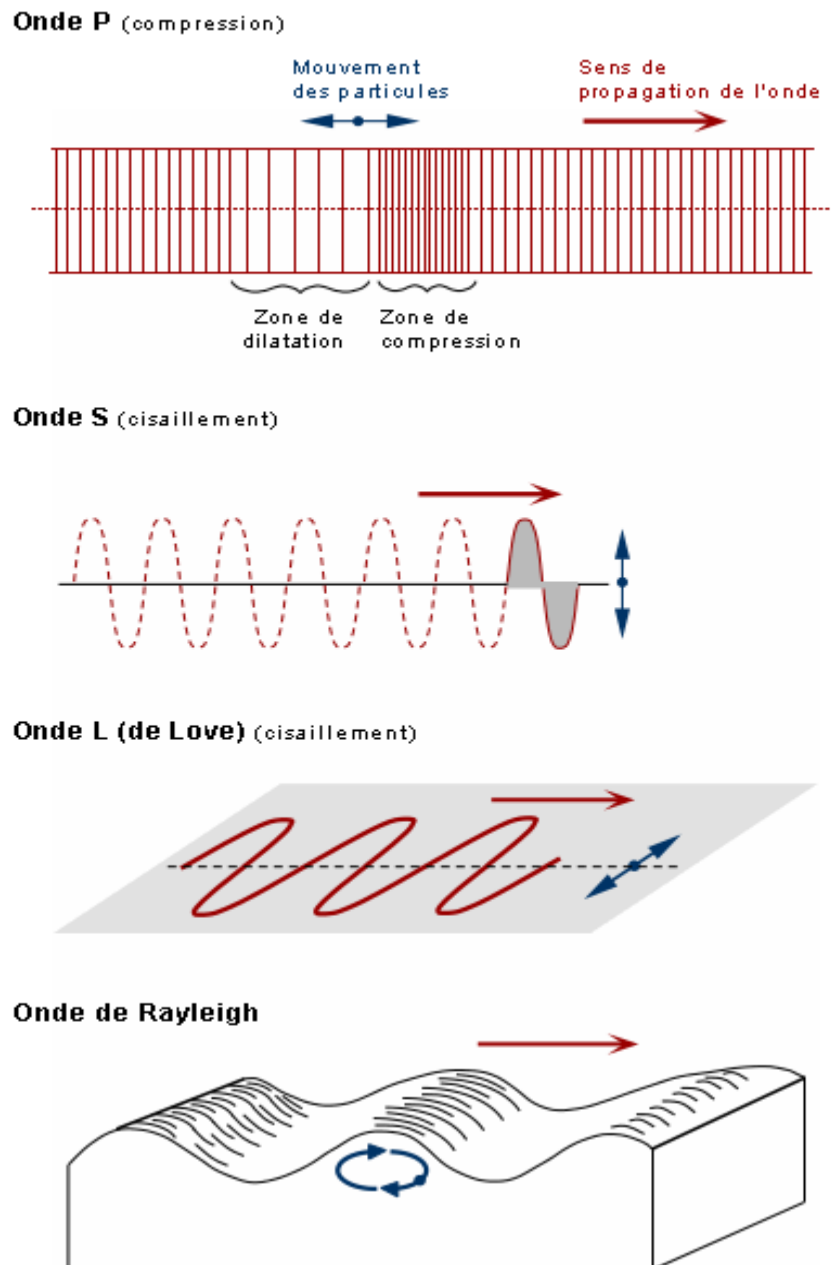
Sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde.

➤ ***Les ondes L***

Ou les ondes de Love sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

➤ ***Les ondes de Rayleigh***

Sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.



*Fig. I.6 Différents types des ondes sismiques.*

### Mesure d'un tremblement de terre?

Nous disposons de deux échelles pour évaluer les tremblements de terre: l'échelle de Mercalli et l'échelle de Richter. Aujourd'hui, nous n'utilisons que celle de Richter, mais les séismes du passé ne peuvent être évalués que selon celle de Mercalli.

➤ *Echelle de Mercalli*

il a été développée en 1902 et modifiée en 1931. Elle indique l'intensité d'un séisme sur une échelle de I à XII. Cette intensité est déterminée par deux choses:

L'ampleur des dégâts causés par un séisme et la perception qu'a eu la population du séisme. Il s'agit d'une évaluation qui fait appel à une bonne dose de subjectivité. De plus, la perception de la population et l'ampleur des dégâts vont varier en fonction de la distance à l'épicentre. On a donc avec cette échelle, une échelle variable géographiquement. Mais, à l'époque, on ne possédait pas les moyens d'établir une échelle objective.

Le sismologue et vulcanologue italien Giuseppe Mercalli est l'auteur de deux échelles d'intensité.

La première (Mercalli, 1883) était, d'après le sismologue britannique Charles Davison (1921), une simple adaptation de l'échelle Rossi-Forel ne comportant que 6 degrés, contre 10 pour l'échelle Rossi-Forel.

La seconde (Mercalli, 1902) comportait 10 degrés et précisait les descriptions de l'échelle Rossi-Forel. C'est le physicien italien Adolfo Cancani qui l'étendit à 12 degrés en 1903. Elle fut complètement révisée par le géophysicien allemand August Heinrich Sieberg, et désignée alors sous le nom d'échelle Mercalli-Cancani-Sieberg (MCS).

En 1931, l'échelle MCS fut traduite en anglais et modifiée par Harry O. Wood et Franck Neumann, sous le nom d'échelle Mercalli-Wood-Neumann (MWN). Elle fut encore modifiée en 1956 par le sismologue américain Charles Francis Richter, et dénommée alors échelle de Mercalli modifiée (MM ou MMI). Elle fut finalement abandonnée à partir de 1964, remplacée par l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK).

Tableau I.1 Échelle de Mercalli.

Degrés	Étendue des dégâts observés
I	Aucun mouvement n'est perçu. Le séisme n'est détecté que par des instruments sensibles et quelques personnes dans des conditions particulières.
II	Quelques personnes peuvent sentir un mouvement si elles sont au repos et/ou dans les étages élevés de grands immeubles.
III	À l'intérieur de bâtisses, beaucoup de gens sentent un léger mouvement. Les objets suspendus bougent. En revanche, à l'extérieur, rien n'est ressenti.
IV	À l'intérieur, la plupart des gens ressentent un mouvement. Les objets suspendus bougent, mais aussi les fenêtres, plats, assiettes, loquets de porte.
V	La plupart des gens ressentent le mouvement. Les personnes sommeillant sont réveillées. Les portes claquent, la vaisselle se casse, les tableaux bougent, les petits objets se déplacent, les arbres oscillent, les liquides peuvent déborder de récipients ouverts.
VI	Tout le monde sent le tremblement de terre. Les gens ont la marche troublée, les objets et tableaux tombent, le plâtre des murs peut se fendre, les arbres et les buissons sont secoués. Des dommages légers peuvent se produire dans des bâtiments mal construits, mais aucun dommage structural.
VII	Les gens ont du mal à tenir debout. Les conducteurs sentent leur voiture secouée. Quelques meubles peuvent se briser. Des briques peuvent tomber des immeubles. Les dommages sont modérés dans les bâtiments bien construits, mais peuvent être considérables dans les autres.
VIII	Les chauffeurs ont du mal à conduire. Les maisons avec de faibles fondations bougent. De grandes structures telles que des cheminées ou des immeubles, peuvent se tordre et se briser. Les bâtiments bien construits subissent de légers dommages, contrairement aux autres qui en subissent de sévères. Les branches des arbres se cassent. Les collines peuvent se fissurer si la terre est humide. Le niveau de l'eau dans les puits peut changer.
IX	Tous les immeubles subissent de gros dommages. Les maisons sans fondations se déplacent. Quelques conduits souterrains se brisent. La terre se fissure.
X	La plupart des bâtiments et leurs fondations sont détruits. Il en est de même pour quelques ponts. Des barrages sont sérieusement endommagés. Des éboulements se produisent. L'eau est détournée de son lit. De larges fissures apparaissent sur le sol. Les rails de chemin de fer se courbent.
XI	La plupart des constructions s'effondrent. Des ponts sont détruits. Les conduits souterrains sont détruits.
XII	Presque tout est détruit. Le sol bouge en ondulant. De grands pans de roches peuvent se déplacer.

### ➤ *Échelle de Richter*

Il a été instauré en 1935. Elle nous fournit ce qu'on appelle la magnitude d'un séisme, calculée à partir de la quantité d'énergie dégagée au foyer. Elle se mesure sur une échelle logarithmique ouverte; à ce jour, le plus fort séisme a atteint 9,5 sur l'échelle de Richter (Chili). Cette fois, il s'agit d'une valeur qu'on peut qualifier d'objective: il n'y a qu'une seule valeur pour un séisme donné. Aujourd'hui, on utilise un calcul modifié du calcul originel de Richter, en faisant intervenir la dimension du segment de faille le long duquel s'est produit le séisme.

Le graphique qui suit (figure I.7) met en relation, la magnitude des séismes, sur échelle arithmétique, et l'énergie dégagée au foyer, sur échelle logarithmique; il présente aussi une comparaison entre quelques séismes les plus connus.

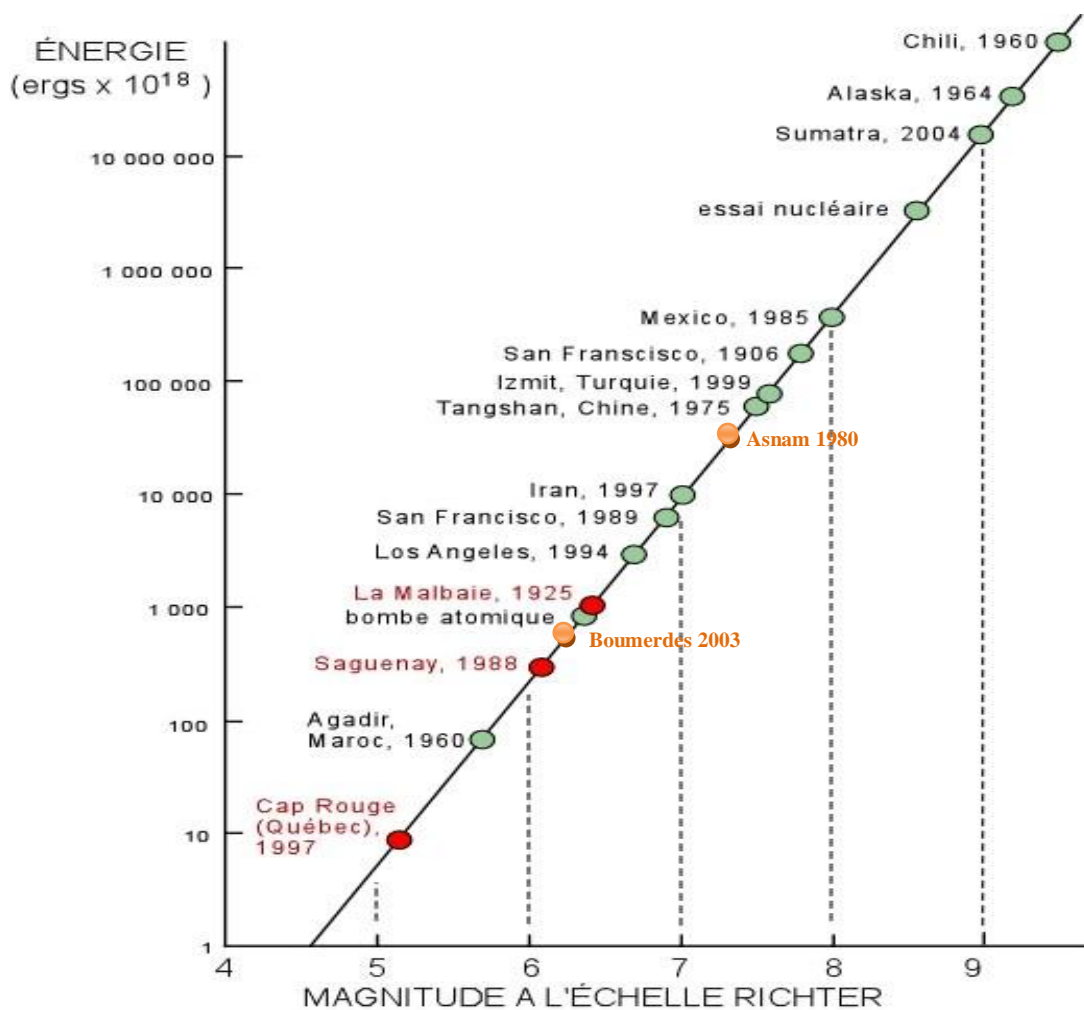


Fig. I.7 Magnitude et énergie dégagée par un séisme suivant Richter.

### **I .5.3 Les barrages et le risque sismique**

Les accidents de barrages liés à des séismes sont rares. Le tableau ci-joint extrait de publications de la Commission internationale des grands barrages (CIGB) montre que les accidents les plus importants concernent les ouvrages en remblai. On retient surtout la rupture très étudiée du barrage en remblai de San-Fernando (9 février 1971).

Lors d'un récent séisme en Californie, le barrage voûte de Pacoima a été soumis à une sollicitation sismique très élevée. Il n'est pas impossible que la rupture du barrage ait été évitée grâce à un niveau bas de la retenue.

Des accidents plus graves, avec rupture complète, se sont produits sur des remblais de stériles lors des séismes, notamment au Chili. Toutefois la technique de montée de ces remblais est une technique minière par voie humide, complètement différente de la technique de génie civil de construction des barrages en terre.

Enfin, on peut noter que certaines secousses sismiques peuvent être imputées à la présence des barrages eux-mêmes (plus exactement au poids de l'eau contenu dans le réservoir). Cet effet n'a été constaté que pour des aménagements de très grosse capacité et de grande hauteur. De plus, la retenue semble plutôt agir comme libérateur de contraintes préexistantes.

L'Algérie est un pays peu sismique comparé aux régions où se sont produits des incidents sur les barrages, tels la Californie, le Japon ou les Andes en Amérique du Sud.

Le règlement Algérien ne comprend donc pas de règle de calcul explicite des barrages vis-à-vis du risque sismique.

Les projets de barrages soumis à l'avis de l'Agence Nationale des Barrages et Transfères (ANBT) doivent comprendre l'étude de la sismicité du site et ses conséquences sur le projet.

Tableau I.2 Dégâts liés aux séismes dans différents types de barrages

Barrages	Types de barrages	H (m)	Pays	Date	Magn (M)	Dégâts
La Marquesa et La Palma	En terre	10	Chili	1985	7.8	2 barrages rompus 16 barrages-dégâts importants 16 barrages-faibles dégâts
Sheffield Dam		10				
Lower San Fernando		8		1925	6.3	Rupture totale
La Calera Dam	Enrochement	40	USA Californie	1971	6.6	Tassement de la crête : 8.5 m
Koyna	Poids-béton	30		1964	Non connue	-Submersion par une vague de 2.5 m de hauteur -Grand glissement sur 120 m
Blackbrook	Barrage poids en béton et maçonnerie	103	Inde	1967	6.5	Fissures importante
		29	UK	1957	5.5	Déplacement de la crête

## I.6 Conclusion

Dans cette étude bibliographique on a constaté que Les revues de la littérature ont montré qu'il y a eu une quantité importante de travail dans le passé sur la réponse dynamique du barrage en béton lorsqu'il est soumis à une excitation dynamique. Les formulations à base des variables de déplacement sont généralement choisies pour la structure tandis que le fluide est décrit par des variables différentes, telles que, le déplacement, la vitesse et la pression, le potentiel de ces problèmes couplés.



# **CHAPITRE II**

## **ELEMENTS DE BARRAGES ET FORMULATION MATHEMATIQUE**

II .1 INTRODUCTION.

II .2 CONCEPT MATHEMATIQUE

II .3 DESCRIPTION DU BARRAGE ETUDIE

II .4 LOGICIEL UTILISE « ANSYS 12.1»

II .5 CONCLUSION

## II.1 INTRODUCTION

A partir de l'étude bibliographique on a constaté que l'analyse dynamique a une grande importance dans la conception des barrages vis-à-vis les excitations sismique, dans ce chapitre on va présente les concepts mathématique qui régit le comportement dynamique ainsi que les caractéristique géométrique du model et les propriétés des matériaux utilisé dans la modélisation numérique, avec une présentation bref du logiciel ANSYS 12.1 utilisé dans notre simulation.

## II.2 CONCEPT MATHEMATIQUE

### II.2.1 L'administration des équations de fluide et conditions aux limites

En supposant que l'eau soit sans frottement, la pression hydrodynamique générée dans le réservoir au-delà de la pression hydrostatique lors de mouvements de faible amplitude est régie par l'équation des ondes.

$$\nabla^2 P = \frac{1}{C^2} \ddot{P} \quad \text{eq. (2-1)}$$

Où  $\nabla^2$  est l'opérateur Laplacien à deux dimensions,  $C$ , est la vitesse du son dans l'eau et représente les points la dérivée par rapport au temps. L'équation (2-1), avec des conditions aux limites appropriées elle définit complètement les aspects hydrodynamiques du problème.

#### ➤ À la surface libre ( $\Gamma_f$ )

Compte tenu des effets des ondes de surface du fluide, la condition à la limite de la surface libre est prise comme

$$\frac{1}{g} \ddot{P} + \frac{\partial x}{\partial y} = 0 \quad \text{eq. (2-2)}$$

#### ➤ À l'interface barrage-réservoir ( $\Gamma_s$ )

Considérant le barrage à vibrer avec une accélération de  $ae^{i\omega t}$  dans laquelle  $\omega$  est la fréquence de vibration circulaire, et  $i = \sqrt{-1}$ , la condition longue de l'interface barrage-réservoir peut être spécifiée comme :

$$\frac{\partial p}{\partial n}(0, y, t) = -\rho f a e^{i\omega t} \quad \text{eq. (2-3)}$$

Où  $\rho f$  est la masse volumique de l'eau;  $n$ , la normale dirigée vers l'extérieur de l'élément de surface le long de l'interface; et  $a$ , l'accélération de l'interface barrage-réservoir dans le sens de  $n$ .

➤ *À l'interface Eau-Lit réservoir ( $\Gamma_r$ )*

En supposant rez-de-réservoir pour être rigide, la condition est adoptée.

$$\frac{\partial p}{\partial n}(x, 0, t) = 0 \quad \text{eq. (2-4)}$$

➤ *À la surface de troncature*

La spécification de la condition à la limite extrême à la surface tronquée a été présentée de manière détaillée dans Maity et Bhattacharyya [1999]. La condition aux limites adoptées jusqu'à présent dans la présente affaire est :

$$\frac{\partial p}{\partial n} = \frac{\partial p}{\partial n} = \frac{p}{H} \zeta \quad \text{eq. (2-5)}$$

Où  $p$  est la pression hydrodynamique du réservoir d'eau; et  $\zeta$  est donné par :

$$\zeta = - \frac{\sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m+1}}{2m-1} e^{(-fm\frac{x}{H})} \cos(\lambda_m \frac{y}{H})}{\sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m+1}}{2m-fm} e^{(-fm\frac{x}{H})} \cos(\lambda_m \frac{y}{H})} \quad \text{eq. (2-6)}$$

Pour obtenir l'effet de l'eau dans le domaine sans bornes  $\zeta$  la surface tronquée est déterminé numériquement en supposant que  $m$  soit un grand nombre. Dans l'étude de la valeur du coefficient de l'équation  $\zeta$  (2,6) sont obtenues en supposant que  $m$  50 où la série converge suffisamment.

## II .2.2 Exécution des éléments finis

Le domaine de l'eau est discrétisé en un assemblage d'éléments finis, en supposant que la pression à l'inconnu nodal Le domaine de l'eau est discrétisée comme un assemblage

d'éléments finis, en supposant que la pression d'être l'inconnu nodal, par l'utilisation du procédé de Galerkin la forme discrétisée de l'équation (2.1) est obtenue comme :

$$[E]\{\ddot{p}\} + [A]\{\dot{p}\} + \left([G] + \frac{\zeta_c}{H} [A]\right)\{p\} = -\rho f[S]\{a\} \quad \text{eq. (2-7)}$$

Où  $\{p\}$  représente le vecteur des pressions nodales pour le domaine de l'eau. Expressions pour les matrices  $[E]$ ,  $[A]$ ,  $[G]$  et  $[S]$  peut être ainsi trouvée dans Maity, D. et Bhattacharyya, S.K. (1999) :

$$[E] = \frac{1}{c^2} \sum \int_{\Omega} [N]^T [N] d\Omega + \frac{1}{g} \sum \int_{\Gamma_f} [N]^T [N] d\Gamma \quad \text{eq. (2-8)}$$

$$[A] = \frac{1}{c} \sum \int_{\Gamma_f} [N]^T [N] d\Gamma \quad \text{eq. (2-9)}$$

$$[G] = \sum \int_{\Omega} \left( \frac{\partial}{\partial x} [N]^T \frac{\partial}{\partial x} [N] + \frac{\partial}{\partial y} [N]^T \frac{\partial}{\partial y} [N] \right) d\Omega \quad \text{eq. (2-10)}$$

$$[S] = \sum \int_{\Gamma_s} [N]^T [T] [N_s] d\Gamma \quad \text{eq. (2-11)}$$

Ici  $[T]$  est la matrice qui transforme l'accélération généralisée d'un point situé sur l'interface fluide-structure à l'accélération dans la direction normale à l'interface. Dans les équations ci-dessus. (2.8-2.11)  $\Gamma$  et  $\Omega$  représente la surface et le volume du réservoir respectivement.

La indices f, s, r et t représentent respectivement la surface libre, l'interface solide-fluide, lit-réservoir interface et surface tronquée.

Il est important de noter qu'en raison de la mise en œuvre du projet de grande condition aux limites, la forme de l'équation discrétisée 18 reste inchangée et il n'y a aucun calcul supplémentaire nécessaire à l'exception de la modification de quelques éléments de la matrice  $[G]$ . Pour une accélération prescrite à l'interface fluide-structure, l'équation (2,7) est utilisée pour résoudre la pression hydrodynamique dans le domaine fluide.

### II .2.3 Les équations différentielles couplées régissant pour la structure de barrage

L'interaction barrage-réservoir est représentée par deux équations différentielles couplées du second ordre. Les équations de la structure et le réservoir peut être écrite sous la forme:

$$[N] \{\ddot{U}\} + [C] \{\dot{U}\} + [N] \{U\} = \{f_1\} - [M] \{\ddot{U}_{gh}\} - [M] \{\ddot{U}_{gv}\} + [Q] \{P_h(t)\} \quad \text{eq. (2-12)}$$

$$[G] \{\ddot{P}_h\} + [C'] \{\dot{P}_h\} + [K'] \{P_h\} = \{f_2\} - \rho [M]^T \{\ddot{U}\} \quad \text{eq. (2-13)}$$

Où  $[M]$ ,  $[C]$  et  $[K]$  sont la masse, d'amortissement et de matrices de rigidité de la structure, et  $[G]$ ,  $[C']$  et  $[K']$  sont des matrices représentant la masse, d'amortissement et de rigidité du réservoir, respectivement.  $[Q]$  est la matrice de couplage et  $\{f_1\}$  est le vecteur de la force du corps et la force hydrostatique.  $\{f_2\}$  est la composante de la force due à l'accélération au niveau des limites du barrage-réservoir et le réservoir-fondation.  $\{P_h\}$  et  $\{U\}$  est le vecteur de la pression et de déplacement.  $\{\ddot{U}_g\}$  est l'accélération du sol et  $\rho$  est la densité du fluide. Le point représente la dérivée temporelle (Ghaemian, M. et Ghobarah, A. (1999)). La structure du barrage est analysée par la formulation en déformation plane ayant un réservoir de côté. L'analyse du système structurel par la formulation en déformation plane, les matrices de rigidité élémentaires seront :

$$[K^e] = \int_{\Omega} [B]^T [D] [B] d\Omega \quad \text{eq. (2-14)}$$

Où  $[D]$  est la matrice constitutive et  $[B]$  est la matrice de contrainte de déplacement, à tout noeud  $i$ . Pour un élément, de la matrice  $[B]$  peut être défini en augmentant la contribution de tous les nœuds de l'élément.  $[M]$  est la matrice de masse consistante. La matrice de masse élémentaire de densité  $\rho_s$  La matrice de masse élémentaire avec  $\rho_s$  est la densité.

$$[M^e] = \int_{\Omega} [B]^T \rho_s [N] d\Omega \quad \text{eq. (2-15)}$$

## II .2.4 Matrice d'amortissement

La perte d'énergie des mécanismes qui sont en vigueur dans l'analyse dynamique du barrage-fondation-réservoir système sont difficiles à représenter avec précision. Dans cette analyse, l'amortissement de **Rayleigh** a été pris en charge et donc la matrice d'amortissement globale a été calculée à partir de l'utilisation de l'expression :

$$[C] = a[M] + b[K] \quad \text{eq. (2-16)}$$

Où  $[M]$  et  $[K]$  sont la masse du système combiné et matrices de rigidité et  $a$ ,  $b$  sont des constantes de proportionnalité choisis pour contrôler les taux d'amortissement des modes plus élevée et devrait contribuer de manière significative à la réponse.

La valeur de  $a$  et  $b$  peut être calculé à partir de la relation suivante

$$a + b\omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad \text{eq. (2-17)}$$

Où  $\xi_i$  est le facteur d'amortissement et la fréquence  $\omega_i$   $i^{\text{ème}}$  naturelle du système. Si les modes sont supposés avoir le même ratio d'amortissement  $\xi$ , ce qui est raisonnable fondée sur des données expérimentales, alors :

$$a = \xi \frac{2\omega_i \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad b = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{eq. (2-18)}$$

Où  $\omega_i$  et  $\omega_j$  sont les fréquences propres à la  $i^{\text{ème}}$  et  $j^{\text{ème}}$  modes respectivement. Le principal inconvénient de la méthode amortissement de Rayleigh est que les modes supérieurs sont beaucoup plus amortis que les modes les plus récents, et en sais que l'amortissement peut être contrôlée à seulement deux modes de vibration.

## II .2.5 Analyse modale

Selon la théorie de l'analyse modale, la structure du barrage peut être simplifiée comme un système à plusieurs degrés de liberté, et son équation régissant de motion est donné par l'équation (2-12).

Si le modèle proportionnel ou classique d'amortissement est adopté pour le système, puis

$$\text{diag} (K_i) = [\Phi]^T [K] [\Phi] \quad \text{eq. (2-19)}$$

Où  $K_i$  est la rigidité  $i^{\text{ème}}$  modale du système et  $[\Phi]$  est la matrice dont la forme de mode vecteur forme de mode  $i^{\text{ème}}$   $\{\Phi_i\}$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ )

$$[\Phi] = [\{\Phi_1\}, \{\Phi_2\} \dots \{\Phi_n\}] \quad \text{eq. (2-20)}$$

Dans l'analyse des vibrations libres, nous sommes tenus de résoudre l'équation aux valeurs propres donnée comme ci-dessous.

$$([K] - \omega^2[M]) \{u\} = 0 \quad \text{eq. (2-21)}$$

Où  $\omega$  et  $\{u\}$  sont la fréquence circulaire naturelle et vectorielles mode de vibration de la structure, respectivement. En général, les premiers modes sont peu d'intérêt dans l'analyse des structures sismiques. Dans cette étude, les 05 premiers modes sont pris en considération. Dans la présente analyse sismique avec la méthode des éléments finis, la matrice d'amortissement  $[C]$  dans l'équation. (2-12) utilise le formulaire amortissement de Rayleigh (Chopra, A.K. (1995)).

## II .2.6 Analyse dynamique

Méthodes d'analyse dynamique sont largement fondées sur deux approches en fonction de l'idéalisation de la masse du barrage, à savoir, distribués en masse ou approche de continuité et 20 approches de la masse discrète ou regroupés. Dans le premier procédé, une matrice de rigidité dynamique de la structure est formée qui comprend à la fois élastique et la force d'inertie agissant sur la structure lors de la vibration, et les fréquences naturelles et les modes propres du barrage sont déterminés par la solution de l'équation de fréquence (Clough, R.W. and Penzien, J. (1975)).

La seconde méthode calcule la matrice de rigidité statique de la structure et elle se réduit pour que la d.o.f.s que lorsque les masses localisées sont attribuées. Les fréquences propres et modes propres sont calculés par Eigen solutions standard (Bathe, K. J et Wilson, E. L. (1987), Clough, R.W. and Penzien, J. (1975)) Après que les caractéristiques vibratoires libres du barrage (idéalisée) sont déterminées, une analyse dynamique est réalisée par la résolution de l'équation (s) de mouvement par une technique d'intégration directe ou dans le domaine des fréquences technique.

## II .2.7 Schéma itératif

Un schéma itératif a été développé pour obtenir l'effet couplé d'un barrage-réservoir du système. À chaque instant de temps  $t$ , la pression hydrodynamique résultante est évaluée par la résolution de nom de domaine en utilisant l'équation de fluide (2-7) avec des conditions aux

limites appropriées. À l'instant du même temps, les pressions développées exercé des forces sur la structure adjacente, et que les forces hydrodynamiques sont en fonction de la pression générée. Au même instant du temps, le barrage est analysé avec les forces développées, en raison de pressions hydrodynamiques, en utilisant l'équation (2-12). En raison des forces supplémentaires, le barrage subit un déplacement  $\{U\}_t$ . À la suite des changements barrage-réservoir de délimitation de l'interface et donc la solution du domaine de l'eau.

Le domaine de l'eau est résolu à nouveau à l'instant même avec les changements des conditions au limite de déplacement structurelle. Donc le système structural est également analysée avec les forces de changement. Ainsi, à l'instant  $t$ , à la fois la pression hydrodynamique  $\{P\}_t$  et le déplacement de structure  $\{U\}_t$  sont répétées simultanément jusqu'à un niveau désiré de convergence est atteint. Dans cette étude, les matrices impliquées dans la résolution des équations du système sont décomposées en des formes triangulaires au début de l'itération, et ainsi seulement deux d'élimination de l'avant et à l'arrière des substitutions sont nécessaires à chaque étape d'itération. Ainsi, le temps nécessaire pour obtenir la réponse couplée à un instant particulier est minimisé dans le système mis au point itératif.

## II .2.8 Méthode de Newmark

La méthode de Newmark (Bathe, K. J et Wilson, E. L. (1987)) est basée sur les analyses transitoires implicites et est utilisé pour analyser la réponse dynamique de la structure du barrage dans la méthode temporelle. Le processus itératif est décrit comme montré ci-dessous :

$$\dot{U}_{i+1} = \dot{U}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{U}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{U}_{i+1} \quad \text{eq. (2-22)}$$

$$\dot{U}_{i+1} = \dot{U}_i + (\Delta t)\ddot{U}_i + [(0.5-\beta) (\Delta t)^2 \ddot{U}_i + [\beta (\Delta t)^2]\ddot{U}_{i+1}] \quad \text{eq. (2-23)}$$

Où

$$\Delta t = t_{i+1} - t_i$$

$\{U_i\}$  = vecteur de déplacement nodal à l'instant  $t_i$ .

$\{\dot{U}_i\}$  = vecteur vitesse nodale au temps  $t_i$ .



$\{\ddot{U}_i\}$  = vecteur d'accélération nodal au moment  $t_i$ .

$\{U_{i+1}\}$  = vecteur de déplacement nodal à l'instant  $t_{i+1}$ .

$\{\dot{U}_{i+1}\}$  = vecteur vitesse nodale au temps  $t_{i+1}$ .

$\{\ddot{U}_{i+1}\}$  = vecteur d'accélération nodal au moment  $t_{i+1}$ .

Dans l'intégration de Newmark les paramètres  $\beta$  et  $\gamma$  définissent la variation de l'accélération sur l'intervalle de temps  $\Delta t$ , et les valeurs de  $\beta$  et  $\gamma$  pour la méthode d'accélération moyenne constante sont 0,25 et 0,50 respectivement. Les équations (2-22) et (2-23) le long de l'équation d'équilibre (2-12) et l'équation (2-13) à la fin du pas de temps à la base de calcul  $U_{i+1}$ ,  $\dot{U}_{i+1}$  et  $\ddot{U}_{i+1}$  au moment  $i + 1$  de l'inconnu  $U_i$ ,  $\dot{U}_i$  et  $\ddot{U}_i$  à l'instant  $i$ . Puisque le but principal est de calculer les déplacements  $\{U_{i+1}\}$  l'équation des gouverneurs (2-12) et l'équation (2-13) sont évaluées au temps de  $t_{i+1}$ .

$$[M]\{\ddot{U}_{i+1}\} + [C]\{\dot{U}_{i+1}\} + [K]\{U_{i+1}\} = [F^a] \quad \text{eq. (2-24)}$$

La solution pour le déplacement à l'instant  $t_{i+1}$  est obtenue par première réarranger des équations (4-22) et (4-23) telle que :

$$\{\ddot{U}_{i+1}\} = a_0 ((U_{i+1}) - (U_i)) - a_2(\dot{U}_i) - a_3(\ddot{U}_i) \quad \text{eq. (2-25)}$$

$$\{\ddot{U}_{i+1}\} = U_i + a_6\ddot{U}_i + a_7\dot{U}_{i+1} \quad \text{eq. (2-26)}$$

Où :

$$a_0 = \frac{1}{\beta \Delta t^2}$$

$$a_1 = \frac{\gamma}{\beta \Delta t}$$

$$a_2 = \frac{1}{\beta \Delta t}$$

$$a_3 = \frac{1}{2\beta} - 1$$

$$a_4 = \frac{\gamma}{\beta} - 1$$

$$a_5 = \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\gamma}{\beta} - 2 \right)$$

$$a_6 = \Delta t (1 - \gamma)$$

$$a_7 = \gamma \Delta t$$

Notant que  $\{\ddot{U}_{i+1}\}$  dans l'équation (2-25) peut être substitué dans l'équation (2-26), équations  $\{\ddot{U}_{i+1}\}$  et  $\{\dot{U}_{i+1}\}$  peut être exprimé seulement en termes de l'inconnu  $\{U_{i+1}\}$ . Les équations pour  $\{\ddot{U}_{i+1}\}$  et  $\{\dot{U}_{i+1}\}$  sont ensuite combinés avec l'équation (2-24) pour former :

$$a_0[M] + a_1[C] + [K] \{\ddot{U}_{i+1}\} = [F^a] + [M] (a_0\{U_i\} + a_2\{\dot{U}_i\} + a_3\{\ddot{U}_i\}) + [C] (a_1\{U_i\} + a_4\{\dot{U}_i\} + a_5\{\ddot{U}_i\}) \quad \text{eq. (2-27)}$$

Où :

$[F^a]$  Correspond au vecteur de charge de l'équation (2-12) et l'équation (2-13).

Une fois la solution obtenue pour  $\{U_{i+1}\}$ , vitesses et accélérations sont mis à jour comme décrit dans l'équation (2-25) et l'équation (2-26). Ceci termine le processus de couplage pour l'étape  $i^{\text{ème}}$ , puis des pas de temps à venir doivent être calculés en appliquant la même procédure.

### II.3 DESCRIPTION DU BARRAGE ETUDIE

Le barrage de Brezina est situé à une latitude de  $33.099379^\circ$  Nord ( $33^\circ 05' 58''$ ) et une longitude de  $1.260767^\circ$  Est ( $1^\circ 15' 39''$ ) à Khneg Larouia, Oued Seggueur, wilaya d'El-Bayadh Algérie. Il a une altitude d'environ de 870m NGA, il est au Sud Ouest d'Alger à environ 650Km, figure II.1, la wilaya est divisé en trois parties, dans le nord les Hautes Plaines, le centre l'Atlas Saharien et dans le sud le Pré-Saharienne où se trouve le barrage de notre étude.

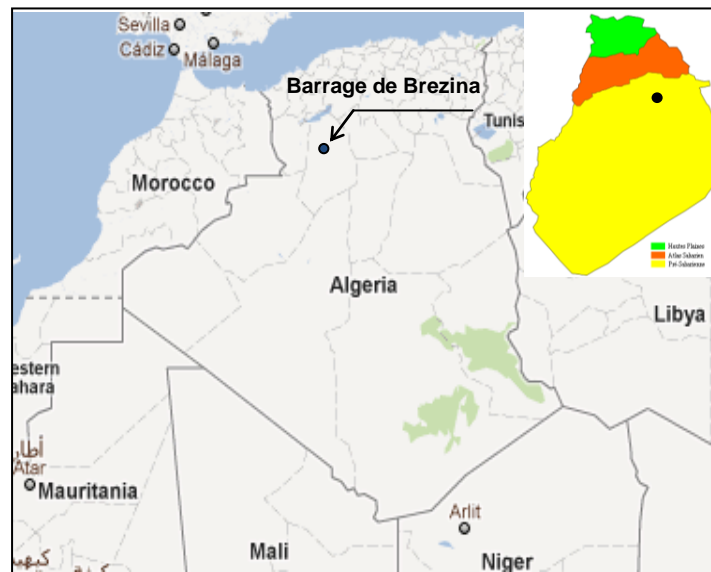


Fig. II.1 implantation du barrage de Brezina, (Google Mappe.)



*Fig. II.2 photo du barrage de Brezina.*

### II . 3.1 Caractéristiques géométriques

Le barrage de Brezina est un barrage poids, voûte en béton, voir figure II.2. Il est construit sur une fondation rocheuse (calcaire selon le rapport du ANB) pour assurer des ressources en eau à la région soit potable ou pour l'irrigation, surtout à Dhayat El-Bagrat et d'autre part un acquis à une région touristique.

Les caractéristiques du barrage sont :

- ❖ Une hauteur totale de 63m.
- ❖ Une élévation de 910m NGA.
- ❖ Une longueur d'arc au sommet de 153m.
- ❖ Un rayon maximal d'arc de 67,80m.
- ❖ Une épaisseur maximale de 41,33 m.
- ❖ Une épaisseur de 3m au couronnement.

L'amont du barrage est horizontal sauf entre 892,33 et 897,00m à une pente de 0,6 :1,0 ; la partie aval à une inclinaison de 1,0 : 0,6 avec un sommet parabolique et un pied hyperbolique à un rayon de 10,00m formé le saut de ski. Figure II.3 et II.4.

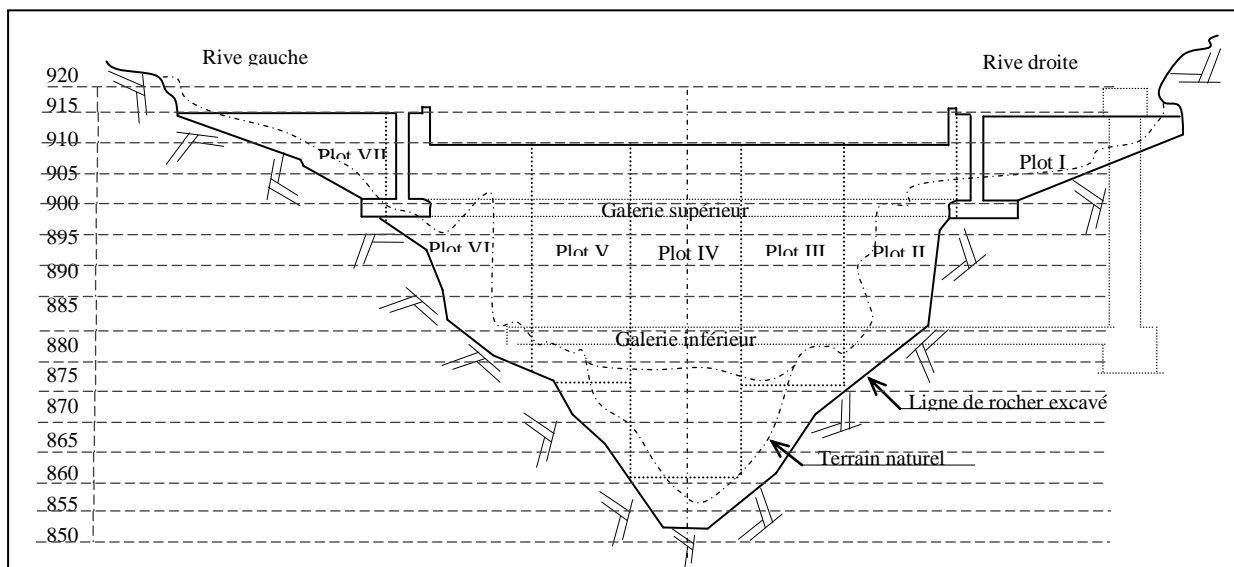


Fig. II.3 Coupe longitudinale du barrage

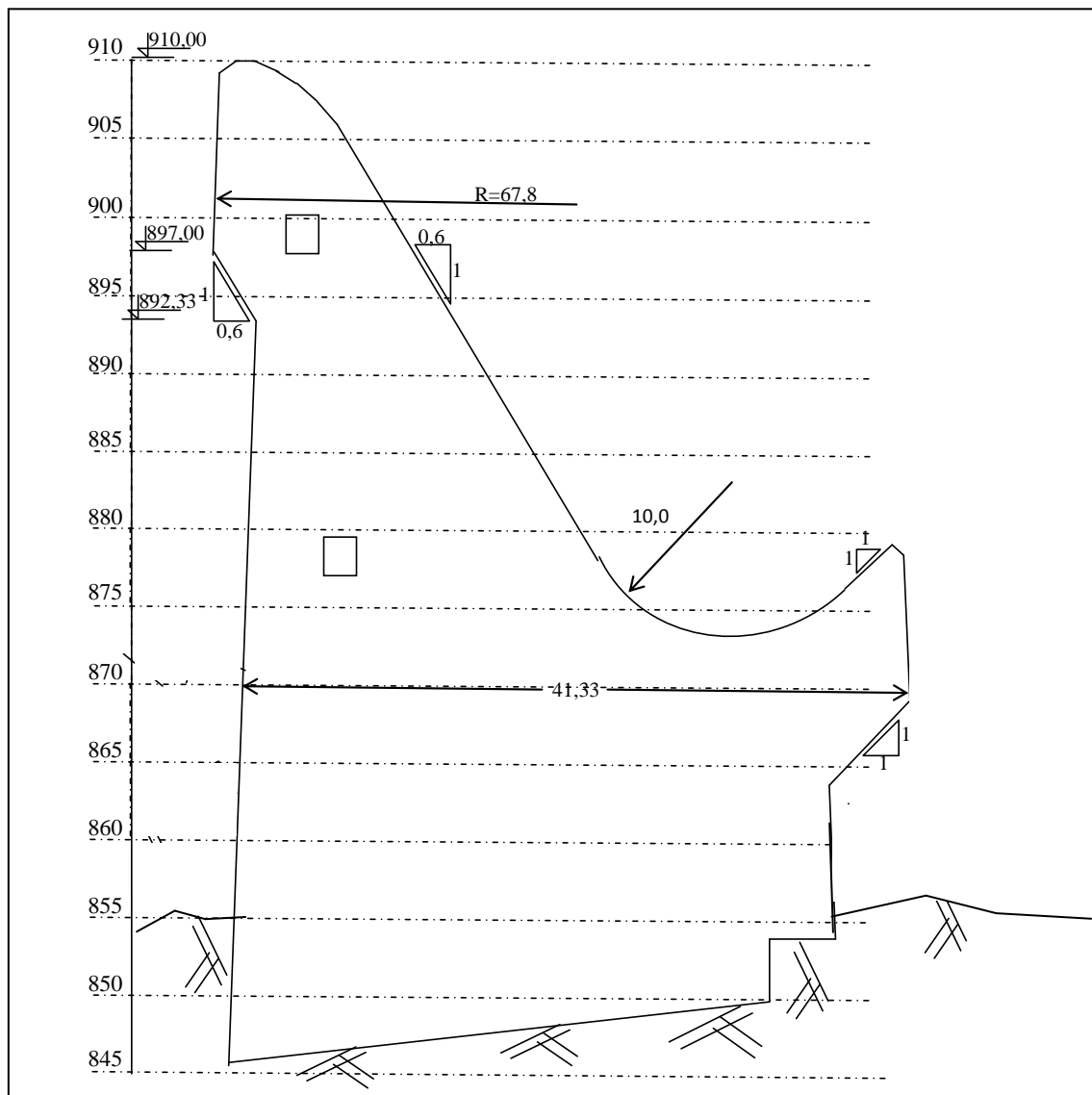


Fig. II.4 Coupe transversale et paramètre dimensionnel du barrage.

### II . 3.2 Structure géologique du site

La structure géologique du site où est implanté notre barrage sujet de cette étude est constituée principalement de roche suivant le rapport géologique et géotechnique établie par le laboratoire (elektroprojekt ; Zagreb Croatie 1987) cette roche est constituée de calcaire du calcaire marneux en lits minces et du grés calcaire.

### II . 3.3 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés à la construction d'ouvrage et la fondation du barrage.

*Tableau II.1 Caractéristiques des matériaux*

Désignation	Module d'élasticité [MPa]	Coefficient de Poisson	La masse volumique [kg/m <sup>3</sup> ]
Barrage	$26.6 \times 10^3$	0.2	2450
Fondation	$14 \times 10^3$	0.3	2677
Fluide	$2.07 \times 10^9$	/	1000

## II . 4 LOGICIEL UTILISE « ANSYS 12.1»

Pour l'analyse numérique du barrage on a utilisé logiciel ANSYS 12.1 en 2D.

### II . 4.1 Définition du logiciel

ANSYS 12.1 est un logiciel polyvalent, d'analyse par éléments finis largement utilisé dans l'industrie pour simuler les interactions et les réponses de toutes les disciplines et systèmes physique à la charge structurale, et les effets thermiques et électromagnétiques, les vibrations, la dynamique des fluides pour les ingénieurs. ANSYS12.1 utilise la méthode des éléments finis pour résoudre les équations sous-jacentes qui régissent et les conditions associées aux limites spécifiques au problème.

Donc ANSYS12.1, ce qui permet de simuler des essais ou des conditions de travail, permet de tester dans un environnement virtuel avant la fabrication de prototypes de produits. En

outre, la détermination et à l'amélioration des points faibles, calculer la vie et de prévoir les problèmes probables sont possibles par des simulations 3D en environnement virtuel.

Logiciel ANSYS 12.1 avec sa structure modulaire comme on le voit dans la figure ci-dessous donne l'occasion de prendre seules les fonctionnalités nécessaires.

ANSYS 12.1 peut travailler intégré avec d'autres logiciels d'ingénierie utilisée sur le bureau en ajoutant CAO et FEA modules de connexion.

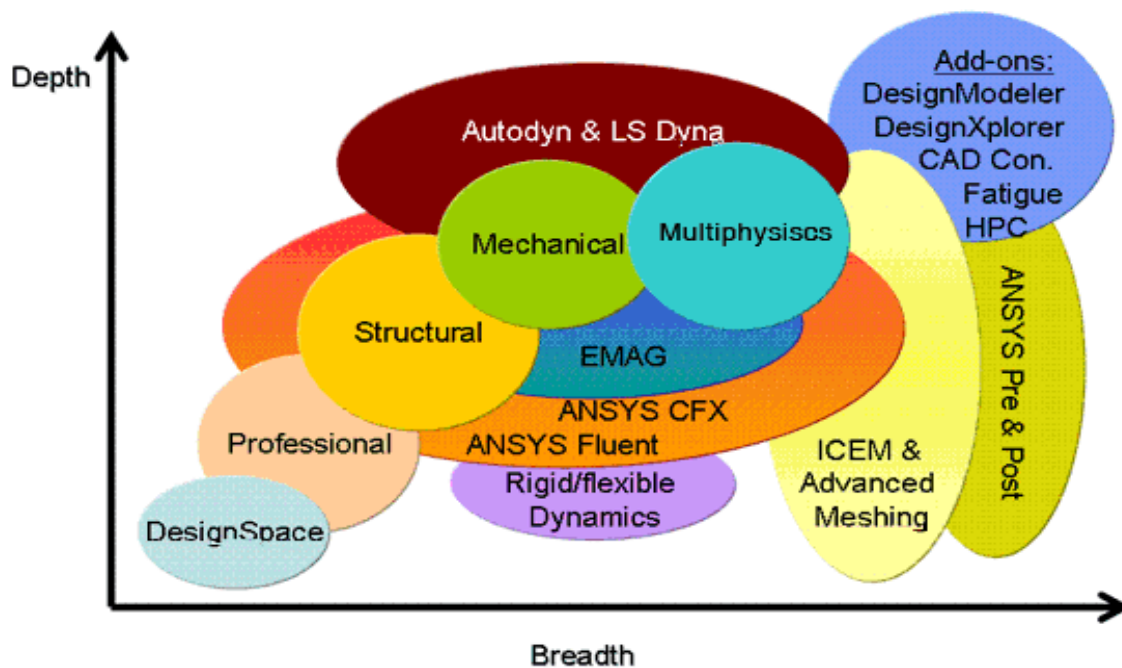


Fig. II.5 Structure modulaire du logiciel ANSYS 12.1.

ANSYS 12.1 peut importer des données CAO et permet également de construire une géométrie avec ses "capacités" de prétraitement.

De même, dans le préprocesseur même modèle à éléments finis (maillage aka) qui est nécessaire pour le calcul est généré.

Après avoir défini les charges et la réalisation d'analyses, les résultats peuvent être considérés comme numériques et graphique.

ANSYS 12.1 peut procéder à des analyses d'ingénierie avancées rapide, sûre et pratique par sa variété d'algorithmes de contact, les caractéristiques de temps de chargement et de modèles de matériaux non linéaires.

## II . 4.2 Types des éléments finis d'ANSYS utilisé pour la modélisation

### ➤ *Plane42*

Plane42 est utilisé pour la modélisation 2-D des structures solides. L'élément peut être utilisé soit comme un élément plan (plan de stress ou de déformation plane) ou comme un élément de révolution. L'élément est défini par quatre noeuds ayant deux degrés de liberté à chaque noeud: traductions dans le nœud des deux directions  $x$  et  $y$ . L'élément possède une plasticité, fluage, gonflement raidissement stress, grands déplacements, grandes déformations et les capacités.

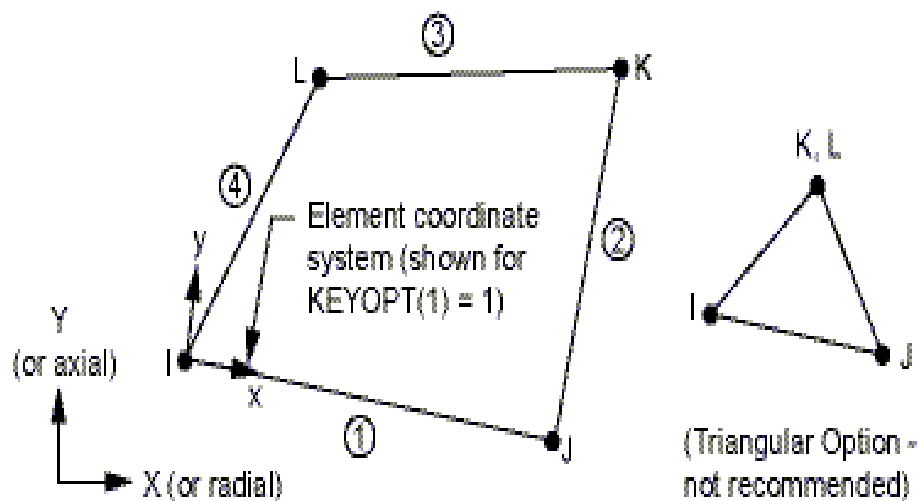


Fig II.7 Géométrie du **PLANE42**.

### ➤ *Fluide29*

Fluide29 est utilisé pour la modélisation du milieu fluide et l'interface de problèmes d'interaction fluide / structure. Les applications typiques comprennent la propagation des ondes sonores et la dynamique des structures immergées. L'équation régissant l'acoustique, à savoir l'équation des ondes 2D, a été discrétisé en tenant compte du couplage de la pression acoustique et le mouvement structurel à l'interface. L'élément a quatre nœuds d'angle avec trois degrés de liberté par nœud: traductions dans les directions  $x$  nodal et directions  $y$  et la

pression. Les traductions, cependant, ne sont applicables que sur les nœuds qui se trouvent sur l'interface. Effets d'accélération, tels que des problèmes de ballonnement, peuvent être inclus.

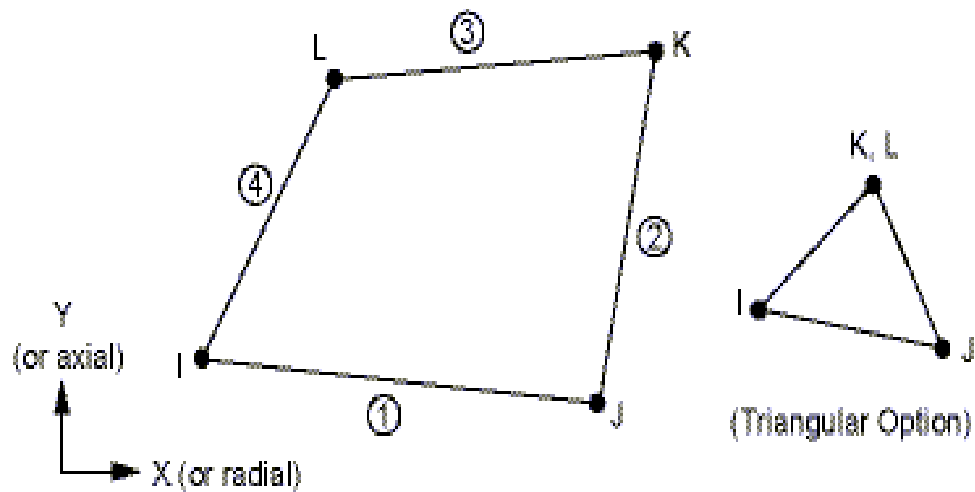


Fig II.6 Géométrie du **FLUID29**.

#### II . 4.3 Model de système barrage - fluide - fondation avec ANSYS

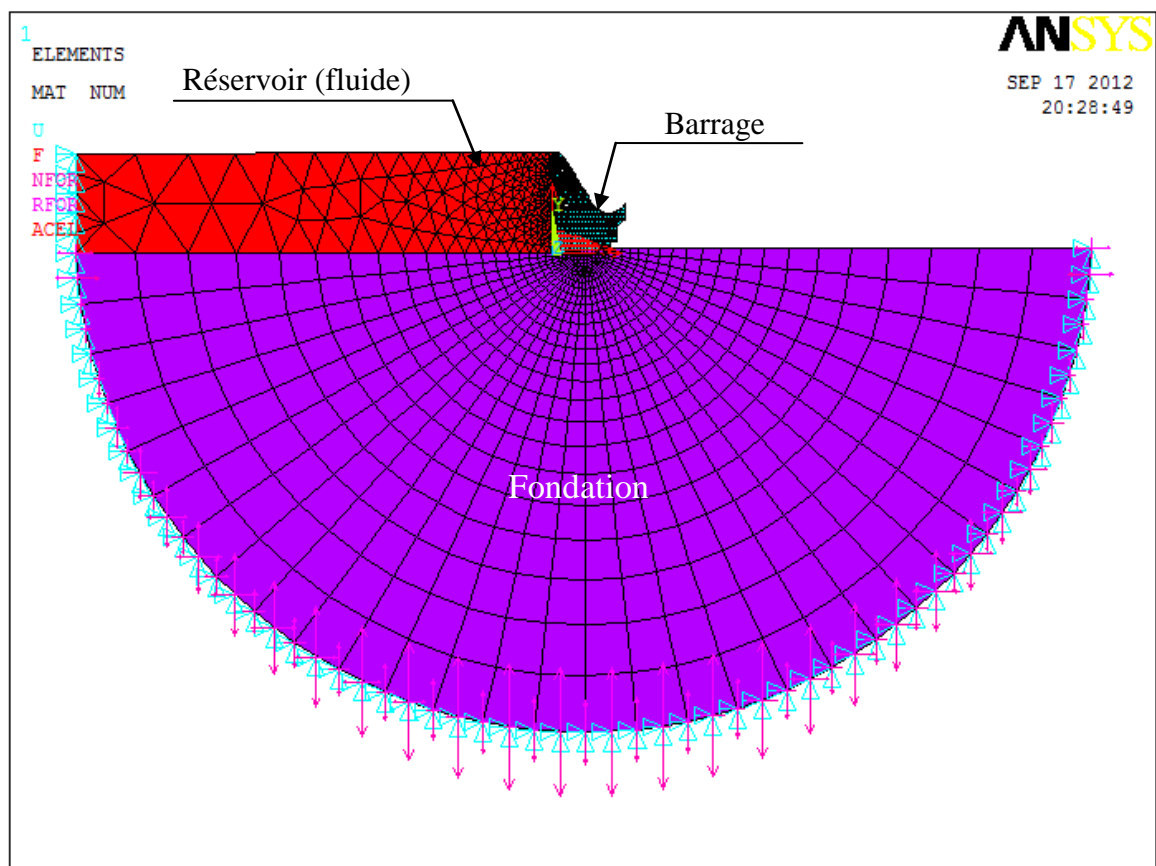


Fig II.7 Model du maillage du système



## II.5 CONCLUSION

Ce deuxième chapitre a permis la présentation du concept mathématique de l'analyse dynamique, ainsi que les propriétés d'ouvrage étudié que ce soit de point de vu caractéristiques des matériaux ou les propriétés mécaniques et géométriques du model et montrer le maillage du modèle par logiciel utilisé à la simulation. Il facilite la compréhension du processus d'analyse dynamique, l'intérêt de cette analyse est de minimiser les coûts de construction des barrages et chercher à améliorer la durabilité des structures hydrauliques par une exigence de contrôler la fissuration du barrage dues aux sollicitations sismique et assurer l'étanchéité de la structure.

# **CHAPITRE III**

## **ANALYSES ET DISCUSSIONS DES RESULTATS**

III .1 INTRODUCTION.

III .2 ANALYSE STATIQUE

III.3 ANALYSE MODALE

III .4 ANALYSE DYNAMIQUE

III .5 CONCLUSION

### III.1 INTRODUCTION

L'analyse des contraintes internes et l'interprétation qu'on en fait constituent à coup sûr la partie la plus importante d'un projet de construction de barrage. C'est donc ici que l'ingénieur doit faire appel à tout son génie afin d'assurer un bon design. Cette phase est d'autant plus importante que c'est sur la base des contraintes calculées qu'on jugera la nécessité ou non de prendre certaines dispositions techniques (armatures dans les zones tendues, ... ) pour assurer une bonne réponse du barrage aux sollicitations. Toute erreur à ce niveau pourrait s'avérer fatale et c'est pourquoi en général, ce travail est fait par plusieurs groupes autonomes.

Notons d'entrée que le travail que nous faisons dans le cadre de ce projet représente un modèle permettant, non pas de calculer les contraintes dans un cas de chargement réel, mais de les calculer dans un cas des chargements fictifs afin de localiser les zones en traction tout en préconisant des solutions techniques adéquates.

### III.2 ANALYSE STATIQUE

Comme nous l'avons signalé au préalable, les sollicitations statiques sont dues à la pression hydrostatique et au poids propre du barrage ce dernier qui est réparti automatiquement au centre de gravité tandis que la pression est entrée en respectant la convention de signe et en admettant que le réservoir est plein, Les résultats sont consignés dans la figure III.1.

- *Commentaire*

La figure III.1 représente la distribution des contraintes statiques dans le corps du barrage, ces contraintes atteignent les valeurs max et min à la base, les figures III.2 et III.3 donnent la distribution des contraintes à la base de la structure, on remarque que ces contraintes varient de l'amont à l'aval respectivement de la traction à la compression.

Le tableau III.1 illustre les valeurs maximales et minimales des contraintes.

Tableau III.1. Résultats (minimale et maximale) des différentes contraintes statiques.

	Sx (MPa)	Sy (MPa)	Sxy (MPa)	S1 (MPa)	S3 (MPa)	Tmax (MPa)
<b>MAX</b>	0.47556	0.30071	0.90254	0.64125	0.13501	0.38813
<b>MIN</b>	-2.3767	-3.499	0.23755	-1.4314	-4.0006	-2.716

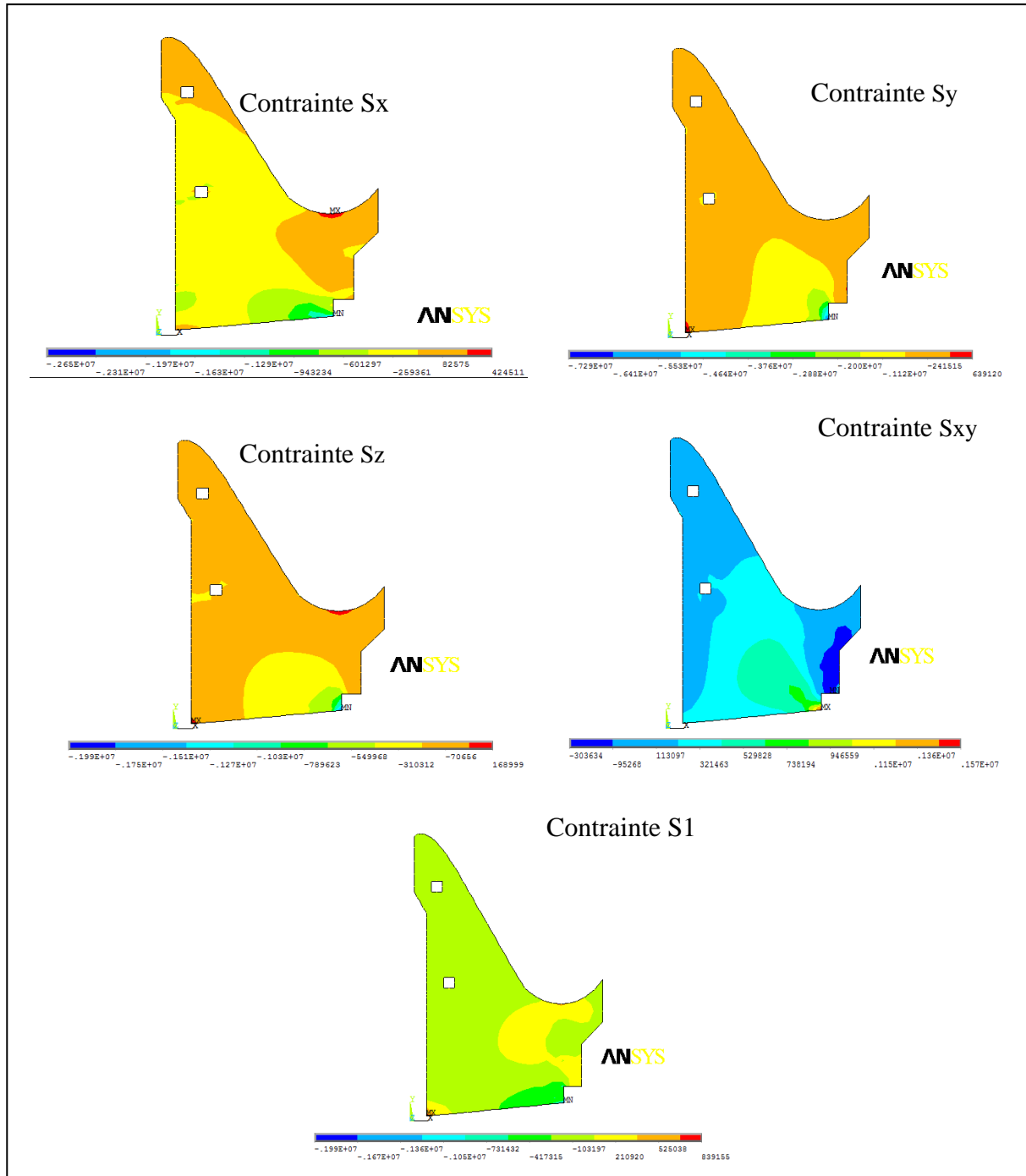


Fig. III.1 Cartographie de la distribution des contraintes statiques dans le barrage.

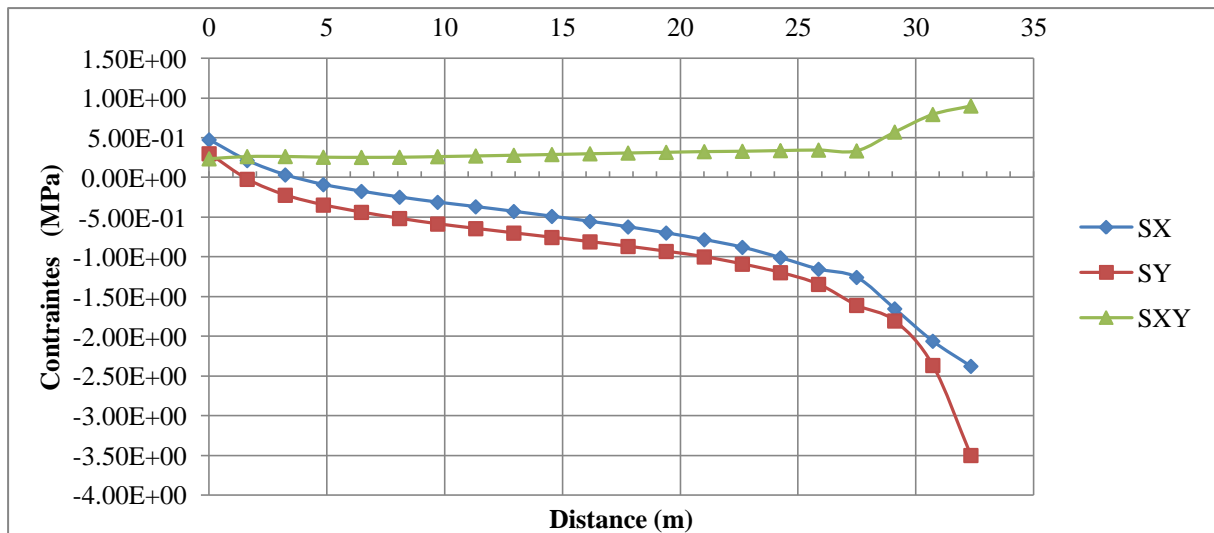


Fig. III.2 Contraintes normales dans les directions (X, Y et XY)

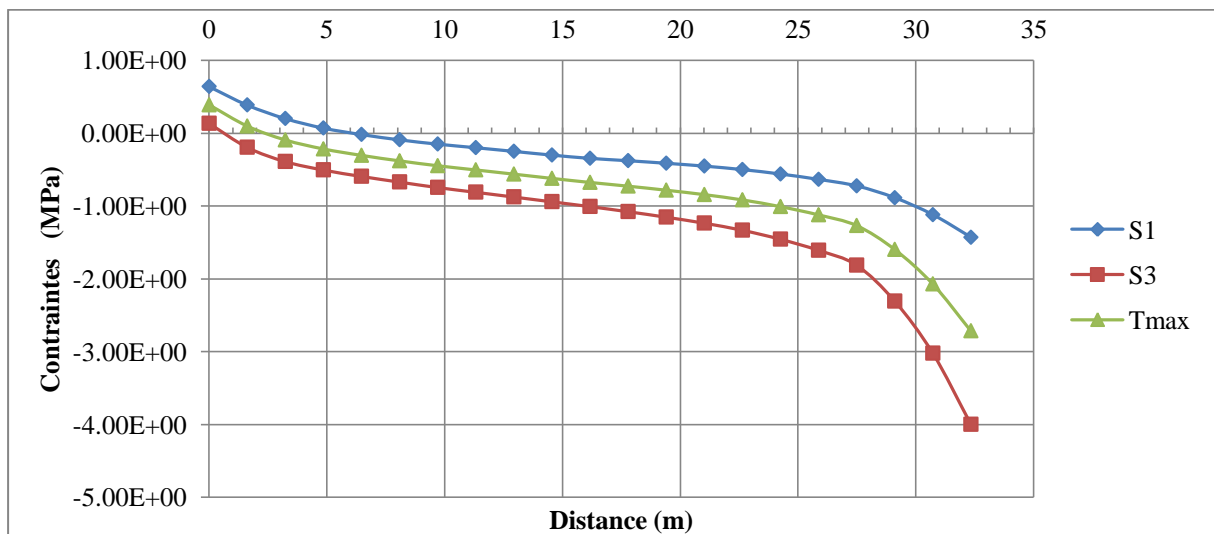


Fig. III.3 Contraintes principales dans les directions (S1, S3 et Tmax)

### III.3 ANALYSE MODALE

Toute structure, de par ses propriétés mécaniques et géométriques, a une tendance naturelle à se déformer et à prendre des formes particulières qui constituent les modes de vibration. Un mode est d'autant plus dangereux que la fréquence correspondante est faible.

Le principe de la méthode modale est de chercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Préalablement à l'analyse dynamique, les fréquences naturelles

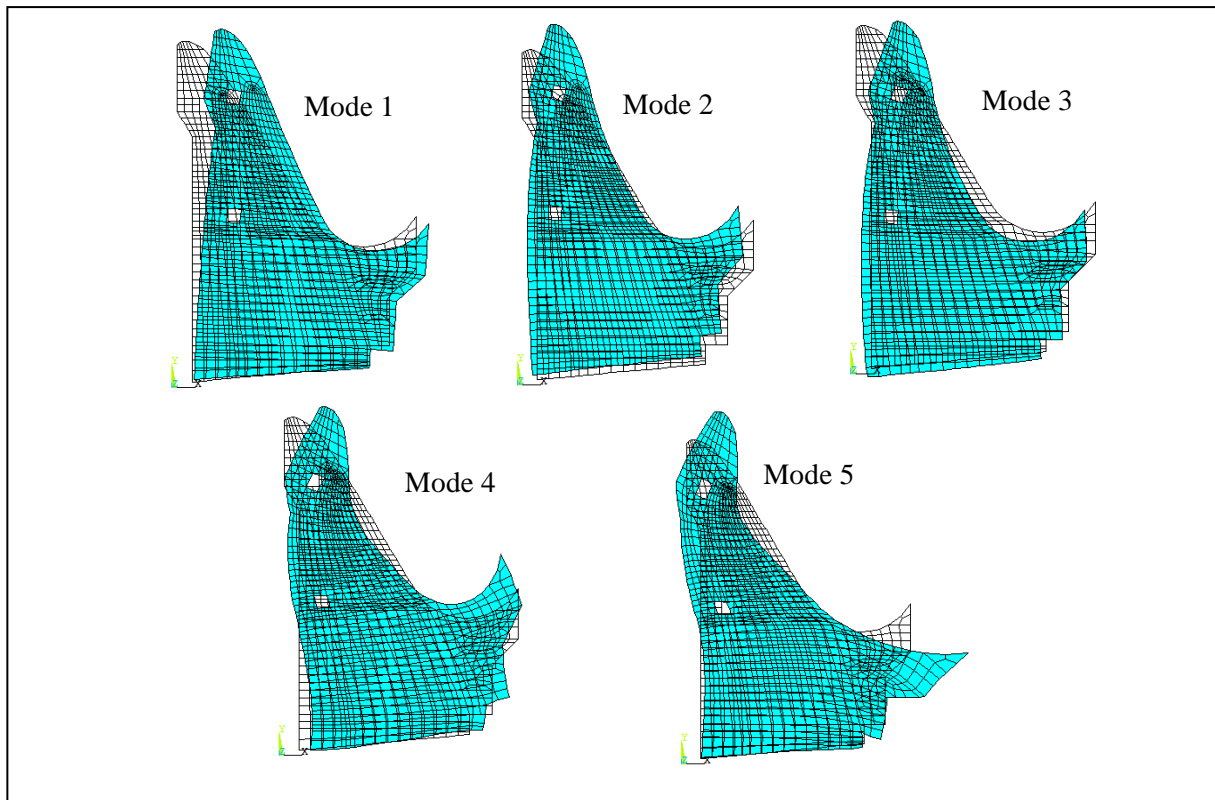
du barrage à la présence du réservoir vide sont déterminées par une analyse modale. Cette analyse a été faite dans le mode modal. Tous les degrés de liberté à la base du lit rocheux de fondation et des périphériques étaient limités. La valeur du coefficient d'amortissement considérée est de 5%.

Le tableau III.2 représente les cinq premiers modes propres de vibration.

*Tableau III.2 Résultats obtenues pour les différents modes de vibration.*

Mode	Fréquence [Hz]	Période [s]	Facteur de participation	Coefficient	Masse effective	Fraction de masse	Masse totale
1	4.332	0.231	$1.44 \times 10^3$	1.000	$2.08 \times 10^6$	0.604	0.594
2	9.729	0.103	$-8.11 \times 10^2$	0.562	$6.58 \times 10^5$	0.795	0.188
3	11.029	0.091	$-5.81 \times 10^2$	0.403	$3.38 \times 10^5$	0.892	0.096
4	18.917	0.053	$6.09 \times 10^2$	0.422	$3.71 \times 10^5$	1.000	0.106
5	23.073	0.043	$-1.80 \times 10^1$	0.012	$3.25 \times 10^2$	1.000	0.000
Somme	/	/	/	/	$3.45 \times 10^6$	/	0.985

Les déformations obtenues pour chaque mode de vibration sont représenté sur la figure III.4.



*Fig. III.4 Cartographie de la distribution des contraintes statiques dans le barrage.*

### III.4 ANALYSE DYNAMIQUE

#### III.4.1 Analyse dynamique par accélérographes

Pour cette étape d'analyse on a choisie deux séismes les plus dévastateur enregistré en Algérie qui sont le séisme de l'Asnam et celui de Boumerdes, les Accélérographes et les caractéristiques de ces deux séismes sont indique dans le tableau III.3 et la figure III.5.

Tableau III.3 Caractéristiques des deux séismes.

Nom du séisme	localisation	Date	PGA (g)	Magnitude
Asnam	15 kms à l'EST d'Al Asnam Béni Rached	10 /10/1980	0.034	7.3
Boumerdes	04 Kms des côtes entre Zemmouri et Boumerdes	21/05/2003	0.338	6.4

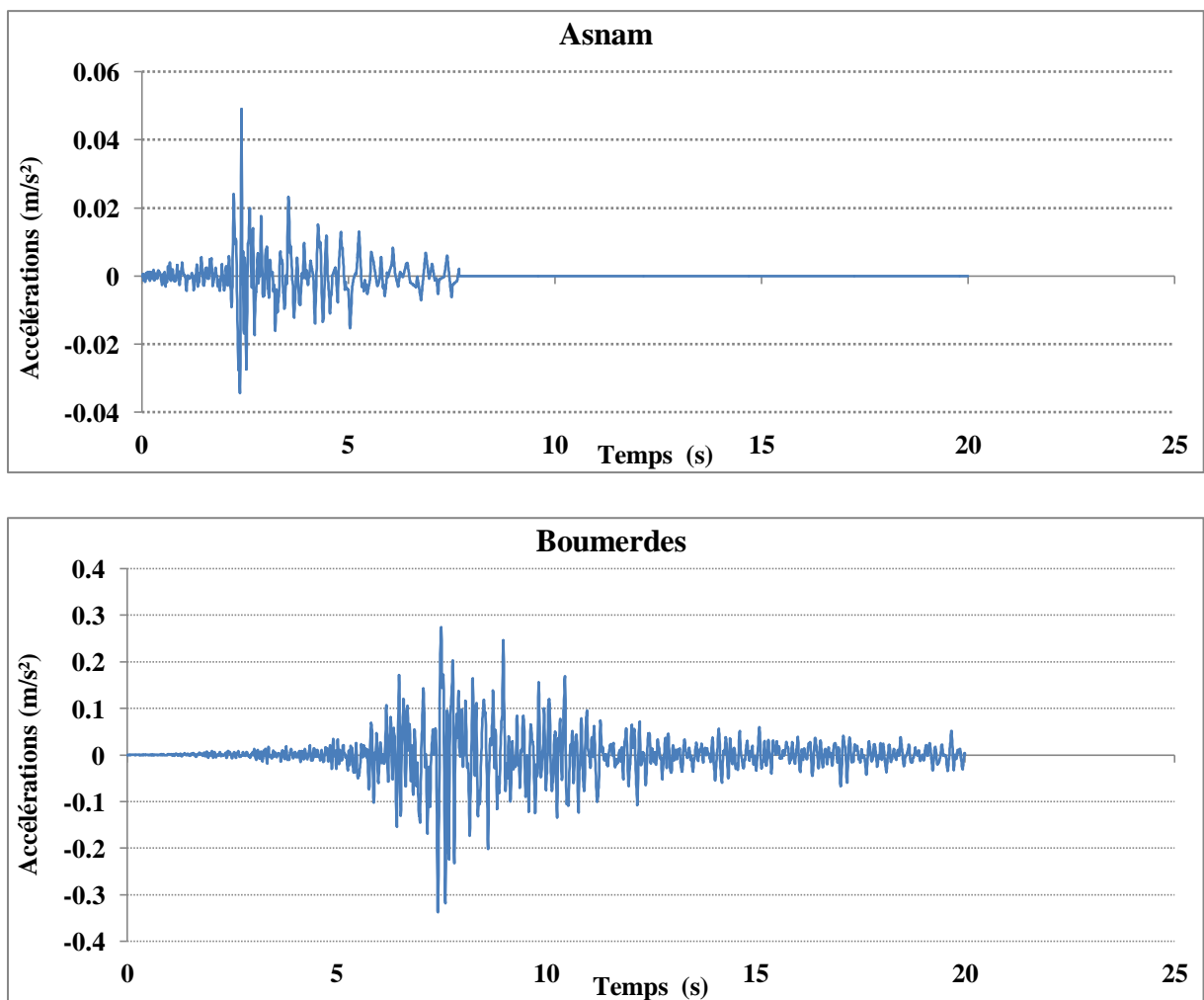


Fig. III.5 Accélérographes des deux séismes.

### III .4.1.1 résultats des déplacements au sommet du barrage

Les déplacements au sommet du barrage sous l'excitation des deux séismes sont illustrés dans la figure III.6, en comparant les deux graphes, on a constaté que l'excitation engendrée par le séisme de Boumerdes influe remarquablement sur le déplacement du barrage au sommet.

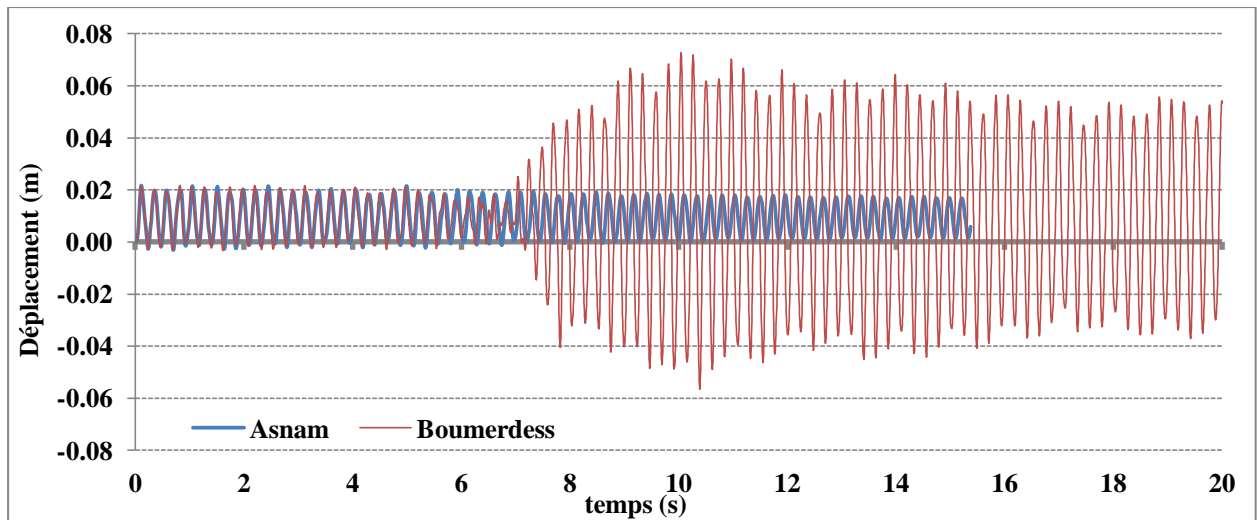


Fig. III.6 déplacement à la crête (sommet) du barrage sous l'excitation des deux séismes.

### III .4.1.2 résultats de l'accélération au sommet du barrage

Les accélérations au sommet du barrage sous l'excitation des deux séismes sont illustrées dans la figure III.6.

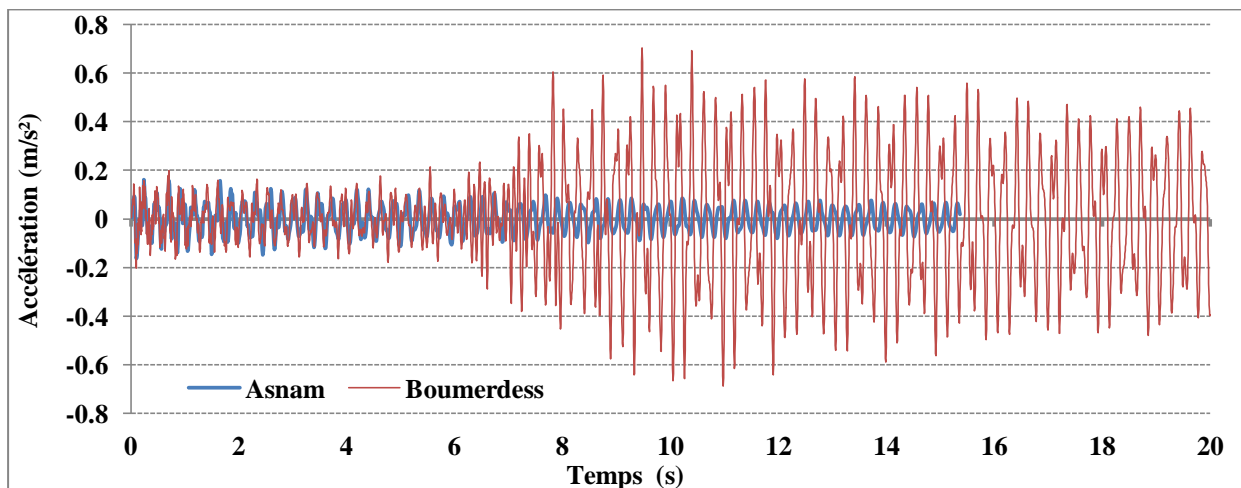


Fig. III.7 Accélération à la crête (sommet) du barrage sous l'excitation des deux séismes.



### III.4.1.2 distribution des contraintes principales ( $S_1$ ) à la base en fonction du temps

Les figures III.8 (A, B et C) ci-dessous nous présentent les distributions des contraintes principales à la base du barrage en fonction du temps c.à.d. en Amont au Milieu et en Aval pour les deux séismes, on constate que à la partie amont les contraintes de traction sont plus importantes que celles de la compression et à la partie centrale (milieu) les deux contraintes diminuent remarquablement, d'autre part en aval les contraintes s'inversent, les contraintes de compressions sont plus grandes.

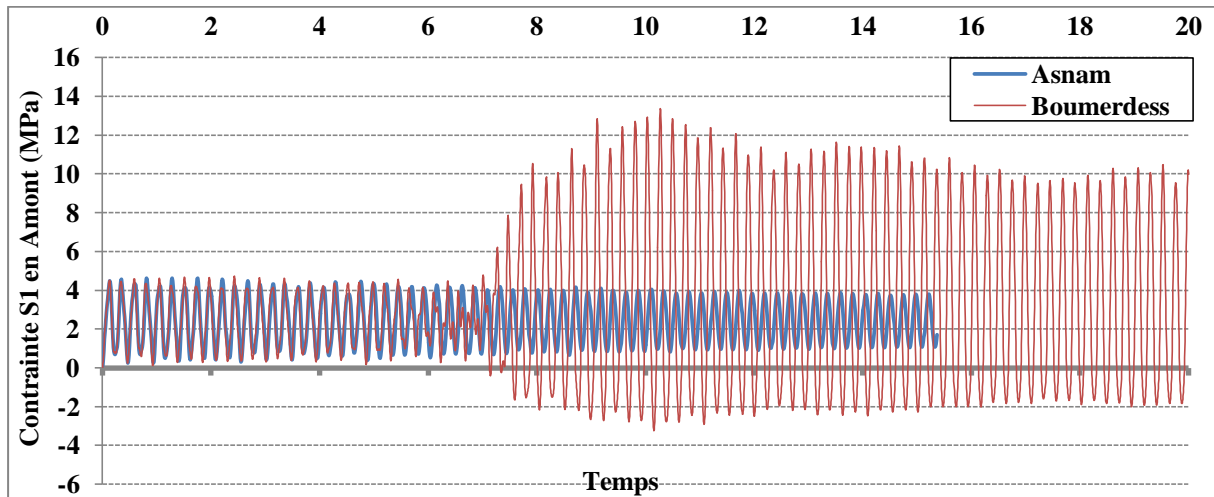


Fig. III.8.A. Contraintes principales  $S_1$  à la base du barrage en Amont pour les deux séismes.

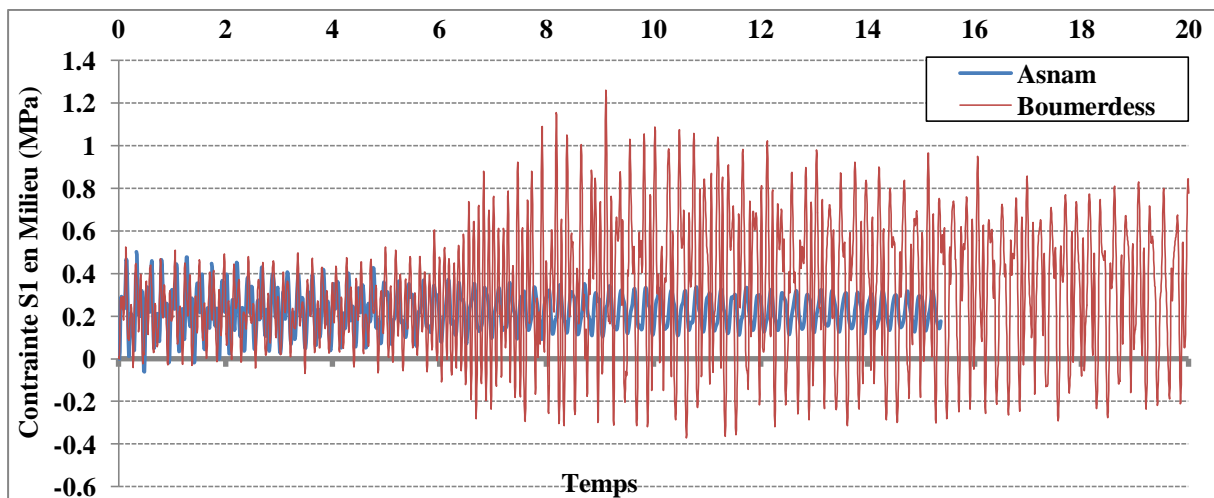


Fig. III.8.B. Contraintes principales  $S_1$  à la base du barrage au Milieu pour les deux séismes.

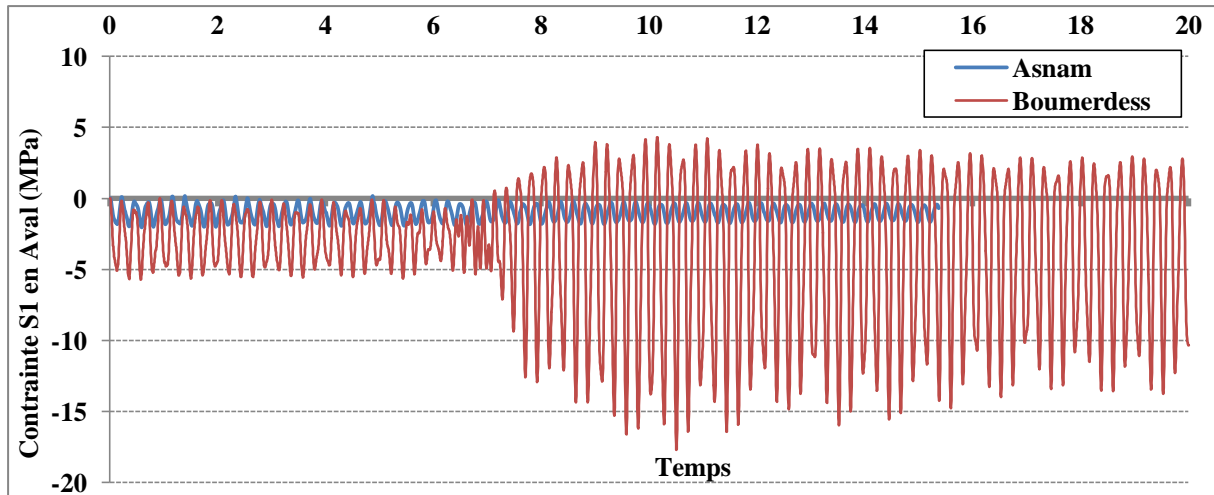


Fig. III.8.C. Contraintes principales S1 à la base du barrage en Aval pour les deux séismes.

Le tableau III.4 représente les valeurs maximales des déplacements et accélérations au sommet (crête) et les contraintes principales S1 à la base (amont, milieu et en aval) obtenues pour les deux séismes.

Tableau III.4 Comparaison des résultats des différentes caractéristiques sous l'effet des existassions des deux séismes.

	déplacement (m)	Accélération (m/s <sup>2</sup> )	Contraint S1 en Amant MPa	Contraint S1 au Milieu MPa	Contraint S1 en Aval MPa
Asnam	$2.16 \times 10^{-02}$	0.1617515	4.61263648	0.50066706	0.16896932
Boumerdes	$7.26 \times 10^{-02}$	0.7032191	13.3658454	1.26142696	4.31357794

#### • *Commentaire*

En comparant les différents résultats indiqués dans le tableau III.4, on remarque que toutes les résultats obtenues sous l'excitation du séisme de Boumerdes sont plus importantes remarquablement que celles du séisme de l'Asnam, les contraintes de traction sont concentrées principalement en amont pour les deux séismes, elles ont dépassé la limite de résistance à la traction du béton  $f_t = 2.35\text{MPa}$  ce qui va engendrer des fissures à la base du barrage.

### III.4.2 Analyse dynamique spectrale

La méthode spectrale est une technique approchée d'évaluation du maximum de la réponse de la structure à partir des maximums de réponse de chaque oscillateur modal lus sur le spectre d'oscillateur de l'excitation. Les spectres de réponse symbolisés dans les figures III.9 et III.10 sont issus des deux séismes, séisme de l'Asnam et le séisme de Boumerdes, pour un amortissement de 5% et 10%.

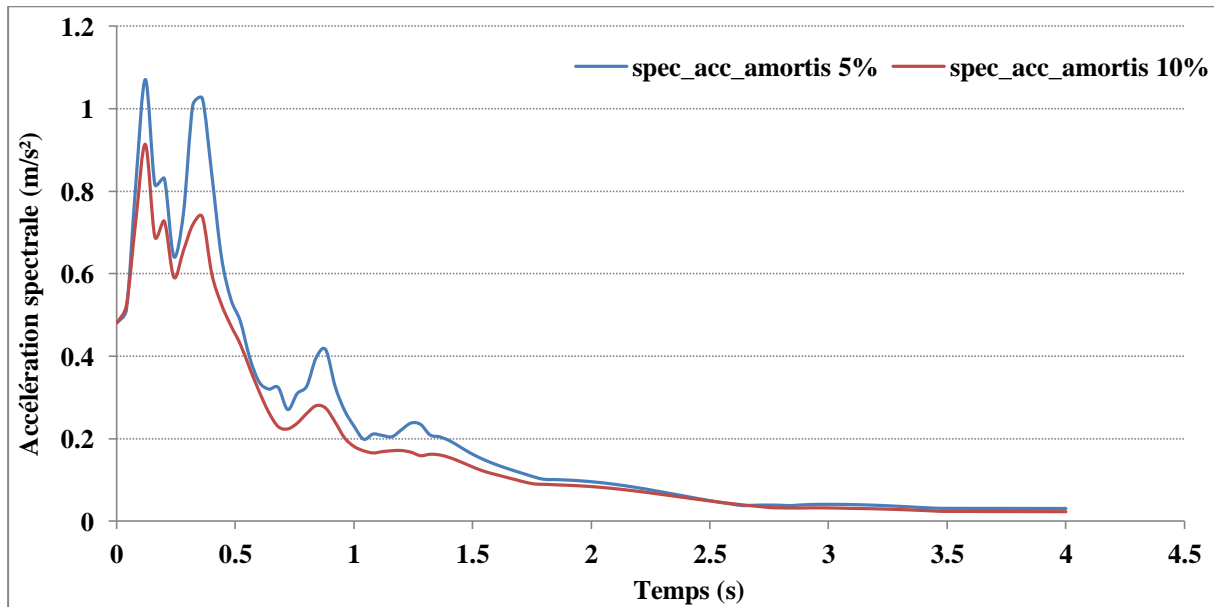


Fig. III.9. Spectres de réponse avec des amortissements de 5% et 10% (séisme d'EL Asnam).

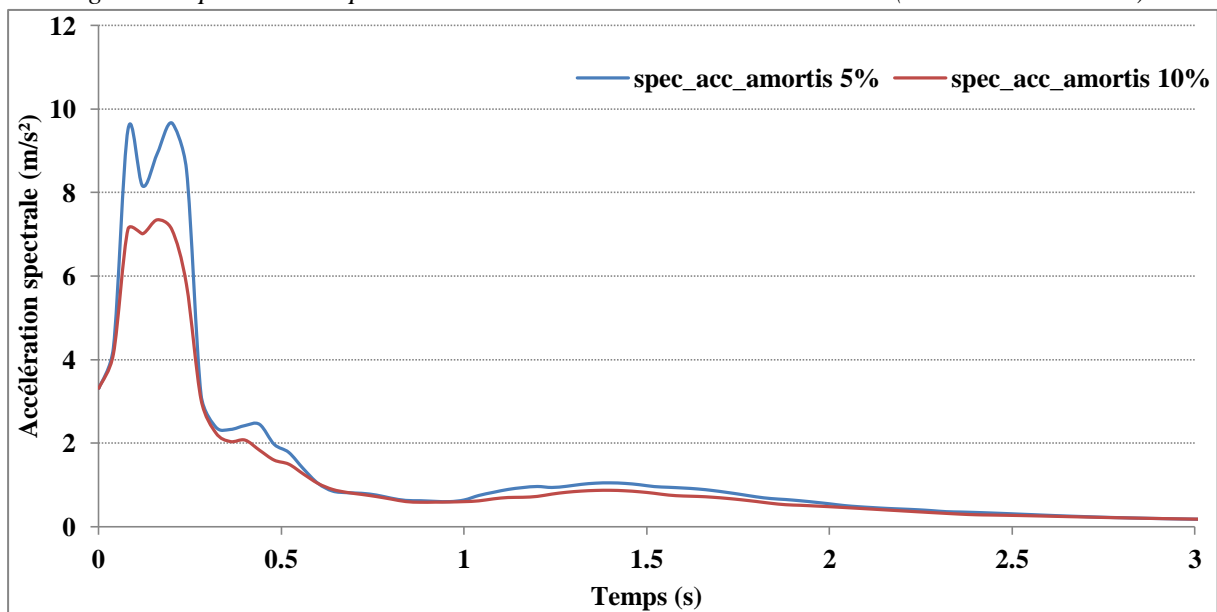


Fig. III.10 Spectres de réponse avec des amortissements de 5% et 10% (séisme de Boumerdes).

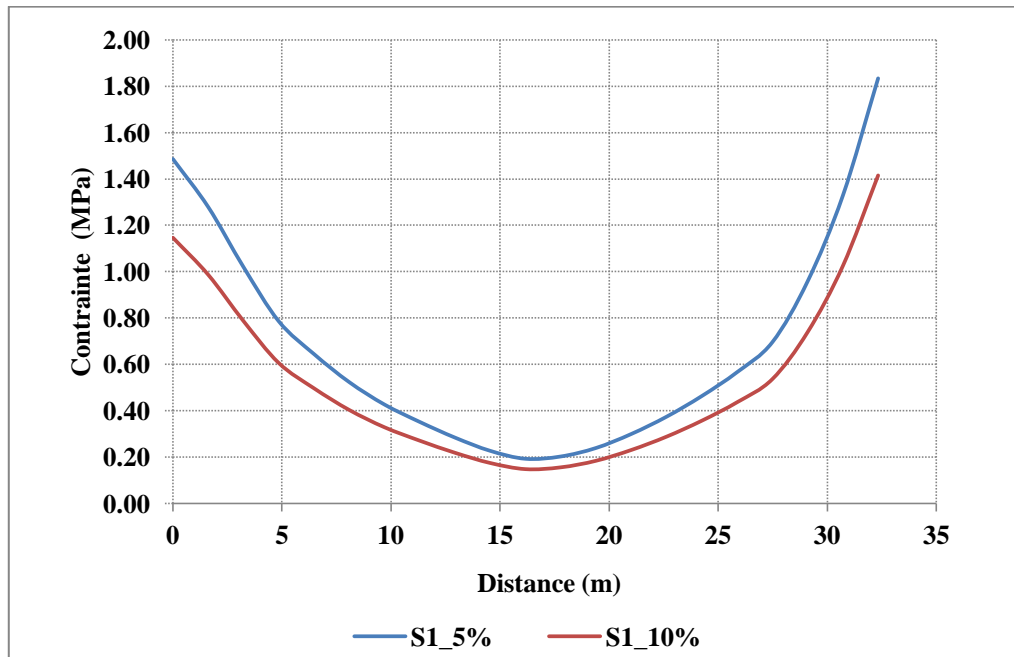
**III .4.2.1 les contraintes principales pour un amortissement de 5% et 10% (Asnam)**

Fig. III.11.A. Contraintes principales  $S_1$  à la base pour le séisme de Asnam amortie à 5% et 10%.

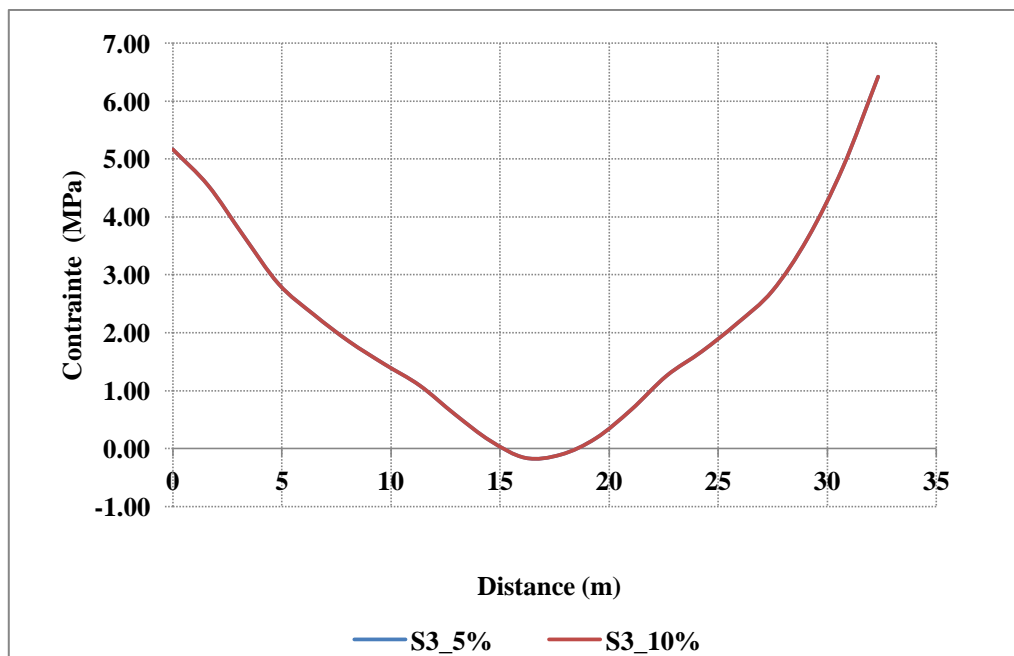


Fig. III.11.B. Contraintes principales  $S_3$  à la base pour le séisme de Asnam amortie à 5% et 10%.

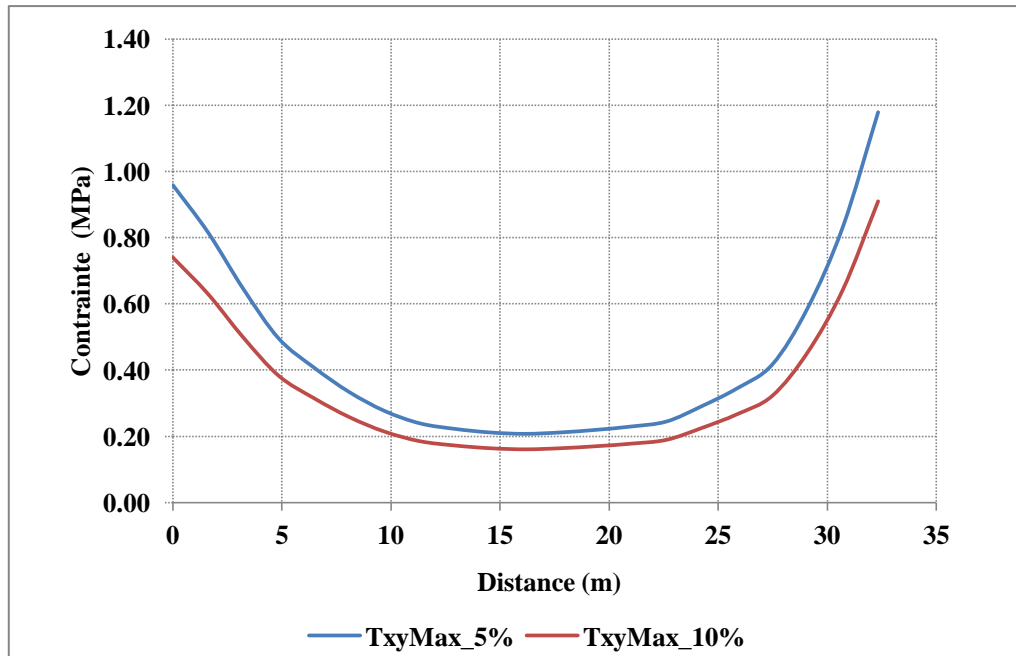


Fig. III.11.C. Contraintes principales TMax à la base pour le séisme de Asnam amorti à 5% et 10%.

Le tableau III.5 illustre les résultats des contraintes et des déplacements obtenus sous l'excitation du séisme de l'Asnam amorti à 5% et 10%.

Tableau III.5 Résultats sous l'excitation du séisme de l'Asnam amorti à 5% et 10%.

	S1		S3		Tmax		Dépl max (m)	
	5%	10%	5%	10%	5%	10%	5%	10%
Max	1.83	1.442	0.654	0.505	1.179	0.910	8. 273x10 <sup>-03</sup>	6.386x10 <sup>-03</sup>
Min	0.191	0.147	-0.0165	-0.0127	0.208	0.160		

- **Commentaire**

À partir des graphes III.11 (A, B et C) on constate que l'amortissement répercute inversement sur les contraintes principales, l'amortissement diminue remarquablement les contraintes en amont et en aval, mais au milieu l'influence de l'amortissement est faible pour les contraintes S1 et T<sub>Max</sub> et négligeable pour la contrainte S3, ces résultats sont reportés dans le tableau ci-dessus, en comparant la contrainte S1 pour 5% et 10% d'amortissement on remarque que à 10% d'amortissement la contrainte diminue de 0.043MPa par rapport à celle de 5%, d'autre part, pour les déplacements la diminution est de  $1.92 \times 10^{-4}$  m.

### III.4.2.2 les contraintes principales pour un amortissement de 5% et 10% (Boumerdes)

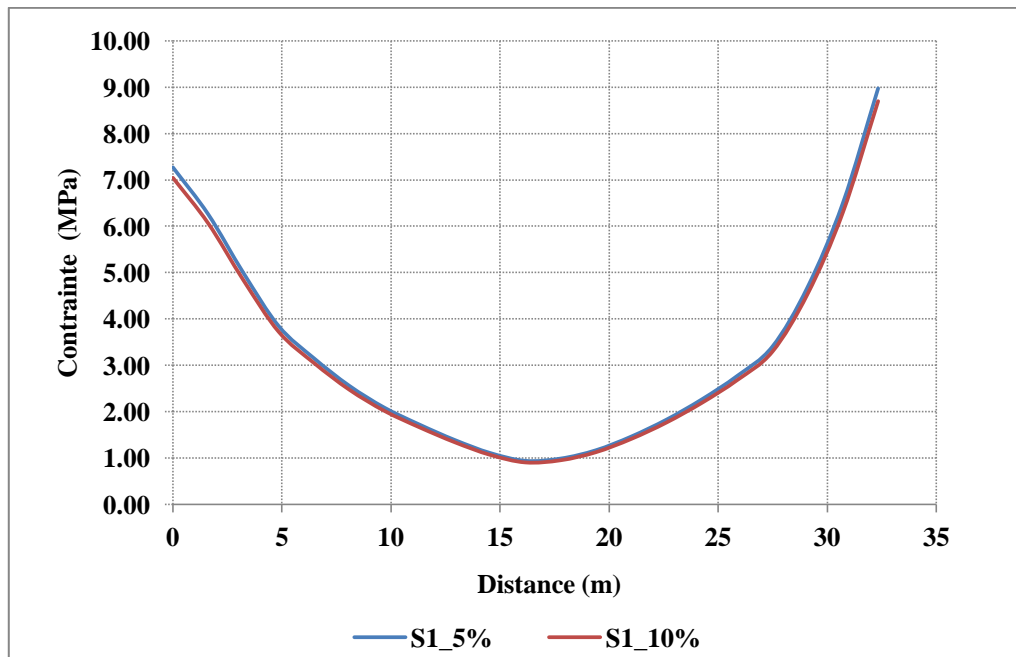


Fig. III.12.A. Contraintes principales  $S_1$  à la base pour le séisme de Boumerdes amorti à 5% et 10%.

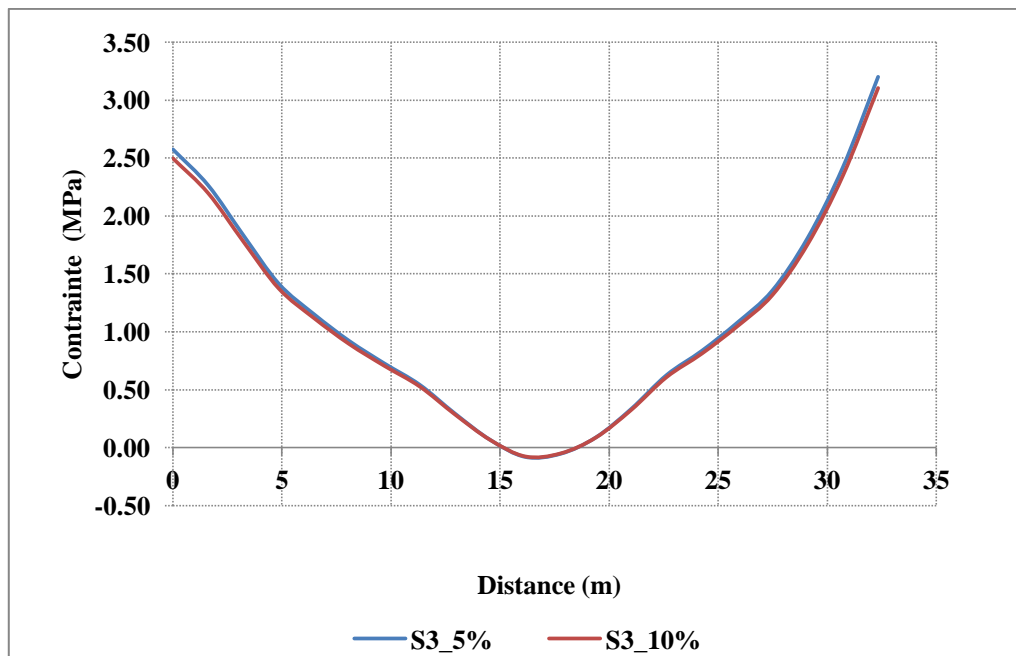


Fig. III.12.B. Contraintes principales  $S_3$  à la base pour le séisme de Boumerdes amorti à 5% et 10%.

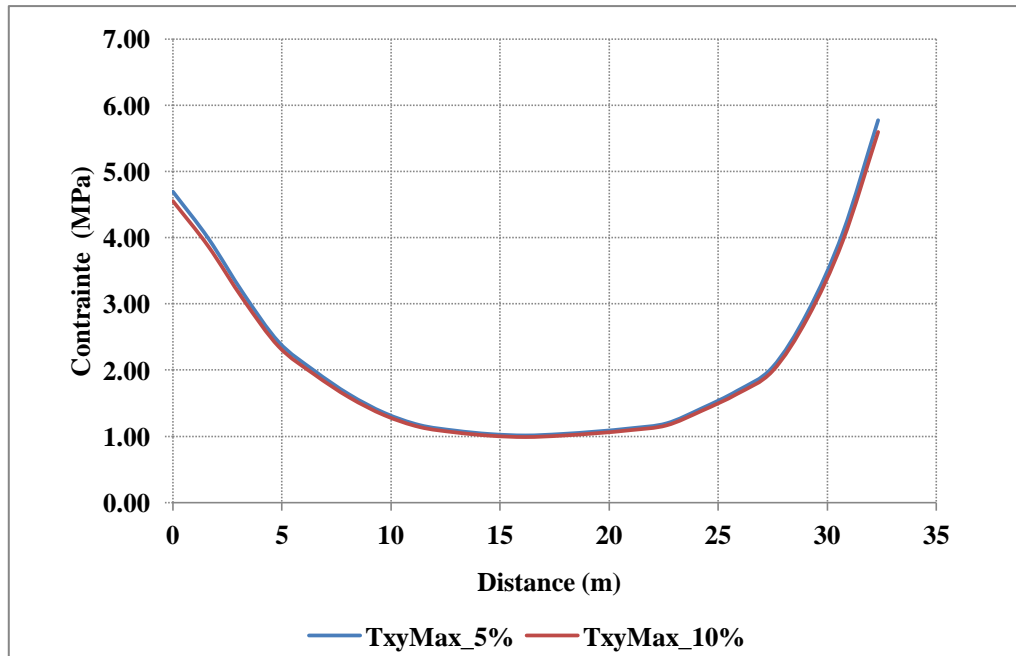


Fig. III.12.C. Contraintes principales TMax à la base pour le séisme de Boumerdes amorti à 5% et 10%.

Le tableau III.6 illustre les résultats des contraintes et des déplacements obtenus sous l'excitation du séisme de Boumerdes amorti à 5% et 10%.

Tableau III.6 Résultats sous l'excitation du séisme de Boumerdes amorti à 5% et 10%.

	S1		S3		Tmax		Dépl max (m)	
	5%	10%	5%	10%	5%	10%	5%	10%
Max	8.975	8.697	3.202	3.103	5.773	5.595	$4.05 \times 10^{-02}$	$3.92 \times 10^{-02}$
Min	0.936	0.907	-0.081	-0.078	1.016	0.985		

- **Commentaire**

La même chose que le séisme de l'Asnam et à partir des graphes III.12 (A, B et C) on constate que l'amortissement répercute inversement sur les contraintes principales, l'amortissement diminue les contraintes en amont et en aval, mais au milieu l'influence de l'amortissement est négligeable pour les trois contraintes, ces même résultats sont reportés dans le tableau ci-dessus, en comparant la contrainte S1 pour 5% et 10% d'amortissement on

remarque que la différence est faible, elle est de l'ordre de 0.028 MPa, d'autre part, pour les déplacements la diminution reste insignifiante.

### III .4.3 Comparaison des résultats entre les deux séismes

Le tableau III.7 représente les résultats maximaux des contraintes et des déplacements obtenus sous l'excitation des deux séismes, on remarque que les contraintes principales S1 dépassent la contrainte limite de résistance à la traction, qui peut générer des fissures, d'une manière générale les résultats recueilli de l'analyse dynamique montrent que le séisme de Boumerdes est plus dévastateur que celui de l'Asnam.

*Tableau III.7 Résultats comparatifs entre les deux séismes.*

	Cas	Asnam	Boumerdes
<b>Contrainte principale S1 maximale (MPa)</b>	Accélérogramme	4.613	13.366
	Spect-amort 5%	1.833	8.975
	Spect-amort 10%	1.415	8.698
<b>Déplacement maximal (m)</b>	Accélérogramme	$2.16 \times 10^{-02}$	$7.26 \times 10^{-02}$
	Spect-amort 5%	$8.27 \times 10^{-03}$	$4.052 \times 10^{-02}$
	Spect-amort 10%	$6.386 \times 10^{-03}$	$3.924 \times 10^{-02}$

### III. 5 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déceler des observations sur le comportement du système barrage, fluide, fondation de Brezina sous l'excitation des deux différents séismes. La modélisation et la méthode des éléments finis ont été utilisées pour une telle solution de problèmes; Elle nous a permis de détecter les contraintes normales et principales à la base et les déplacements au sommet, les valeurs des contraintes de traction obtenues ont dépassé les contraintes limites à la traction qui peut engendrer des fissures, cette remarque nous amène à conclure qu'il existe un risque réel sur la durabilité du barrage, les résultats dues au séisme de Boumerdes sont plus grande que celle due au séismes de l'Asnam.



# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

L'analyse des contraintes internes dans un barrage-voûte nous a permis de mieux percevoir la complexité de la tâche de l'ingénieur dans la conception d'un barrage. En effet, notre analyse prouve que les barrages ont un certain déplacement contraire à ce qui est dit et qu'aucune zone de la superstructure n'est hors du danger de fissuration et il est donc nécessaire pour l'ingénieur de trouver des solutions techniques viables.

A partir de l'analyse statique on a constaté que les contraintes varient de la traction à la compression sur toute la surface du barrage, on remarque des concentrations des contraintes de traction à la base côté amont et des contraintes de compression en aval, les contraintes que ce soit de traction ou de compression restent faible par rapport aux limites tolérés.

Passant à l'analyse modale cette dernière nous permie de déceler les modes propres de vibration de la structure, on a pris en compte les cinq (5) premier modes propres où on a constaté que les deux premier modes sont les plus importants parce que leur fréquence est faible, comme on le sait lorsque les fréquences sont faible le risque de l'écroulement.

Après l'analyse statique et modale viens l'analyse dynamique, cette analyse a été effectuer sous l'excitation de deux séismes, celui de Boumerdes et celui de l'Asnam, afin de prendre une idée sur le comportement dynamique du barrage sous l'effet de ces excitations contraintes de traction, de compression et les déplacements au sommet, le séismes de Boumerdes génère des contraintes de tractions importantes en amont et aval qui dépassent les contraintes limite à la traction, par contre les contraintes de tractions dans le cas du séisme de l'Asnam ont dépasse les limites de résistance à traction en amont seulement. On a constaté que les valeurs obtenue sous l'excitation du séisme de Boumerdes sont plus grandes que celles du séisme de l'Asnam, à titre d'exemple les contraintes principales S1 du séisme de Boumerdes en amont (13.3658454 MPa) sont presque trois (3x) fois plus grande que celles de l'Asnam (4.61263648 MPa) et malgré que la magnitude du séisme de l'Asnam est plus grande que celle de Boumerdes peut être ces résultats sont due à la duré de l'accélération.

D'une manière générale cette étude nous a permis de jugé que le barrage de Brezina si il est sollicité par des séismes de forte magnitudes que celle de Boumerdes il va y avoir des dégâts dans la structure, des fissures qui vont nuire l'étanchéité du barrage ainsi que la durabilité de l'ouvrage.

De nombreuses perspectives apparaissent à la fin de cette étude tel que :

- ❖ Procéder à une étude tridimensionnelle 3D en prenant compte l'effet des rives.
- ❖ Effectuant une étude avec des différents niveaux du fluide de réservoir (réservoir vide, moitié plein et plein).
- ❖ Etudier le barrage sous les excitations sismiques de la région malgré que la région est classé comme zone de faible sismicité.
- ❖ De procéder à un calcul qui tient en compte du volume des sédiments dans le réservoir et leurs effets sur la réponse sismique du barrage.

**REFERENCES BIBLIOGRAPHIES**

- 1. Chopra, A. K., and Gupta, S. (1981).** “Hydrodynamic and Foundation Interaction Effects in Earthquake Response of a Concrete Gravity Dam”, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol107, No ST8, pp. 1399-1412.
  
- 2. Asteris, P.G., and Tzamtzis, A.D. (2003).** “Nonlinear Seismic Response Analysis of Realistic Gravity Dam-Reservoir Systems”, International Journal of Nonlinear Sciences and Numerical Simulation, Vol 4, pp. 329-338.
  
- 3. Westergaard, H.M. (1933).**”Water pressures on dams under earthquakes” Transactions (ASCE), Vol 98, pp.418–472.
  
- 4. Zienkiewicz, O.C., and Bettles, P. (1978).** “Fluid-structure Dynamic Interaction and Wave Forces. An Introduction to Numerical Treatment”, International Journal of Numerical Meth Engineering, Vol 13, pp. 1-16.
  
- 5. Maity, D., and Bhattacharyya, S.K., (2003).** “A parametric study on fluid–structure interaction problems”, Journal of Sound and Vibration, Vol 263, pp. 917–935.
  
- 6. Datta, T. K. (2010).** “Seismic Analysis of Structures”, John Wiley& Sons, New York.
  
- 7. Kucukarslan, S., Coskun, S.B.,and Taskın,B., (2005)**“Transient analysis of dam–reservoir interaction including the reservoir bottom effects”, Journal of Fluids and Structures, Vol 20,pp. 1073–1084.
  
- 8. Maity, D and Bhattacharyya. S K., (1999).** “Time Domain Analysis of Infinite Reservoir by Finite Element Method using a Novel Far-boundary Condition”, International Journal of Finite Elements in Analysis and Design, Vol 32, pp. 85-96.
  
- 9. Chopra, A. K. (1995).** “Dynamics of Structures”, Prentice hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
  
- 10. Yasemin Bilici , Alemdar Bayraktar, Kurtulus Soyluk , Kemal Haciefendioglu, Sevket Ates, Suleyman Adanur (2009).** “Stochastic dynamic response of dam-reservoir-

foundation systems to spatially varying earthquake ground motions”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 29, pp.444– 458.

**11. Bathe, K. J., and Wilson, E.L. (1987).** “Numerical Methods in Finite Element Analysis”, Prentice-Hall of India Pvt. Ltd., New Delhi.

**12. Clough, R. W., and Penzien, J. (1975).** “Dynamics of Structures”, McGraw Hill, New York.

**13. PEER (2007)** <http://peer.berkeley.edu/smcat/search.html>.

**14. Benjamin Miquel and Najib Bouaanani. (2010).** “Simplified evaluation of the vibration period and seismic response of gravity dam water systems”, Engineering Structures, Vol 32, pp. 2488-2502.

**15. Yazdchi, M., Khalili, N., and Valliappan, S.,(1999).** “Dynamic soil-structure interaction analysis via coupled finite-element-boundary-element method”, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 18, pp. 499-517.

**16. Millan, M. A., Young, Y. L., and Prevost, J. H. ., (2007).** “The effects of reservoir geometry on the seismic response of gravity dams”, Earthquake engineering and structural dynamics, Vol 36, pp. 1441-1459.

**17. Calayir, Y., Dumanoglu, A. A., and Bayraktar A. (1996).** “Earthquake analysis of gravity dam-reservoir systems using the eulerian and lagrangian approaches”, Computers & Structures, Vol. 59. No. 5, pp. 877-890.

**18. Alemdar Bayraktar, Ebru Hancer, and Aydin Dumanoglu, A.,(2005),** “Comparison of stochastic and deterministic dynamic responses of gravity dam–reservoir systems using fluid finite elements”, Finite Elements in Analysis and Design ,Vol 41, pp. 1365–1376.

**19. Li Shang-ming, Liang Hong and Li Ai-min. (2008).** “A semi-analytical solution for characteristics of a dam reservoir system with absorptive reservoir bottom”, Journal of hydrodynamics, Vol 20, No 6, pp. 727-734.

**20. Ahmad Aftabi Sani and Vahid Lotfi (2010).** “Dynamic analysis of concrete arch dams by ideal-coupled modal approach”, Engineering Structures, Vol 32, pp.1377-1383.

- 21. Ali Samii and Vahid Lotfi. (2007).** “Comparison of coupled and decoupled modal approaches in seismic analysis of concrete gravity dams in time domain”, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol 43, pp. 1003-1012.
- 22. Ghaemina, M., and Ghobarah, A. (1999).** “Nonlinear seismic response of concrete gravity dams with dam–reservoir interaction”, *Engineering Structures*, Vol 21, pp. 306–15.
- 23. Fenves, G., and Chopra, A.K.(1987).** “Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams”, *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol 113, No 8, pp.1688-708.
- 24. Alemdar Bayraktar, Temel Turker, Mehmet Akkose and Sevet Ates. (2010).** “The effect of reservoir length on seismic performance of gravity dams to near- and far-fault ground motions”, *Natural Hazards*, Vol 52, pp 257–275.
- 25. Der kiureghian, A. (1981).** “Seismic Risk Analysis of Structural System”, *Proceedings of the ASCE*, Vol. 107, pp. 1133-1153.
- 26. Der kiureghian, A. (1996).** “Structural Reliability Methods for Seismic Safety assessment-a review”, *Engineering Structure*, Vol. 18, No. 6, pp. 412-434.
- 27. Ahmad Aftabi Sani and Vahid Lotfi (2010).** “Dynamic analysis of concrete arch dams by ideal-coupled modal approach”, *Engineering Structures*, Vol 32, pp.1377-1383.
- 28. Michael R. Ross, Carlos A. Felippa, K.C. Park, Michael A. Sprague (2008).** “Treatment of acoustic fluid–structure interaction by localized Lagrange multipliers: Formulation” *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* Vol 197 .pp.3057–3079
- 30. Li QS, Li ZN, Li GQ, Meng JF, Tang J.** Experimental and numerical seismic investigations of the Three Gorges Dam.*Engineering Structures* 2005 .Vol 27.pp 501-513.
- 31. Araujo J.M.; Awruch A.M. (1998).** Probabilistic finite element analysis of concrete gravity dams, Vol 29, Number 2, March 1998, pp. 97-104.
- 32. Guan F.; Moore I.D. (1997).** New techniques for modelling reservoir-dam and foundation-dam interaction Vol 16, Number 4, 1997 , pp. 285-293.

## Résumé

L'analyse de la réponse sismique d'un barrage en béton est un problème complexe dans lequel la représentation du comportement du matériau nécessite une certaine forme de modèle non linéaire, en particulier si le béton est soumis à d'importantes état de contrainte. En cas de mouvements graves du sol, des fissurations considérables est susceptible de se développer à travers de vastes régions du barrage, en particulier au niveau de la base du barrage et dans le voisinage des changements brusques de géométrie.

Dans ce travail de recherche qui est porté sur l'étude de l'analyse séismique d'un barrage en béton. Pour cela le barrage choisi est celui de Brezina wilaya d'El-Bayadh, qui est un barrage voûte en béton. Cette analyse est basée sur une simulation numérique de l'effet dynamique. Ce travail est accompli en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide de programme ANSYS 12.1, le barrage a été modélisé en deux dimensions où quatre types d'analyses ont été effectués : analyse statique, analyse modale, analyse sismique sous excitation de deux accélérogramme algérien ; celui de l'Asnam (1980) et celui de Boumerdes (2003), et une analyse spectrale.

L'étude à l'objectif de visé le comportement du barrage sous l'excitation séismiques et la détection des anomalies dans les contraintes et les déplacements qui peuvent être nuisible pour la structure, Des conclusions d'importance pratique sont également formulées sur la base des résultats obtenus en utilisant diverses stratégies de résolution numérique.

**Mots clés:** Comportement dynamique, méthode des éléments finis, fissurations, barrage, analyse spectrale.