



Université A. MIRA, - Béjaïa -  
Faculté de Technologie  
Département de Génie Civil

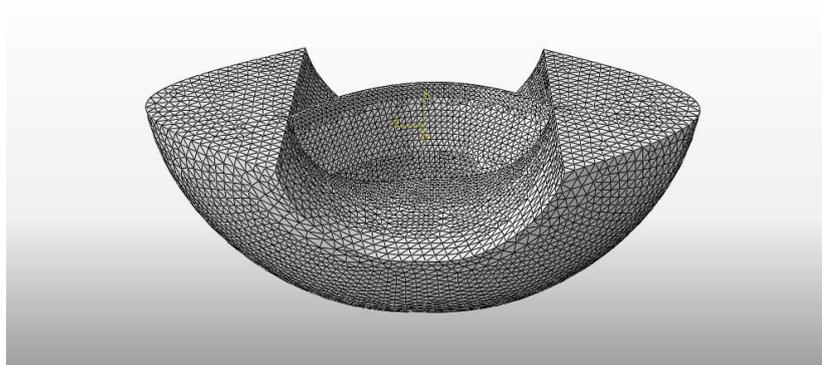
## MEMOIRE

Pour obtenir le titre de Master en Génie Civil  
**Option : Matériaux et Structure**

### Thème

# ETUDE DE LA REPONSE SISMIQUE D'UN BARRAGE- VOUTE AVEC INTERACTION FLUIDE-SOL-STRUCTURE PAR LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

(APPLICATION AU BARRAGE-VOUTE DE TICHI HAF)



### PRESENTE PAR

MR. KASMI FARES

M<sup>ELLE</sup>. MOUHOUBI FATIMA

**SOUTENU LE 27-06-2012 DEVANT LE JURY COMPOSE DE :**

MR. BECHEUR	ABDELHAMID	Maitre de conférences	Président
MR. RAMDANI	LYES	Maitre-assistant	Rapporteur
MR. BELHAMDI	NOUREDDINE	Maitre-assistant	Examineur

2011-2012

# DÉDICACES

*Je dédie ce travail à :*

*Mes parents bien aimés, que je remercie infiniment ;*

*Mes grands-parents à qui je souhaite une longue vie ;*

*Mes chers frères et sœurs : Rima, Brahim, Katia et Dadou ;*

*Mes oncles, tantes, cousins, cousines : Boualam, Narimène, Lydia et à toute ma famille ;*

*Ma collègue FATIMA et à toute sa famille.*

*Tous mes amis en particulier Mounir, Nabil... et tous mes copains de l'ITE (chambre F01).*

**Halim**

*A mes très chers parents, qui ont donné du sens à mon existence ;*

*A mes frères et sœurs : Nadir, Chabane, Razik, Noura, Salima, Zahia, Mourad et Nedjima ;*

*A mes belles sœur, et mes beaux-frères : Amel, Selma, Lynda, Saadi et Ali ;*

*A mes très chères nièces : Cylina, Mayssam et Maylisse ;*

*A la mémoire de mes grands-parents et mon oncle Hafid ;*

*A mon oncle Moukrane et ma tante Malika et toute leurs familles ;*

*A toutes mes tantes, mes cousins et mes cousines ;*

*A mon Binôme Halim à qui je dois un grand merci ;*

*A tous mes amis que je n'oublierai jamais : Rahima, Souhila, Souad&Salah, Saâd, Basma, Bya, Kamilia...*

**Fatima**

# Remerciements

Nous tenons à remercier d'abord Dieu, qu'il nous guide dans le droit chemin, nos parents qui ont sacrifiés leurs vies pour notre bien, nos frères et sœurs.

Notre promoteur, le chef de département de Génie Civil M<sup>r</sup> RAMDANI Lyes, qui a contribué à notre formation, et nous a tellement aidés dans notre travail. A tout le personnel du département.

M<sup>r</sup> TARIKET Zahir qui nous a permis d'accéder aux archives du barrage de Tichi Haf.

Nous tenons à remercier vivement, les membres du jury M<sup>r</sup> A. BECHEUR ET M<sup>r</sup> N. BELHAMDI qui ont accepté d'examiner notre travail.

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans notre formation.

Tous nos amis et proches avec lesquels on a partagé le meilleur et le pire, on a connu des hauts et des bas, auquel nous ne trouvons pas les mots qu'il faut pour les remercier assez : Sofiane, Idir&Katia, Kahina, Sabrina, Abla, Nassima&Salim, Tarik, Idir, Farouk, Ferhat..., et toute la promotion 2012.

## Résumé

Le travail réalisé dans ce projet de fin d'étude a fait une investigation des effets d'interaction sol-structure et fluide-structure sur la réponse sismique du barrage Tichi Haf, par la méthode des éléments finis, qui consiste à discrétiser la structure du barrage et le massif du sol en éléments tétraédriques à trois degrés de liberté par nœud, tout en faisant varier la frontière de troncature du sol. L'effet d'interaction fluide-structure est pris en compte en utilisant le model de masse ajoutée de Westergaard, et cela pour différents taux de remplissage du réservoir.

**Mots-clés :** Barrage-voûte, Etude sismique, Interaction fluide-structure, Interaction sol-structure, Méthode des Éléments Finis, Période fondamentale, Dynamique Des Structures.

## Abstract

The work completed in this project of end of study made an investigation of the effects of interaction soil-structure and fluid-structure on the seismic response of Tichi Haf arch dam, by the finite element method, which consists with modelling the dam structure and the massive soil of the tetrahedric elements to three degrees of freedom per node, while varying the border of truncation of the soil. The effect of interaction fluid-structure is taken into account by using the model of added mass of Westergaard, and that for various rates of filling of the tank.

**Keywords:** Arch dam, seismic response, Interaction fluid-structure, Interaction soil-structure, Finite element method, fundamental Period, Dynamic of the Structures.



2.2.1	Equation d'élasticité linéaires .....	21
2.2.2	Formulation variationnelle (intégrale) .....	22
2.2.3	Expression des matrices élémentaires et du vecteur chargement .....	24
2.2.4	Modélisation de l'interaction sol-structure .....	27
2.2.5	Prise en compte des effets hydrodynamique .....	32
<b>CHAPITRE 3</b>	<b>PRISE EN MAIN DU LOGICIEL DE CALCUL ABAQUS .....</b>	<b>35</b>
3.1	INTRODUCTION .....	35
3.2	LOGICIEL DE CALCUL ABAQUS .....	36
3.2.1	Présentation générale d'ABAQUS .....	36
3.2.2	Le moteur de calcul .....	36
3.2.3	Présentation rapide du module CAE .....	36
3.2.4	Alternatives possibles .....	37
3.3	PRISE EN MAIN DU LOGICIEL ABAQUS (APPLICATION POUR LE CAS D'UN BARRAGE EN DEFORMATION PLANE) .....	38
3.3.1	Présentation du barrage de Pine Flat.....	39
3.3.2	Etude des vibrations libres.....	40
3.3.3	Etude de la réponse sismique .....	43
3.4	CONCLUSION .....	46
<b>CHAPITRE 4</b>	<b>APPLICATION AU CAS D'UN BARRAGE-VOUTE.....</b>	<b>47</b>
4.1	INTRODUCTION .....	47
4.2	PRESENTATION DU BARRAGE .....	48
4.3	ETUDE PARAMETRIQUE .....	51
4.3.1	Etude des vibrations libres.....	51
4.3.2	Etude de la réponse sismique .....	59
	<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>74</b>
	<b>BIBLIOGRAPHIE .....</b>	<b>76</b>

# TABLE DES FIGURES

<b>Figure 1.1.</b> Barrage poids de la Grande Dixence (Suisse) .....	5
<b>Figure 1.2.</b> Barrage voûte de Naret 1(Suisse).....	6
<b>Figure 1.3.</b> Barrage à voûtes multiples de Manic 5 (Canada) .....	6
<b>Figure 1.4.</b> Barrage à contreforts d'Ekbatan (Iran).....	7
<b>Figure 1.5.</b> Barrage mobile.....	7
<b>Figure 1.6.</b> Digue de Karkeh (Iran) .....	8
<b>Figure 1.7.</b> Evacuateurs de crues.....	9
<b>Figure 1.8.</b> Utilisation de la vidange de fond de Shahid Rajaei lors de la construction .....	9
<b>Figure 1.9.</b> Parement amont du barrage de Shahid Rajaei .....	9
<b>Figure 1.10.</b> Sous pressions sous la fondation d'un barrage .....	14
<b>Figure 1.11.</b> Ville à l'aval d'un barrage .....	16
<b>Figure 1.12.</b> La rupture d'un barrage.....	17
<b>Figure 1.13.</b> Photos du barrage avant et après sa rupture le 2 décembre 1959. La solidité de l'assise de l'ouvrage sur les rochers était insuffisante. ....	18
<b>Figure 2.1.</b> Décomposition du problème d'interaction sol-structure.....	28
<b>Figure 2.2.</b> Modèle d'interaction sol-structure .....	30
<b>Figure 2.3.</b> Représentation de la masse-ajoutée de Westergaard. ....	33
<b>Figure 3.1.</b> Les principales procédures et les fichiers .....	38
<b>Figure 3.2.</b> Géométrie et maillage de l'interface barrage-sol.....	39
<b>Figure 3.3.</b> L'enregistrement sismique de Loma Preita 1989. ....	44
<b>Figure 3.4.</b> Déplacement en fonction du temps à la crête du barrage avec IFS. ....	44
<b>Figure 3.5.</b> Déplacement en fonction du temps à la crête du barrage avec IFSS (fondation sans masse).....	45

<b>Figure 3.6.</b> Déplacement en fonction du temps à la crête du barrage avec IFSS (fondation massive).....	45
<b>Figure 4.1.</b> Plan de situation du barrage Tichi Haf.....	48
<b>Figure 4.2.</b> Plan de masse du barrage Tichi Haf.....	49
<b>Figure 4.3.</b> Géométrie et maillage du barrage TICHY HAF.....	50
<b>Figure 4.4.</b> Géométrie et maillage du sol de fondation.....	50
<b>Figure 4.5.</b> Géométrie et maillage du système couplé sol-barrage.....	51
<b>Figure 4.6.</b> Valeurs des périodes propres du premier mode du barrage pour des différents taux de remplissage du réservoir.....	52
<b>Figure 4.7.</b> Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide.....	53
<b>Figure 4.8.</b> Les quatre premiers modes propres pour un taux de remplissage de 25%.....	53
<b>Figure 4.9.</b> Les quatre premiers modes propres pour un taux de remplissage de 50%.....	54
<b>Figure 4.10.</b> Les quatre premiers modes propres pour un taux de remplissage de 75%.....	54
<b>Figure 4.11.</b> Les quatre premiers modes propres pour le barrage plein.....	55
<b>Figure 4.12.</b> Valeurs des périodes propres du premier mode du barrage pour des différentes dimensions du sol.....	56
<b>Figure 4.13.</b> Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide avec ISS pour un sol de largeur $H_s$ .....	56
<b>Figure 4.14.</b> Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide avec ISS pour un sol de largeur $2H_s$ .....	57
<b>Figure 4.15.</b> Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide avec ISS pour un sol de largeur $3H_s$ .....	57
<b>Figure 4.16.</b> Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide avec ISS pour un sol de largeur $4H_s$ .....	58
<b>Figure 4.17.</b> Les quatre premiers modes propres pour le barrage avec prise en compte de l'IFSS.....	59
<b>Figure 4.18.</b> Les accélérations sismiques de Loma Preita 1989.....	60
<b>Figure 4.19.</b> Déplacement en crête du barrage encastré.....	60

<b>Figure 4.20.</b> Variation des contraintes en fonction du temps à la base du barrage. .....	61
<b>Figure 4.21.</b> Variation des déformations en fonction du temps dans le barrage encastré.....	61
<b>Figure 4.22.</b> Déplacement en crête du barrage avec IFS en fonction du temps. ....	62
<b>Figure 4.23.</b> Variation des contraintes en fonction du temps à la base du barrage avec IFS.....	62
<b>Figure 4.24.</b> Variation des déformations en fonction du temps dans le barrage avec IFS.....	63
<b>Figure 4.25.</b> Déplacement en crête du barrage avec ISS en fonction du temps. ....	64
<b>Figure 4.26.</b> Variation des contraintes en fonction du temps à la base du barrage avec ISS.....	64
<b>Figure 4.27.</b> Variation des déformations en fonction du temps dans le barrage avec ISS.....	64
<b>Figure 4.28.</b> Déplacement en crête du barrage avec IFSS en fonction du temps....	65
<b>Figure 4.29.</b> Variation des contraintes en fonction du temps à la base du barrage avec IFSS. ....	66
<b>Figure 4.30.</b> Variation des déformations en fonction du temps dans le barrage avec IFSS. ....	66
<b>Figure 4.31.</b> Valeurs des déplacements maximaux en crête du barrage pour les différents cas étudiés.....	67
<b>Figure 4.32.</b> Déplacements maximaux dans le barrage pour les différent cas d'étude.....	68
<b>Figure 4.33.</b> Valeurs des contraintes maximales à la base du barrage pour les différents cas étudiés.....	68
<b>Figure 4.34.</b> Contraintes maximales dans le barrage pour les différents cas d'étude.....	69
<b>Figure 4.35.</b> Les contraintes maximales dans le barrage suivant le y pour les différents cas étudiés.....	70
<b>Figure 4.36.</b> Déformations maximales dans le barrage pour les différent cas d'étude.....	71
<b>Figure 4.37.</b> Les déformations maximales dans le barrage suivant le sens y pour les différents cas étudiés. ....	72

# TABLE DES TABLEAUX

<b>Tableau 3.1.</b> Caractéristiques mécaniques et géométriques du barrage de Pine Flat. ....	40
<b>Tableau 3.2.</b> Périodes propres du barrage de Pine Flat vide (sans ISS). ....	41
<b>Tableau 3.3.</b> Période propre (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein) sans ISS. ....	41
<b>Tableau 3.4.</b> Période propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein). ....	43
<b>Tableau 3.5.</b> Déplacement maximaux (cm) en crête du barrage Pine Flat (barrage plein) .....	45
<b>Tableau 4.1.</b> Dimensions et propriétés matérielles du barrage TICHY HAF .....	49
<b>Tableau 4.2.</b> Propriétés de la roche de fondation.....	49
<b>Tableau 4.3.</b> Périodes propres du barrage de TICHY HAF pour des différents niveaux de remplissage du réservoir .....	52
<b>Tableau 4.4.</b> Périodes propres du barrage de TICHY HAF pour des différents diamètres du sol de fondation (fondation massive).....	55
<b>Tableau 4.5.</b> Périodes propres du barrage de TICHY HAF avec IFSS .....	58

# INTRODUCTION GENERALE

Au seuil de ce XXI<sup>ème</sup> siècle, les problèmes causés par le manque d'eau se posent avec de plus en plus d'acuité. On assiste ainsi à une concentration des populations dans les zones les mieux arrosées, ce qui augmente la demande en eau et crée des problèmes d'hygiène dans ces zones. Une analyse plus poussée du problème montre que les populations souffrent beaucoup plus de la mauvaise répartition de l'eau dans le temps que de sa rareté.

Le séisme et l'un des ennemis majeurs des ouvrages de génie civil, le calcul parasismique de ces ouvrages dépend tout d'abord du degré d'activité sismique de la région considérée. Plusieurs aspects sismologiques influence directement le travail de l'ingénieur en structure. Parmi ceux-ci, on note :

- La distribution des sources sismotectoniques affectant le site de l'ouvrage ;
- Les mécanismes de rupture de chacune de ces sources ;
- L'activité sismique de ces sources en ce qui concerne la récurrence des magnitudes ;
- L'intensité des vibrations au sol émanant de ces sources ;
- L'atténuation des vibrations au sol en fonction de la distance.

Tous les ouvrages de génie civil présentent un certain degré d'interaction ou de couplage avec les milieux environnants. Ce couplage peut être dû aux effets thermiques, inertiels, cinématiques, ou autres. Pour le cas des barrages, on distingue deux types d'interactions : 'Interaction sol-structure' et 'Interaction fluide-structure'.

L'interaction sol-structure traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme, du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). [9,10,11,12,13,14,32]. La nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolement mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, rend les analyses d'interaction sol-structure impérieuse pour une part grandissante d'ouvrages importants (Barrages, centrale nucléaires, réservoirs de gaz naturel liquéfié...). [9]

Il existe plusieurs raisons de considérer l'interaction sol-structure :

- Dans le but d'inclure dans les modes de déformation les mouvements à la base de la structure : la rotation à la fondation, le décollement de la structure etc... ;
- Pour obtenir une meilleure approximation de la période de vibration du système couplé qui sera plus longue que la période du système avec base rigide ;
- Pour évaluer le comportement d'ouvrages critiques tels les Barrages.

Les problèmes d'interaction fluide-structure peuvent intervenir dans divers domaines des sciences de l'Ingénieur. En particulier, l'importance du phénomène d'interaction fluide-structure sur le comportement dynamique des barrages en béton sous actions sismiques constitue un domaine actif de recherche. La prédiction des mouvements couplés du système barrage-réservoir ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe. [3,13,14,15,17,18,19,20,21,22]

De tous les aménagements possibles, le barrage-voûte jouit actuellement d'une faveur grandissante grâce aux avantages qu'il offre par rapport aux autres. Aussi, la technique de construction de ce type de barrage permet de profiter considérablement des capacités géotechniques du sol en place. De plus, sur le plan économique, le barrage-voûte permet de réaliser un gain appréciable sur la quantité de béton utilisée. [1,2,3,4,6,7,8,30]

Dans notre projet de fin d'étude on va s'intéresser à l'étude de la réponse sismique du barrage voûte Tichi Haf avec interaction fluide-sol-structure par la méthode des éléments finis, qui est organisé comme suit :

- La prise en main du logiciel de calcul Abaqus, en étudiant les vibrations libres et la réponse sismique du barrage Pine Flat déjà étudié par Wilson et Chopra ;
- L'étude des vibrations libres et la réponse sismique du barrage voûte Tichi Haf.

# CHAPITRE 1

## GENERALITES SUR LES BARRAGES

### 1.1 Introduction

un barrage est un ouvrage artificiel coupant le lit d'un cours d'eau et destiné à réguler le débit du cours d'eau et/ou à stocker, à titre provisoire, un volume d'eau plus au moins important afin de pouvoir le restituer plus tard, et servant à assurer la régulation, soit à alimenter des villes en eau ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie, hormis pour un usage exclusivement touristique et pour lequel l'idéal est un plan d'eau à niveau constant. [1]

Il est très difficile de dire qui a construit le premier ouvrage de retenue d'autant qu'il est fort probable qu'il s'agissait d'un « tas de terre » dont il ne reste aujourd'hui aucune trace.

D'après Nicolas J. Schlitter-Reinhardt (A History of Dams), le plus ancien barrage connu serait un barrage poids construit près de Jawa, en Jordanie, vers la fin du 4<sup>e</sup> millénaire av. J-C.

Hérodote cite un barrage construit par le pharaon Ménéès, fondateur de la première dynastie, à Kosheish, pour alimenter la ville de Memphis. Un barrage d'une longueur de 115 mètres fut construit dans la vallée de Garawi en Égypte vers 3000 av. J-C. [1,30]

## 1.2 Les différents types de barrages

Il existe deux grandes catégories de barrages [6,7] :

- les barrages en béton ou en maçonnerie ;
- les barrages en remblais.

### 1.2.1 Barrages en béton

Les barrages en béton sont des structures constituées d'un matériau qui supporte mal les efforts de traction. La fondation de ces ouvrages doit être de qualité la plus homogène possible de façon à éviter les tassements différentiels [2]. On trouve principalement 5 types de barrages en béton :

- Le barrage-poids ;
- Les barrages-voûtes ;
- Les barrages à voûtes multiples ;
- Les barrages à contreforts ;
- Les barrages-mobiles.

#### 1.2.1.1 Barrage-poids

C'est un barrage en béton. Il possède un profil triangulaire. La stabilité du barrage-poids sous l'effet de la poussée de l'eau est assurée par le poids propre du matériau. Ce type de barrage convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse.



**Figure 1.1.** Barrage poids de la Grande Dixence (Suisse)

### 1.2.1.2 Barrage-voûte

Il est généralement en béton dont la forme courbe permet un report des efforts de poussée de l'eau sur les rives rocheuses de la vallée. Ce type de barrage convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite.



Figure 1.2. Barrage voûte de Naret 1(Suisse)

### 1.2.1.3 Barrage à voûtes multiples

Comme le barrage à contreforts, il est composé d'un mur amont en béton, mais lui s'appuie sur de multiples petites voûtes qui transmettent les efforts jusqu'à la fondation.

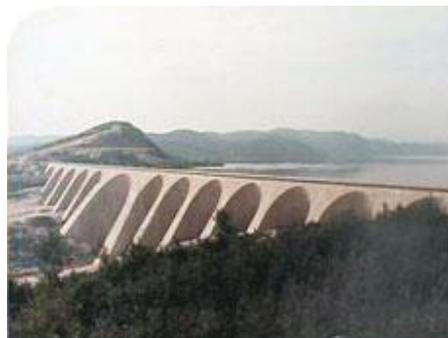


Figure 1.3. Barrage à voûtes multiples de Manic 5 (Canada)

### 1.2.1.4 Barrage à contreforts

Quand la vallée est trop large et que le volume de béton pour un barrage-poids se révèle trop considérable, le barrage à contreforts peut être une solution intéressante à condition économiques équivalentes. Il consiste en des murs en béton, parallèles de forme triangulaire, plus ou moins épais et espacés qui résistent à la pression de l'eau par équilibre statique. Ce type de

barrage induit des contraintes sur la surface de la fondation moins élevées que dans le cas d'un barrage-voûte.



Figure 1.4. Barrage à contreforts d'Ekbatan (Iran)

### 1.2.1.5 Barrages-mobiles

Ils sont adoptés pour des ouvrages de petites dimensions (prise d'eau en rivière par exemple). Ils sont constitués par un seuil en béton en fond de rivière, supportant une série de piles encadrant des vannes. Ce type d'ouvrage peut être fondé sur des matériaux de qualité mécanique plus faible comme des alluvions graveleuses par exemple. [2]

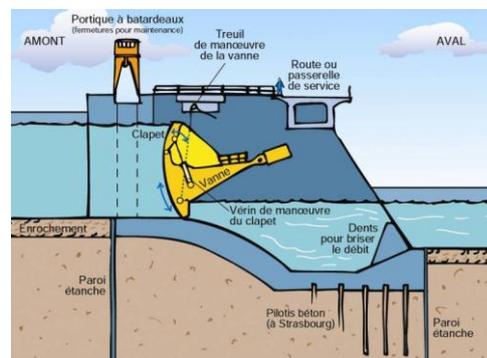


Figure 1.5. Barrage mobile

### 1.2.2 Barrages en remblais

On appelle barrages en remblais tous les barrages constitués d'un matériau meuble, qu'il soit très fin ou très grossier (enrochements).

On distingue deux types de barrage en remblais :

- les barrages en terre homogène;
- les barrages en enrochement.

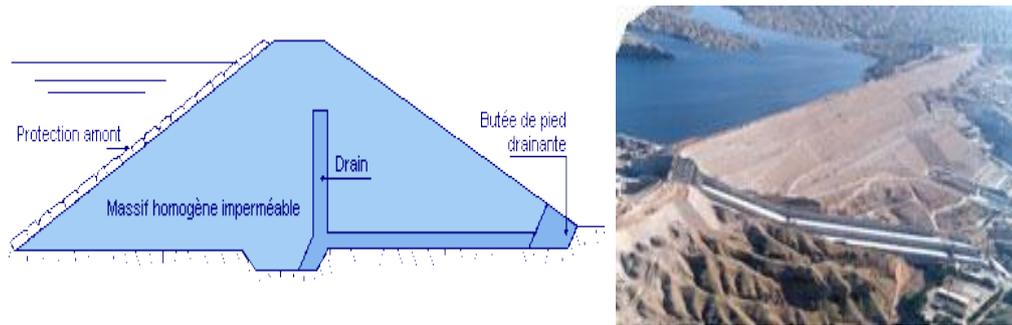


Figure 1.6. Digue de Karkeh (Iran)

### 1.2.2.1 Barrages en terre homogène

C'est une digue en remblai constituée d'un seul matériau meuble suffisamment imperméable pour assurer à la fois l'étanchéité et la résistance. Sa structure est souvent complétée par des dispositifs de drainage comme le montre le schéma ci-contre. Il est bien adapté aux sites ayant une fondation déformable.

### 1.2.2.2 Barrages en enrochement

Il est constitué de plusieurs types de matériaux disposés de façon à assurer séparément les fonctions de stabilité du barrage et d'étanchéité. Le découpage du corps du barrage en matériaux différents est appelé zonage. Il permet de faire de grandes économies dans les volumes mis en œuvre et d'utiliser au mieux les matériaux disponibles sur le site.

## 1.3 Ouvrages annexes aux barrages

### 1.3.1 Evacuateurs de crues

Il doit être en mesure d'évacuer le débit de la plus grande crue calculée sans que le barrage soit submergé. [7]



Evacuateur de surface avec vanne de Luzzone

Evacuateur de crues semi-circulaire de Moiry

2 évacuateurs à saut de ski et 2 évacuateurs en charge de Jiroft

**Figure 1.7.** Evacuateurs de crues

### 1.3.2 Vidange de fond

Elle permet d'abaisser le plan d'eau en cas de besoin ou de vider complètement la retenue. Elle peut également être utilisée pour évacuer les sédiments qui se déposent dans la retenue. [7]



**Figure 1.8.** Utilisation de la vidange de fond de Shahid Rajaee lors de la construction

### 1.3.3 Prise d'eau

Elle permet de capter l'eau de la retenue et de la conduire à travers une conduite, une galerie ou un canal vers une centrale hydroélectrique ou tout autre ouvrage permettant l'irrigation ou l'alimentation en eau potable.



**Figure 1.9.** Parement amont du barrage de Shahid Rajaee

1. Prise d'eau 2. Vidange de fond 3. Vannes d'irrigation

## **1.4 Etude préliminaire**

L'implantation d'un barrage entraîne inévitablement des perturbations morphologiques dans la zone et si on ne prend pas les mesures adéquates, elles peuvent engendrer des catastrophes. C'est pourquoi l'ingénieur doit mener des études préliminaires lui permettant de maîtriser les paramètres techniques devant le guider dans le choix du site approprié. Dans cette optique, un levé topographique détaillé de la vallée, une étude géologique de surface, une étude géotechnique et une évaluation des apports d'eau à partir d'observations locales sont généralement requis.

### **1.4.1 Etudes topographiques**

Avant le choix du site, on doit procéder à un levé de petite échelle permettant d'étudier la faisabilité du projet et de choisir le site approprié. En général, on pourra se contenter d'une carte au (1/50000). L'objectif d'une telle étude est de délimiter le bassin versant hydrologique et de repérer les détails les plus importants existants dans la vallée. Il importe de localiser les zones habitées pouvant être affectées par l'aménagement et de prévoir les dispositions techniques qui s'imposent. Une fois le site choisi, on doit faire des levés plus détaillés permettant une meilleure connaissance de la topographie du terrain pour une bonne implantation du barrage. Il est recommandé de recueillir à ce niveau le maximum de renseignements possibles.

Selon la complexité du travail, les échelles de levés pour le site du barrage peuvent varier entre (1/500) et (1/1000). [3]

### **1.4.2 Etude géologique et géotechnique**

La géologie ou science de la terre a pour but l'étude de la croûte terrestre en s'appuyant sur :

- La pétrographie (analyse et description des éléments constituant l'écorce terrestre).
- La stratigraphie, base de toute reconstitution de l'évolution de la géographie physique de la terre au cours des âges.

- La tectonique, étude des structures géologiques déformées.

La géologie s'intéresse à la définition des différents terrains leurs positions spatiales relatives, et leur évolution possible, et permet ainsi un choix et une adaptation des ouvrages aux sites.

La géologie des barrages a pour but de définir leur situation par rapport au terrain, de préciser les réactions de celui-ci vis-à-vis des ouvrages, et de donner tous les éléments nécessaires pour permettre une adaptation des ouvrages au terrain dans le sens de l'économie et de la sécurité. Elle est fondée sur une base de géologie classique approfondie, mais, au stade même de la reconnaissance sur le terrain, elle débouche sur des méthodes d'étude et des techniques originales et tout à fait spécifiques, exercées par des ingénieurs géologues spécialisés. [2]

La géotechnique se propose de déterminer et de mesurer les caractéristiques physiques ou chimiques des roches, caractéristiques qui intéressent essentiellement le génie civil ; et compte tenu de celles-ci, elle contribue au choix et à la mise en œuvre des techniques spéciales et des dispositifs particuliers des ouvrages.

La géotechnique est un trait d'union entre la connaissance géologique d'une part et les techniques de conception et d'exécution de génie civil d'autre part. Son individualité et son originalité résident dans le fait que bien des problèmes se nouent à son niveau, que ni les géologues de recherche pure, ni les ingénieurs ne sauraient dénouer chacun de leur côté, faute d'une aptitude ou d'un temps suffisant pour assimiler les disciplines qui ne sont pas les leurs.

La géologie et la géotechnique ont donc des domaines voisins et complémentaires. Toutes deux contribuent à une meilleure adaptation des ouvrages au terrain, dans leur implantation générale comme dans leurs dispositifs particuliers. Toutes deux conduisent donc à une économie et à une sécurité plus grande vis-à-vis du terrain, à condition qu'elles s'épaulent l'une sur l'autre et qu'elles soient étroitement coordonnées.

L'étude géotechnique comporte alors les points suivants :

**Choix du site :** On recherche un resserrement de la vallée précédé d'un élargissement favorable à la création d'une retenue importante.

**Géologie des terrains de fondations :** sur la plus part des sites trois types de terrains se rencontrent (les formations superficielles meubles, le substratum rocheux altéré, le substratum rocheux sain). [2]

**Étanchéité de la cuvette :** l'étude géologique réalisée au stade du projet s'intéresse à la fondation du barrage proprement dit, à son étanchéité qui est éventuellement renforcée par des voiles d'injection de coulis de ciment. [1]

**Stabilité des berges :** surtout pour les barrages situés dans des zones de montagne, des glissements, des éboulements, des écroulements peuvent se produire. [1]

### 1.4.3 Etude hydrologique

Dans le cas idéal, on dispose de données de pluie et le débit sur le bassin versant étudié. Lorsque cela n'est pas le cas, ou lorsque les données disponibles sont insuffisantes en quantité ou en qualité, il est nécessaire de se reporter à un site voisin, qui doit être le plus représentatif possible du site étudié.

Pour les pluies, on cherchera un post d'altitude voisine mais surtout de situation assez semblable par rapport au relief et au sens des perturbations les plus fréquentes : on évitera par exemple les postes de fond de vallée ou ceux situés sur le versant complètement opposé au bassin étudié. Si on est amené à utiliser faute de mieux des données ainsi mal situées, on veillera à estimer le sens des erreurs que l'on réalise (sur ou sous-estimation des fortes pluies, etc...).

Pour les débits, la superficie, l'allongement, l'altitude, la géologie et l'orientation seront les principaux critères sur lesquels on jugera de la représentativité du bassin retenu.

## 1.5 Sollicitations dans les barrages en béton

### 1.5.1 Poids propre du barrage

Le poids propre du barrage agit comme une force stabilisante, verticale appliquée au centre de gravité. Son module dépend de la nature du béton. La densité du béton utilisé dans le barrage varie entre 2,2 et 2,4. Le poids est

éventuellement majoré par celui des superstructures (parapets, chaussées...) mais cette correction est la plupart du temps négligeable. [1]

### 1.5.2 Poussée hydrostatique et des sédiments

Le barrage est soumis à la poussée de l'eau, c'est-à-dire à une pression variant linéairement avec la profondeur.

La résultante de la poussée croît donc comme le carré de la hauteur d'eau pour une tranche verticale donnée.

La masse volumique  $\rho$  de l'eau vaut normalement  $1000 \text{ kg/m}^3$ . La pression exerce une force perpendiculaire au parement : horizontale pour un parement vertical, sa résultante comporte une composante stabilisatrice vers le bas quand le parement amont est incliné.

Certains barrages ont aussi de l'eau à l'aval; il convient alors de prendre en compte une contre poussée. [1]

Les sédiments en cours de consolidation exercent une poussée qui est a priori légèrement inclinée sur l'horizontale. Il convient de faire le calcul en contraintes effectives, c'est-à-dire avec la densité déjaugée pour les sédiments, car la poussée de l'eau est par ailleurs considérée sur toute la hauteur du barrage.

### 1.5.3 Sous-pressions sous la fondation

Le calcul est en général à faire pour la crue de projet.

En l'absence de drainage, on considère habituellement un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression ( $U_m$ ) du plan d'eau au pied amont et une sous-pression ( $U_v$ ) égale au niveau d'eau au pied aval.

En l'absence de drainage, le diagramme des sous-pressions peut être plus défavorable que le diagramme trapézoïdal (a) de la figure (1.10) si les fissures du rocher ont tendance à se refermer au pied aval. Lorsque l'étude géologique conduit à redouter cette hypothèse, des drains doivent impérativement être forés au pied aval.

En cas de drainage et dans l'hypothèse d'un entretien régulier des drains, il est recommandé de considérer que le drainage est efficace à 50 %, ce qui

revient à dire que les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du voile de drainage :

$$U_A - U_B = \frac{(U_A - U_C)}{2}$$

De même, si un voile d'injection a été réalisé en fondation près du pied amont, et pour autant que le pied amont ne soit pas soumis à des tractions, on considère que le voile a pour effet de diminuer d'un tiers la sous-pression juste à son aval (par rapport à un diagramme trapézoïdal avec la pleine sous-pression côté amont) :

$$U_A - U_B = \frac{(U_A - U_C)}{3}$$

Pour simplifier le problème, dans notre travail, nous allons négliger la présence de sous pressions. [4]

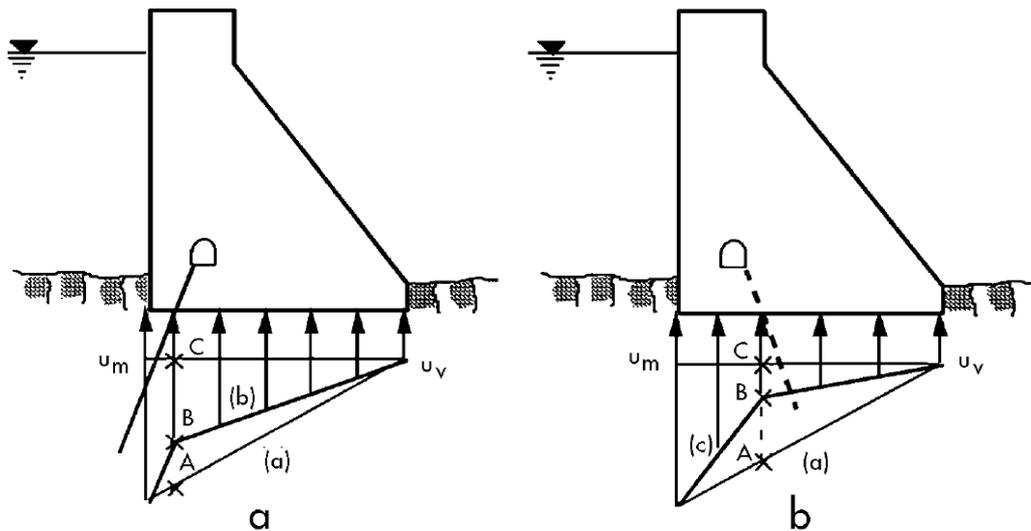


Figure 1.10. Sous pressions sous la fondation d'un barrage

#### 1.5.4 Variation de température et tassement

Les barrages en béton sont des structures fortement hyperstatiques, les variations de température et les tassements sont sources de contraintes dans le massif du barrage. De plus, les variations de température peuvent modifier les propriétés intrinsèques du béton.

Il est donc important, surtout dans les pays à fortes variations de température, de prendre en compte Les effets thermiques.

Quant aux tassements, ils ont pour origine un mauvais compactage du sol d'assise (non homogène ou insuffisant). Le cas le plus dangereux est causé par des tassements locaux ou différentiels qui peuvent entraîner une destruction totale du barrage. [3]

### **1.5.5 Séisme**

Les séismes font partie des événements susceptibles de nuire à la stabilité des barrages.

Cependant, historiquement, les ruptures causées par des séismes sont très peu nombreuses. Les crues ou les défauts de conception ont endommagé beaucoup plus de barrages que les séismes.

Les ruptures les plus fréquentes ont concerné des ouvrages en remblai de taille modérée, construits avec des matériaux sableux ou silteux, ou fondés sur des sols de cette nature, il peut en effet se développer dans ce cas un phénomène appelé thixotropie, qui fait perdre toute résistance au sable ou au silt saturé.

### **1.5.6 Autres efforts**

On a parfois besoin de modéliser des efforts complémentaires tels que :

- Impact de corps flottants ;
- Poussée de la glace ;
- Précontrainte stabilisatrice ;
- Poids de l'eau déversant sur le parement aval avec éventuellement une force centrifuge ;
- Le vent, la houle, et la vague ;
- Charge mobile.

## **1.6 Risques de ruptures et leurs conséquences**

La rupture d'un barrage, pour rare qu'elle soit, n'a rien d'exceptionnelle. Il existe des milliers d'ouvrages de ce type dans le monde et, presque chaque année, un ou deux barrages cèdent. Comme il s'agit surtout de petites

retenues d'eau, ces ruptures ne provoquent que rarement des catastrophes. [31]

### 1.6.1 Risques de rupture

Partielle ou totale, la rupture a plusieurs origines. Sur le plan technique, il s'agit d'un défaut de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des eaux, de vices de conception ou de matériaux, ou encore du vieillissement des installations. Les accidents sont aussi d'origine naturelle : séismes, crues exceptionnelles, glissements de terrain... Ils ont également pour cause une insuffisance des études préalables et des contrôles d'exécution (erreurs d'exploitation, de surveillance et d'entretien), sans compter la malveillance. Les cas de rupture dépendent des caractéristiques de l'ouvrage. Ils peuvent être progressifs dans le cas de barrages à remblais, suite à une submersion ou à une fuite au travers de la construction (on parle alors de «phénomène de renard»). Concernant les barrages en béton, ils sont plus brutaux par renversement ou glissement d'un ou de plusieurs plots. En cas de rupture partielle ou totale, il se produirait en aval du barrage une inondation catastrophique précédée par le déferlement d'une onde de submersion très destructrice, comparable à un raz-de-marée. [31]

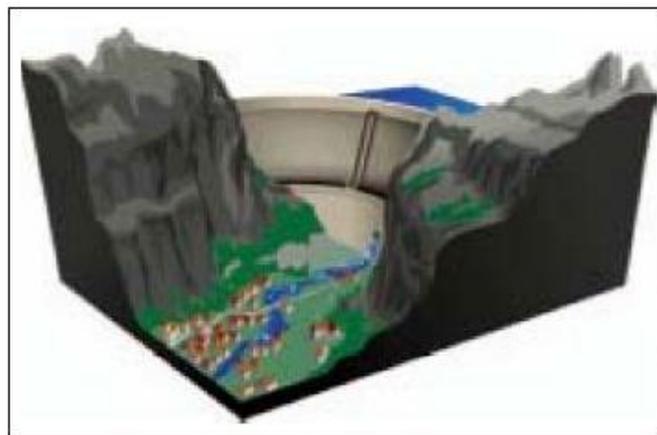


Figure 1.11. Ville à l'aval d'un barrage

### 1.6.2 Conséquences de rupture

Elles sont de trois ordres : humaines, économiques et environnementales. L'onde de submersion, l'inondation ainsi que les matériaux transportés issus

du barrage et de l'érosion de la vallée peuvent provoquer des dommages considérables :

**Sur les hommes** : noyade, ensevelissement ou personnes blessées, isolées et déplacées.

**Sur les biens** : destruction et détérioration des habitations, des entreprises, des ouvrages (ponts ou routes), du bétail, des cultures, paralysie des services publics...

**Sur l'environnement** : destruction de la flore et de la faune, disparition du sol cultivable, pollutions diverses, dépôts de déchets, de boues et de débris. Quelques accidents technologiques peuvent aussi survenir dans les entreprises riveraines (déchets toxiques ou explosions par réaction avec l'eau). [31]

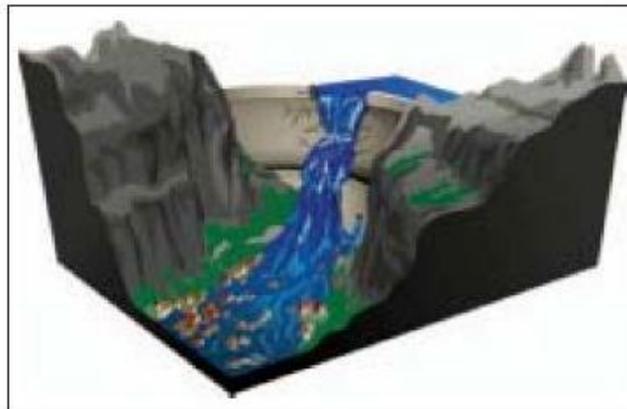
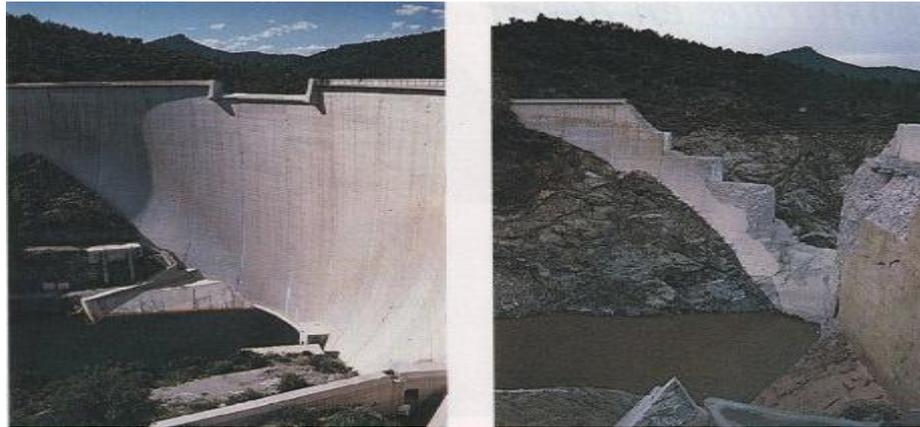


Figure 1.12. La rupture d'un barrage

### 1.6.3 La catastrophe de Malpasset en 1959

Les barrages-voûtes sont réputés pour leur exceptionnelle solidité, la poussée de l'eau ne faisant que renforcer leur résistance. Malgré la très faible épaisseur du barrage de Malpasset : 6,78 m à la base et 1,50 m à la crête, ce qui en fait le barrage le plus mince d'Europe, la voûte elle-même est entièrement hors de cause. Mais ce type d'ouvrage doit s'appuyer solidement sur le rocher, ce qui n'était apparemment pas le cas à Malpasset. Certes, la roche, quoique de qualité médiocre, était suffisamment solide, en théorie, pour résister à la poussée. Mais une série de failles sous le côté gauche du barrage, "ni décelées, ni soupçonnées" pendant les travaux de

prospection, selon le rapport des experts, faisait qu'à cet endroit la voûte ne reposait pas sur une roche homogène. Le 2 décembre 1959, le rocher situé sous la rive gauche a littéralement "sauté comme un bouchon", et le barrage s'est ouvert comme une porte... [8]



**Figure 1.13.** Photos du barrage avant et après sa rupture le 2 décembre 1959. La solidité de l'assise de l'ouvrage sur les rochers était insuffisante.

*"De tous les ouvrages construits de main d'homme, les barrages sont les plus meurtriers"*

*Ces mots sont ceux du constructeur du barrage de Malpasset, l'ingénieur André Coyne alors président de l'Association internationale des grands barrages et spécialiste incontesté de la construction des barrages-voûtes, qui décéda six mois après la catastrophe.*

# CHAPITRE 2

## FORMULATION ET MODELISATION

### DU PROBLEME D'INTERACTION

### FLUIDE-SOL-STRUCTURE

#### **2.1 Introduction**

Au cours d'une analyse dynamique d'une structure située sur un dépôt de sol, on pourrait utiliser l'accélérogramme en champ libre comme mouvement à la base de la structure tout en considérant cette base rigide. Cette approche, bien qu'utilisée souvent en pratique, est douteuse particulièrement si la structure repose sur un dépôt de sol meuble très mou. En effet la présence de la structure modifie le mouvement du sol sous la fondation. La raison de ce changement tient au fait que le sol et la structure interagissent pour créer un nouveau système dynamique combiné ; cette interaction se nomme interaction sol-structure, qui sera traité dans notre travail en utilisant la méthode globale. [9]

La prévision des mouvements couplés du système barrage-réservoir sous actions sismiques ainsi que l'évaluation des pressions hydrodynamiques s'exerçant sur le parement amont du barrage est une tâche particulièrement complexe, plusieurs méthodes ont été développées pour traiter ce

phénomène, parmi lesquelles on cite la méthode de Westergaard (masse-ajoutée) qui sera appliquée dans notre travail, pour la prise en compte des effets d'interaction fluide-structure. [14]

Dans les études de cas des barrages en béton sous sollicitations sismiques, la méthode des éléments finis constitue l'outil le plus puissant actuellement pour l'analyse approfondie des systèmes fluide-sol-structure faisant intervenir notamment des conditions géométriques d'interface quelconques ainsi le choix des variables.

## 2.2 Modélisation du problème

Le comportement des matériaux constituant le système sol-structure est supposé élastique, linéaire et isotrope. L'équation du mouvement de Cauchy d'une brique élémentaire appartenant au système est donnée par :

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho \gamma_i \quad (2.1)$$

$f_i$ : représente le vecteur des forces de volume dans le système.

### 2.2.1 Equation d'élasticité linéaires

Ce sont les relations et les équations usuelles d'un milieu élastique continu (relation déformations-déplacements, relation contraintes-déformations), qui seront rappelées ci-après :

Les déformations ( $\varepsilon$ ) s'écrivent en fonction des déplacements ( $u$ ) par :

$$\varepsilon = S u \quad (2.2)$$

$S$ : Opérateur différentiel qui dépend de la classe du problème.

Les contraintes sont reliées aux déformations par la loi de Hook généralisée :

$$\sigma = D \varepsilon \quad (2.3)$$

$D$ : Le tenseur d'élasticité linéaire.

A partir de l'équation (2.2) et (2.3) on obtient la relation contrainte-déplacement donnée par

$$\sigma = D S u \quad (2.4)$$

### Expression du tenseur D pour le cas deux dimensions (2D)

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & 0 \\ d_2 & d_1 & 0 \\ 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

### Expression du tenseur D pour le cas trois dimensions (3D)

$$D = \begin{bmatrix} d_1 & d_2 & d_2 & 0 & 0 & 0 \\ d_2 & d_1 & d_2 & 0 & 0 & 0 \\ d_2 & d_2 & d_1 & d_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & d_2 & d_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & d_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & d_3 \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Les expressions de  $d_1$ ,  $d_2$  et  $d_3$  sont données dans le tableau suivant

d1	d2	d3
$\frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	$\frac{\nu}{(1-\nu)}d_1$	$\frac{1}{2}(d_1-d_2)$

$E$  et  $\nu$  sont respectivement le module d'élasticité et le coefficient de poisson du matériau considéré.

## 2.2.2 Formulation variationnelle (intégrale)

### 2.2.2.1 Enoncé du principe des travaux virtuels

Un solide déformable est en équilibre si le travail virtuel extérieur est égal au travail virtuel intérieur pour tous champs de déplacement virtuel compatible.

L'expression du principe des travaux virtuels peut être obtenue par l'application de la formulation variationnelle aux équations de mouvements.

En prenant comme fonction poids (Dirac)  $\Psi = \delta U$ , la forme forte est :

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i (\sigma_{ij,j} + f_i - \rho \gamma_i) d\Omega \quad (2.7)$$

$$W = \int_{\Omega} \delta U_i \sigma_{ij,j} d\Omega + \int_{\Omega} \delta U_i f_i d\Omega - \int_{\Omega} \delta U_i \rho \gamma_i d\Omega \quad (2.8)$$

$$W = I_1 + I_2 + I_3$$

Le premier terme :

$$I_1 = \int_{\Omega} \delta U_i \sigma_{ij,j} d\Omega = \int_{\Omega} (\delta U_i \sigma_{ij})_{,j} d\Omega - \int_{\Omega} \delta U_{i,j} \sigma_{ij} d\Omega \quad (2.9)$$

$$I_1 = I_{11} + I_{12}$$

$$I_{11} = \int_{\Omega} (\delta U_i \sigma_{ij})_{,j} d\Omega = \int_{\Gamma} \delta U_i \sigma_{ij} n_j d\Gamma \quad (2.10)$$

$$I_{12} = - \int_{\Omega} \delta U_{i,j} \sigma_{ij} d\Omega = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon_{ij} \sigma_{ij} d\Omega = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \sigma d\Omega \quad (2.11)$$

$\sigma$  et  $\varepsilon$  sont données par 2.2 et 2.3

En tout :

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \sigma d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U \sigma \vec{n} d\Gamma + \int_{\Omega} \delta U f d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \rho \ddot{U} d\Omega = 0 \quad (2.12)$$

On obtient alors l'expression des travaux virtuels dans laquelle on a :

**a. Travail virtuel intérieur**

$$W_{int} = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \sigma d\Omega \quad (2.13)$$

**b. Travail virtuel extérieur**

$$W_S = \int_{\Gamma} \delta U \sigma \vec{n} d\Gamma : \text{Travail virtuel des forces de surface.}$$

$$W_V = \int_{\Omega} \delta U f d\Omega : \text{Travail virtuel des forces de volume.} \quad (2.14)$$

$$W_i = \int_{\Omega} \delta U \rho \ddot{U} d\Omega : \text{Travail virtuel des forces d'inerties.}$$

### 2.2.2.2 Application au cas d'un barrage

Pour une excitation sismique à la base et avec les conditions aux limites citées auparavant, on aura :

$$W = - \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \sigma d\Omega + \int_{\Gamma} \delta U (-P) \vec{n} d\Gamma - \int_{\Omega} \delta U \rho r \ddot{u}_g d\Omega - \int_{\Omega} \delta U \rho \ddot{U} d\Omega = 0 \quad (2.15)$$

$\ddot{u}_g$  : Accélération sismique à la base ;

$r$  : Le vecteur de couplage dynamique ;

$\Omega$  : Le domaine considéré ;

$\Gamma$  : L'interface de contact.

### 2.2.3 Expression des matrices élémentaires et du vecteur chargement

Les expressions des matrices élémentaires et du vecteur chargement s'obtiennent à partir de la discrétisation de l'expression des travaux virtuels suivante :

$$U = N U_n \quad (2.16)$$

Avec  $N$  : Fonction de forme pour les éléments de la structure.

#### Travail virtuel intérieur

$$W_{int} = \int_{\Omega} \delta \varepsilon^T \sigma d\Omega \quad (2.17)$$

En introduisant les expressions des équations (2.2), (2.4) et (2.16) dans (2.17)

$$W_{int} = \int_{\Omega} \delta (S N U_n)^T (D S N U_n) d\Omega \quad (2.18)$$

Après développement, l'équation (2.18) devient

$$W_{int} = \int_{\Omega} (\delta U_n^T N^T S^T) (D S N U_n) d\Omega \quad (2.19)$$

En posant  $S N = B$

L'équation (2.19) devient

$$W_{int} = \int_{\Omega} \delta U_n^T B^T D B U_n d\Omega \quad (2.20)$$

$$W_{int} = \delta U_n^T \int_{\Omega} B^T D B d\Omega U_n = \delta U_n^T K U_n \quad (2.21)$$

D'où

$$K = \int_{\Omega} B^T D B d\Omega \quad (2.22)$$

### Travail virtuel des forces d'inertie

$$W_i = \int_{\Omega} \delta U \rho \ddot{U} d\Omega \quad (2.23)$$

Remplaçant (2.16) dans (2.23)

$$W_i = \delta U_n^T \int_{\Omega} N^T \rho N d\Omega \ddot{U}_n = \delta U_n^T M \ddot{U}_n \quad (2.24)$$

Avec

$$M = \int_{\Omega} N^T \rho N d\Omega \quad (2.25)$$

Elle peut être aussi exprimée sous forme concentrée (matrice diagonale) en concentrant les masses dans les nœuds : [25]

$$M_{jj} = I \int_{\Omega} \rho N_j d\Omega \quad (2.26)$$

I : Matrice identité.

**Travail virtuel des forces de volume** (chargement sismique)

$$W_V = - \int_{\Omega} \delta U \rho \ddot{U}_g r d\Omega \quad (2.27)$$

En remplaçant (2.16) dans (2.27)

$$W_V = - \delta U_n^T \int_{\Omega} N^T r \rho \ddot{U}_g d\Omega = \delta U_n^T F \quad (2.28)$$

Avec

$$F = - \int_{\Omega} N^T r \rho \ddot{U}_g d\Omega \quad (2.29)$$

L'expression explicite s'écrit

$$F_i = -M I \ddot{U}_g \quad (2.30)$$

M : Matrice masse.

**Travail virtuel des forces de surfaces**

$$W_S = \int_{\Gamma} \delta U (-P) \vec{n} d\Gamma \quad (2.31)$$

La pression hydrodynamique étant inconnue et influencée par les déplacements ; elle doit être alors remplacée par son approximé :

$$P = N_P P_n \quad (2.32)$$

$N_P$  : Fonctions de formes ;

$P_n$  : Pressions nodales.

En introduisant (2.16) et (2.32) dans l'équation (2.31), on obtient :

$$W_S = \int_{\Gamma} \delta U_n^T N^T (-N_P P_n) \vec{n} d\Gamma \quad (2.33)$$

$$W_S = - \delta U_n^T \int_{\Gamma} N^T \vec{n} N_P d\Gamma P_n = \delta U_n^T Q P_n \quad (2.34)$$

$$Q = - \int_{\Gamma} N^T \vec{n} N_P d\Gamma \quad (2.35)$$

Q : est la matrice d'interaction.

### Matrice d'amortissement élémentaire de la structure

Pour l'amortissement de la structure on utilise l'amortissement de Rayleigh qui exprime la matrice d'amortissement sous forme d'une combinaison linéaire de la matrice masse  $M_s$  et de la matrice de rigidité  $K_s$ . [33]

$$C_s = \alpha M_s + \beta K_s \quad (2.36)$$

Avec  $\alpha$  et  $\beta$  : coefficients arbitraires satisfaisant les conditions d'orthogonalités qui peuvent être obtenues par :

$$\begin{Bmatrix} \alpha \\ \beta \end{Bmatrix} = \frac{2\xi}{\omega_1 + \omega_n} \begin{Bmatrix} \omega_1 \omega_n \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (2.37)$$

Avec :

$\omega_1$  : Pulsation du premier mode ;

$\omega_n$  : Pulsation du mode supérieur ;

$\xi$  : Taux d'amortissement critique.

### 2.2.4 Modélisation de l'interaction sol-structure

Pour résoudre complètement un problème d'interaction sol-structure, il faut mener une étude approfondie des aspects suivant :

- La définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant ;
- L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique ;
- L'évaluation de la réponse du sol en champ libre et des structures sous chargement dynamique.

Une analyse complète d'interaction sol-structure doit prendre en compte:

- La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur ;
- Le comportement non linéaire du sol ;
- Le caractère tridimensionnel du problème ;

- Le schéma complexe de la propagation des ondes qui engendre le mouvement ;
- Les interactions avec les structures avoisinantes. [10]

#### 2.2.4.1 Formulation de l'interaction sol structure :

Cette formulation est orientée vers un traitement par éléments finis du phénomène d'interaction. En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable. Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure 2.4 qui schématise un ensemble sol-structure.

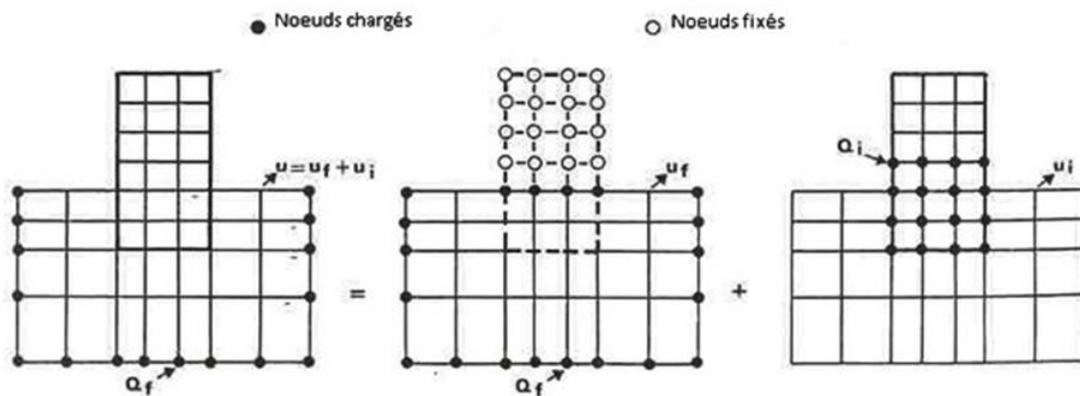


Figure 2.1. Décomposition du problème d'interaction sol-structure

Désignant par,  $M$ ,  $C$ ,  $K$  les matrices de masse, amortissement et rigidité du système, l'équation du mouvement s'écrit :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = Q \quad (2.38)$$

Comme la source du mouvement (foyer du séisme) n'est généralement pas incluse dans le modèle, le vecteur de charge  $Q_f$  n'a de valeurs non nulles que sur la frontière extérieure du modèle.

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (2.38); les indices  $f$  désignant les matrices masses, amortissement et rigidité relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$M_f\ddot{U} + C_f\dot{U} + K_fU = Q_f \quad (2.39)$$

Posant :

$$U = U_i + U_f \quad (2.40)$$

L'équation (2.38) définit le déplacement d'interaction  $U_i$  qui satisfait l'équation :

$$M_i \ddot{U}_i + C_i \dot{U}_i + K_i U_i = -Q_i \quad (2.41)$$

Avec

$$Q_i = [M - M_f] \ddot{U}_f + [C - C_f] \dot{U}_f + [K - K_f] U_f \quad (2.42)$$

Le vecteur de charge  $Q_i$  est déterminé à partir des déplacements en champ libre. L'équation (2.42) met en évidence le fait qu'il y a interaction dès qu'il y a différence de masse (interaction inertielle) ou de raideur (interaction cinématique) entre le sol et la structure. [12]

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique des structures en générale et les barrages en particulier, plusieurs méthodes ont été développées parmi lesquelles on cite:

- Fonction d'impédance ;
- La méthode globale ;
- La méthode de sous-structure ;
- La méthode hybride.

Dans notre cas on va appliquer la méthode globale qui consiste à résoudre l'équation d'équilibre dynamique suivante, en une seule étape :

$$M\ddot{U} + C\dot{U} + KU = -MI\ddot{U}_g \quad (2.43)$$

$U$  : vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise ;

$\ddot{U}_g$  : excitation sismique ;

$I$  : vecteur unité, donnant la direction de la sollicitation  $\ddot{U}_g$  ;

$M, C, K$  : les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du système.

#### 2.2.4.2 Mise en équation de l'interaction sol-structure

##### Formulation avec hypothèse de fondation massive

Afin de développer les équations d'équilibre dynamique de l'interaction sol-structure, on considère le système tridimensionnel de la figure 2.5.

Considérant le cas où le modèle d'interaction sol-structure est divisé en trois types de nœuds. Les nœuds communs dans l'interface de la structure et de la fondation, qui sont identifiés par l'indice « c », les autres nœuds de la structure par « s » et ceux de la fondation par « f ».

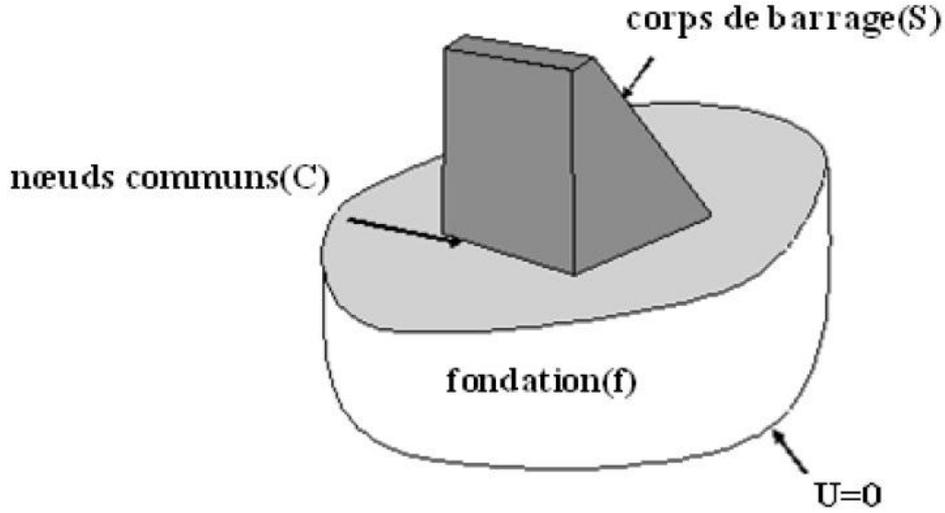


Figure 2.2. Modèle d'interaction sol-structure

L'équation matricielle d'équilibre dynamique pour le système global est donnée en déplacement absolu par l'équation suivante :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.44)$$

Où la masse et la rigidité des nœuds de contact qui sont la somme de ceux de la structure (s) et de la fondation(f), sont donnés par :

$$M_{cc} = M_{cc}^s + M_{cc}^f \text{ et } K_{cc} = K_{cc}^s + K_{cc}^f \quad (2.45)$$

En termes de mouvement absolu, il n'y a aucune force externe agissant sur le système. Cependant, les déplacements de la frontière de la base doivent être connus. Afin d'éviter la résolution directe du problème d'interaction sol-structure, on calcule la réponse dynamique de la fondation sans structure. Par un simple changement de variable, il est possible d'exprimer le déplacement absolu  $U$  en termes de déplacement du champ libre  $v$  et de déplacement relatif  $u$ , et l'accélération  $\ddot{U}$  en termes d'accélération du champ libre  $\ddot{v}$  et d'accélération relative  $\ddot{u}$ . [32]

$$\begin{Bmatrix} U_s \\ U_c \\ U_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \text{ et } \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_c \\ \ddot{U}_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} \quad (2.46)$$

L'équation (2.44), peut être maintenant écrite sous la forme :

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \\ &= - \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc} & 0 \\ 0 & 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} - \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \\ v_f \end{Bmatrix} \\ &= R \end{aligned} \quad (2.47)$$

Si le déplacement au champ libre  $v_c$  est constant le long de la base de la structure, le terme  $v_s$  est le mouvement du corps rigide de la structure [32]. Alors, l'équation (2.47) peut être encore simplifiée du fait que le déplacement du corps rigide de la structure est :

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} \\ K_{cs} & K_{cc} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_s \\ v_c \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.48)$$

Et le mouvement dynamique du champ libre de fondation exige que :

$$\begin{bmatrix} M_{cc}^f & 0 \\ 0 & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_c \\ \ddot{v}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{cc}^f & K_{cf} \\ K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_c \\ v_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.49)$$

Alors R aura la forme suivante :

$$R = \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc}^s & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.50)$$

Enfin, l'équation (2.44) aura la forme suivante :

$$M\ddot{u} + Ku = -m_x\ddot{v}_x - m_y\ddot{v}_y - m_z\ddot{v}_z \quad (2.51)$$

Où M et K, sont les matrices de masse et de rigidité du système sol-structure. Les  $\ddot{v}_x$ ,  $\ddot{v}_y$  et  $\ddot{v}_z$ , sont les termes de l'accélération au champ libre sans la présence de la structure. Et les  $m_i$ , sont les masses ajoutées de la structure dans les trois directions de l'espace.

### Formulation avec hypothèse de fondation sans masse

La plupart des programmes de calcul d'analyse structurale, applique automatiquement le chargement sismique pour la masse globale de tout le système et pour tous les degrés de liberté, et ne résout pas le problème d'interaction sol-structure. Ce manque de possibilité a motivé le développement du modèle sans masse de fondation. Ceci permet d'appliquer correctement les forces sismiques à la structure ; cependant, les forces d'inerties de la fondation sont négligeables. Les résultats d'une analyse sans masse de fondation, converge, à mesure que la taille du modèle de fondation augmente. La formulation de ce modèle, est donnée par la formule suivante : [32]

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc}^s & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_c \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sc} & 0 \\ K_{cs} & K_{cc} & K_{cf} \\ 0 & K_{fc} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_c \\ u_f \end{Bmatrix} \\ & = \begin{bmatrix} M_{ss} & 0 & 0 \\ 0 & M_{cc}^s & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_s \\ \ddot{v}_c \\ 0 \end{Bmatrix} \end{aligned} \quad (2.52)$$

### 2.2.5 Prise en compte des effets hydrodynamique

L'interaction barrage-réservoir se produit lorsque le mouvement de l'eau sur le parement amont du barrage engendre une propagation d'ondes de pression vers la direction amont du réservoir.

L'effet du fluide non compressible peut être simplement pris en compte par ajout d'une masse appropriée à chaque nœud de contact barrage-fluide du parement amont, donc selon la structure, le fluide peut introduire:

- Un effet de compressibilité (qui produit des modes de résonance) ;
- Un effet de viscosité (qui produit un facteur d'amortissement ajouté) ;
- Un effet d'inertie (qui s'ajoute à l'inertie de la structure).

#### a. Effet de compressibilité

Il engendre un effet d'amortissement qui correspond à l'absorption des ondes sismiques à l'infini. Cet effet est toujours très faible par rapport aux autres effets amortisseurs rencontrés dans la structure, sauf dans le cas de grand barrage où les résultats négligeant cet effet sont sans significations. Des études effectuées par Chopra à l'université de Californie, Berkeley, semble indiquer que la présence d'une couche de vase a pour résultat une

réduction importante du phénomène de compressibilité et de réflexion, autrement dit que la vase est parfois bénéfique.

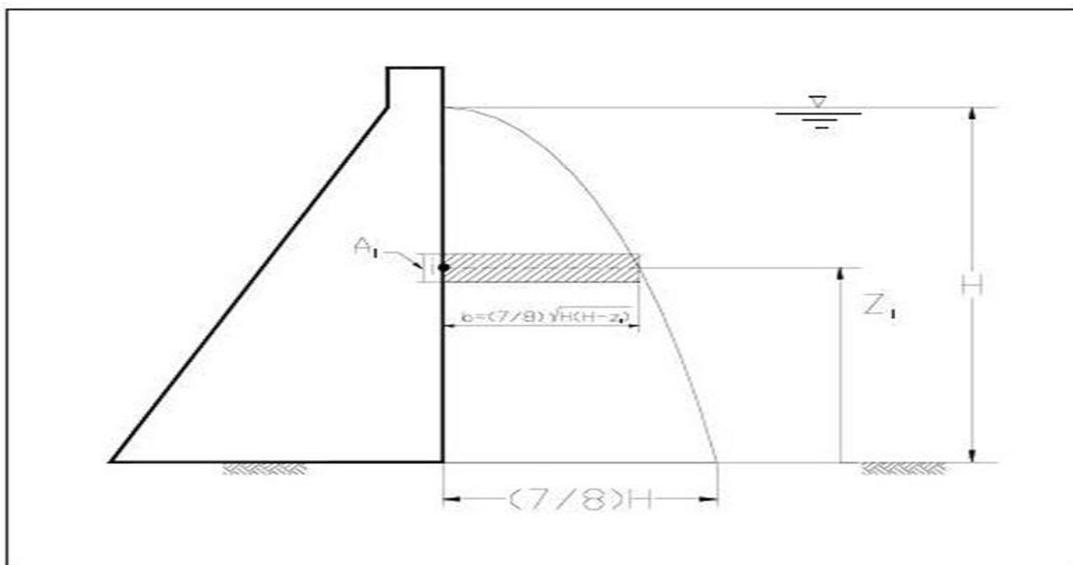
### b. Effet de viscosité

Contrairement à l'effet d'inertie et à l'effet de compressibilité (quand il est important), l'effet de viscosité est souvent faible et ne modifie quasiment pas les fréquences de résonance et les déformées modales des structures.

### c. Effet d'inertie

Selon Westergaard, l'effet du fluide sur la structure est caractérisé par l'adjonction à la matrice masse de la structure d'une matrice des masses ajoutées, pour cela, il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole. Les hypothèses sur lesquelles repose cette méthode :

- Le barrage est rigide ;
- La face amont est un plan vertical ;
- Le liquide est incompressible ;
- Le réservoir est étendu à l'infini dans la direction amont.



**Figure 2.3.** Représentation de la masse-ajoutée de Westergaard.

La solution exacte donnée par Westergaard est exprimée sous forme d'un développement en série de fonctions sinusoïdales : [3,13]

$$P(z) = \frac{8ah}{\pi^2} g \rho_w \sum_{1,3,5,\dots} \frac{1}{n^2 c_n} \sin\left(\frac{n\pi}{2h}(h-z)\right) \quad (2.53)$$

$$c_n = \sqrt{1 - \frac{16h}{n^2 c^2 T^2}} = \sqrt{1 - \frac{1}{n^2} \left(\frac{T_0}{T}\right)^2} \quad (2.54)$$

$$T_0 = \frac{4h}{c} \quad (2.55)$$

Westergaard a présenté une équation approximative conservatrice pour la distribution parabolique de force hydrostatique pour un barrage rigide : [3,13]

$$P_w(z) = \frac{7}{8} \sqrt{h(h-z)} \rho_w \ddot{U}_g \quad (2.54)$$

La masse oscillant avec le barrage représentant l'effet hydrodynamique de l'eau sur le barrage avec un parement amont approximativement vertical se calcule en fonction de la hauteur  $h$  selon l'équation de Westergaard suivante : [3,20]

$$m_w(z) = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{h(h-z)} A_i \quad (2.53)$$

$\ddot{U}_g$  : Accélération de sol ;

$P$  : pression hydrodynamique sur la face amont à la cote  $z$  à partir de la base ;

$\rho_w$  : Masse volumique du fluide ;

$h$  : Niveau d'eau du réservoir ;

$z$  : Cote de la partie immergée de la face amont ;

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

### Remarque

La description précédente de la masse ajoutée de Westergaard est applicable directement dans le cas où la surface de contact eau-réservoir, est verticale, dans les autres cas où la surface est inclinée, ou bien courbée, la méthode est toujours applicable mais l'orientation des forces de pression doit être perpendiculaire à la surface sur laquelle elles agissent. [30]

# CHAPITRE 3

## PRISE EN MAIN DU LOGICIEL

### DE CALCUL ABAQUS

#### 3.1 Introduction

L'utilisation de la méthode des éléments finis, permet la résolution du problème d'interaction fluide-sol-structure en statique et en dynamique, comportement linéaire ou non linéaire, c'est la raison pour laquelle on opte pour cette méthode. On voit ici le large champ d'utilisation où la puissance d'une telle méthode permet de traiter un problème à partir d'un même fichier de données pour des modes de comportement différents. Cette méthode est donc parfaitement adaptée au cadre de notre travail.

Actuellement, plusieurs logiciels de calcul par éléments finis peuvent être utilisés pour la modélisation des problèmes d'interaction fluide-sol-structure notamment pour le cas des barrages (SAP, CASTEM, ABAQUS, ANSYS, CATIA,...), ce présent chapitre donne un bref aperçu sur le logiciel d'éléments finis ABAQUS, qui sera utilisé dans nos applications, et afin de prendre en main ce logiciel de calcul, dans ce présent chapitre un modèle de calcul par éléments finis d'un barrage poids «barrage de Pine Flat» en déformation plane sera modélisé avec le logiciel Abaqus, et les résultats de calculs seront comparés à ceux obtenus par le model de Wilson [32].

## 3.2 Logiciel de calcul ABAQUS

Fondé en 1978, ABAQUS, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux de logiciels et services pour l'analyse par éléments finis. La gamme de logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Elle s'est imposée comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommées mondiale dans tous les secteurs industriels. ABAQUS offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, statiques et dynamiques, ... etc.

### 3.2.1 Présentation générale d'ABAQUS

ABAQUS est avant tout un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires. [29]

### 3.2.2 Le moteur de calcul

Le cœur du logiciel Abaqus est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe \*.inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées, et fournit les résultats dans un fichier (\*.odb).

Deux tâches restent à accomplir : générer le fichier de données (\*.inp), et exploiter les résultats contenus dans le fichier (\*.odb). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc., suivant une syntaxe précise. Abaqus propose le module Abaqus CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation :

- la génération du fichier de données ;
- le lancement du calcul proprement dit ;
- l'exploitation des résultats.

### 3.2.3 Présentation rapide du module CAE

Le module CAE se lance en entrant simplement la commande : (Abaqus cae)

Il se présente sous la forme d'une interface graphique et propose les dix sous-modules suivants :

- Sketch
- Part
- Property
- Assembly
- Step
- Interaction
- Load
- Mesh
- Job
- Visualization

Les huit premiers sous-modules servent à définir le problème mécanique à simuler. Le module Job est celui qui gère le passage du calcul de simulation proprement dit, c'est-à-dire le cœur du code. Enfin, le dernier module regroupe tout ce qui concerne l'exploitation des résultats sous forme de diverses visualisations.

### **3.2.4 Alternatives possibles**

Il est toujours possible de générer le fichier de données par d'autres moyens :

- avec un peu d'expertise, on peut générer le fichier entièrement "à la main", pour peu qu'on se limite à des géométries simples ;
- des logiciels de CAO (I-Deas, Catia), comportent des modules permettant d'exporter les problèmes modélisés au format Abaqus, en générant le fichier (\*.inp).

De même, les résultats de calculs pourraient être visualisés à l'aide d'autres logiciels dédiés à cette tâche (EnSight par exemple).

Si les fonctionnalités de pré et post-traitement proposées dans Abaqus CAE ne constituent pas le cœur essentiel d'Abaqus, elles n'en offrent pas moins

des outils très intéressants qui facilitent grandement l'accès au calcul lui-même

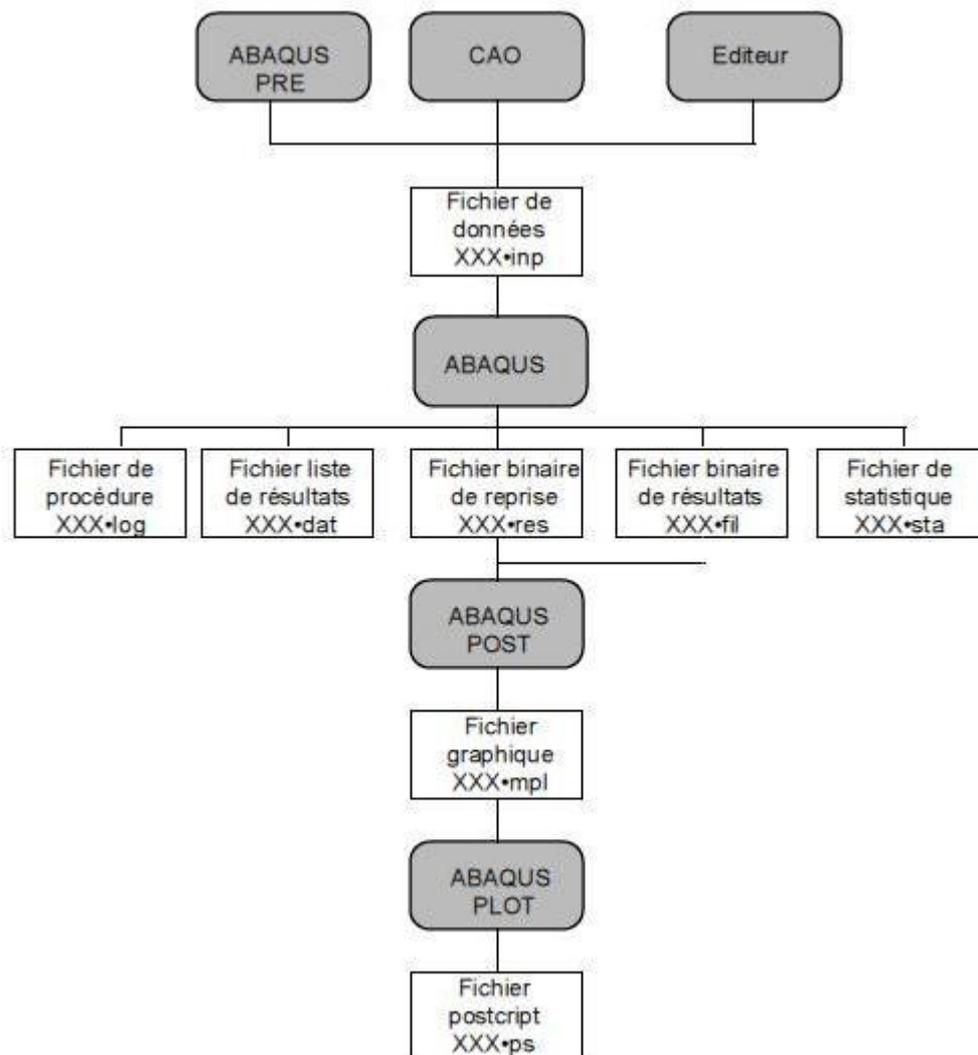


Figure 3.1. Les principales procédures et les fichiers

### 3.3 Prise en main du logiciel ABAQUS (application pour le cas d'un barrage en déformation plane)

A présent, on procédera à l'application du logiciel de calcul Abaqus au cas d'un barrage poids en béton (barrage de Pine Flat) modélisé en déformation plane avec la prise en compte des effets d'interaction fluide-sol-structure. Les résultats obtenus seront comparés à ceux obtenus par Wilson [32].

### 3.3.1 Présentation du barrage de Pine Flat

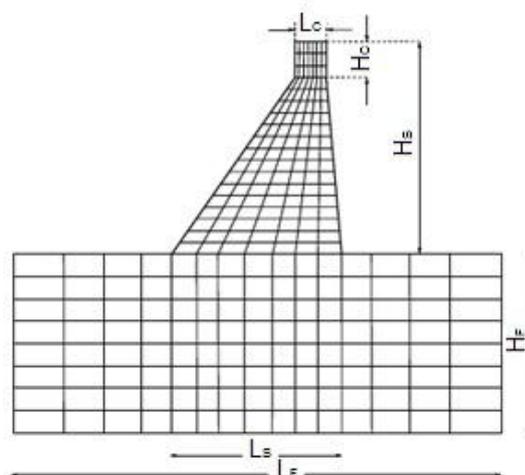
Le barrage de Pine Flat est situé au Kings River en Californie, USA. Ce barrage a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche. Le comportement mécanique de la superstructure (barrage en béton), est supposé linéaire, élastique et isotrope. Les caractéristiques physiques et mécaniques requise pour la structure sont :

- La masse volumique  $\rho_b$  ;
- Le coefficient de poisson  $\nu_b$  ;
- Le module de Young  $E_b$ .

Le massif du sol, est considéré comme étant un espace semi infini, homogène en élasticité linéaire isotrope. De même, on définit les paramètres du sol nécessaires pour l'étude :

- Sa masse volumique  $\rho_f$ .
- Le coefficient de poisson  $\nu_f$  ;
- Le module de Young  $E_f$ .

Le monolithe du barrage, de hauteur totale  $H_s$  et une largeur  $L_s$  à la base, une hauteur  $H_c$  et une largeur  $L_c$  à la crête, le sol est d'une hauteur de  $H_f$  et de largeur  $L_f$ , le barrage est discrétisé en  $N_{es}$  éléments quadrilatéraux isoparamétriques à deux degrés de liberté par nœud, le massif du sol est discrétisé en  $N_{ef}$  éléments de même type que ceux utilisés pour le barrage.



**Figure 3.2.** Géométrie et maillage de l'interface barrage-sol.

Les caractéristiques du barrage sont données dans le tableau suivant :

**Tableau 3.1.** Caractéristiques mécaniques et géométriques du barrage de Pine Flat.

Dimensions (m)						Propriétés matérielles		
H <sub>s</sub>	H <sub>c</sub>	L <sub>s</sub>	L <sub>c</sub>	H <sub>f</sub>	L <sub>f</sub>	E(GPa)	ν	ρ(Kg/m <sup>3</sup> )
122.0	18.5	96.0	9.75	300.0	600.0	34.47	0.2	2483.0

**N.B :** D'après le model de Wilson [32] les propriétés mécaniques du sol sont supposées les mêmes que celles du barrage.

### 3.3.2 Etude des vibrations libres

Les vibrations libres sont uniquement le résultat des conditions initiales (déplacement ou vitesse) sans excitation dynamique externe. La réponse en vibrations libres est très importante pour déterminer les caractéristiques fondamentales du système qui sont les périodes et les modes propres de vibration, ces derniers sont déterminés en résolvant le problème de valeurs et de vecteurs propres de l'équation de mouvement exprimée en chapitre 2, dans laquelle le terme d'amortissement ainsi que les forces extérieures sont pris nuls :

$$[M_s]\ddot{U}_s + [K_s]U_s = 0 \quad (3.1)$$

Une solution particulière de ce système d'équations différentielles est de la forme suivante :

$$U_s = \phi \sin(\omega_s t + \theta) \quad (3.2)$$

Reportant (3.2) dans (3.1) on trouve :

$$([K_s] - \omega_s^2[M_s])\phi = 0 \quad (3.3)$$

Le système matriciel (3.3) n'a de solution non triviale ( $\phi \neq 0$ ), que si et seulement si son déterminant est nul :

$$\det([K_s] - \omega_s^2[M_s]) = 0 \quad (3.4)$$

Il en résulte, que l'équation (3.4) possède N racines réelles  $\omega_{s_i}^2$ , ou N est le rang des matrices  $[M_s]$  et  $[K_s]$ , c'est-à-dire le nombre de degré de liberté du système. Ces racines sont les valeurs propres du système matriciel (3.3).

On nomme les fréquences propres du système les quantités :

$$F_{si} = \frac{\omega_{si}}{2\pi} \quad (3.5)$$

A chaque valeur propre  $\omega_{si}^2$ , est associée un vecteur propre  $\phi_{si}$  solution de l'équation :

$$([K_s] - \omega_{si}^2[M_s])\phi_{si} = 0 \quad (3.6)$$

Pour l'étude des vibrations libres du barrage de Pine Flat, on va considérer en premier lieu le barrage vide (sans interaction fluide-structure). Un modèle d'éléments finis de ce barrage est réalisé, il consiste en un assemblage de  $N_{es}=120$  éléments quadrilatéraux linéaires isoparamétriques avec une répartition de  $N_{xs}=10$  et  $N_{ys}=12$ , ce qui donne un nombre de 143 nœuds, qui se traduit, avec l'élimination des points à la base supposée encastrée à la fondation rigide. Un nombre total de degré de liberté égal à 264. Les résultats obtenus sont comparés à ceux de Chopra, et qui sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.2.** Périodes propres du barrage de Pine Flat vide (sans ISS).

Mode	Abaqus	Chopra
1	0.262	0.256
2	0.133	0.125

On remarque bien que les périodes obtenus en utilisant le logiciel Abaqus, sont proches de celles obtenus par Chopra.

En deuxième lieu, on considère le barrage de Pine Flat, tout en tenant compte de l'interaction fluide-structure (barrage plein), mais cette fois-ci, on va comparer nos résultats à ceux obtenus par Wilson [32] qui s'est basé sur la méthode des éléments finis. Le barrage est discrétisé en  $N_{xs}=7$  et  $N_{ys}=18$ .

Dans notre cas l'effet hydrodynamique est pris en compte en se basant sur le modèle de masse ajoutée de Westergaard déjà exposée dans le chapitre 2.

Les principaux résultats obtenus par le logiciel de calcul Abaqus et ceux de Wilson [32], sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.3.** Période propre (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein) sans ISS.

Mode	Abaqus	Wilson [32]
1	0.313	0.335
2	0.153	0.158

A partir des résultats obtenus, on remarque bien que les périodes propres obtenues par le logiciel Abaqus sont proches de celles obtenues par Wilson.

### **Etude du système couplé sol-structure**

Dans le cas des problèmes de grandes structures couplées, il est généralement possible de générer les modes propres du système couplé à partir des modes propres des sous structures composantes. Ceci, permet d'éviter la résolution d'un problème de valeurs et de vecteurs propre d'un système matriciel de grande dimension. Une variété de telles méthodes de synthèse ont été développées. [34]

Dans le cas de phénomène d'interaction sol structure, le problème devient plus complexe, en tenant compte des conditions d'interface sol structure, qui induisent les modifications dans les méthodes de synthèse. Ainsi, il est préférable de résoudre le problème des vibrations libres du système sol-structure, directement par la solution d'équations couplées. [34]

Pour obtenir les valeurs propres du système couplé, sol-structure, on résout l'équation d'équilibre dynamique du système complet, tout en annulant le terme d'amortissement et les forces extérieurs (d'inertie), de la même manière que dans le cas de barrage encastré.

Il y a lieu de noter, que la résolution du problème de vibration libre pour le système complet, impose un volume de calcul et un espace mémoire important.

Dans cette partie, on va comparer les résultats obtenus par le logiciel avec ceux obtenus par Wilson [32] pour le barrage de Pine Flat, tout en incluant l'effet hydrodynamique pour deux cas l'un avec une fondation massive et l'autre avec une fondation sans masse exposées au chapitre 2.

Les résultats obtenus par le logiciel et ceux de Wilson [32] sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.4.** Période propres (sec) du barrage Pine Flat (barrage plein).

Mode	Fondation sans masse		Fondation massive	
	Abaqus	Wilson	Abaqus	Wilson
1	0.414	0.415	0.432	0.455
2	0.205	0.207	0.350	0.371

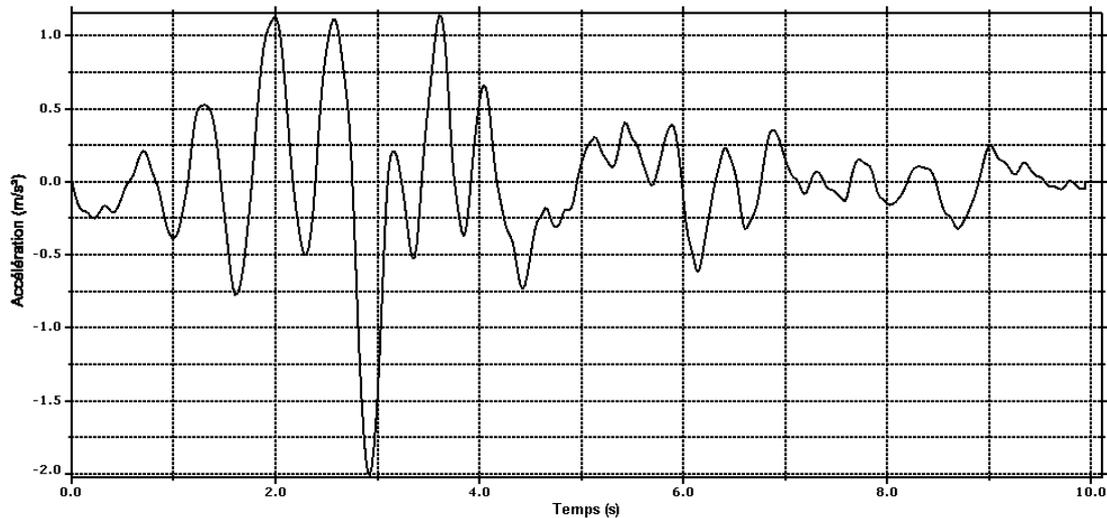
On aperçoit bien sur le tableau, que les périodes propres obtenus par Abaqus, sont proche de celles obtenus par Wilson, et les périodes obtenus avec fondation massive sans plus grandes que celles avec fondation sans masse.

### 3.3.3 Etude de la réponse sismique

La prévision du comportement dynamique des structures de grandes dimensions telles que les barrages, est équivalente à l'analyse sismique. L'aspect aléatoire des séismes, dû en partie à la méconnaissance des phénomènes physiques et mécaniques, traduit également de multiples aléas : lieu et date d'occurrence, intensité et magnitude, durée, amplitude et fréquence des signaux (déplacement, vitesse et accélération) avec les dépendances éventuelles des variables. En dynamique des structures, les déplacements du système physique correspondent à des accélérations qui traduisent des forces d'inertie, opposées à ces mêmes accélérations.

#### L'excitation dynamique considérée

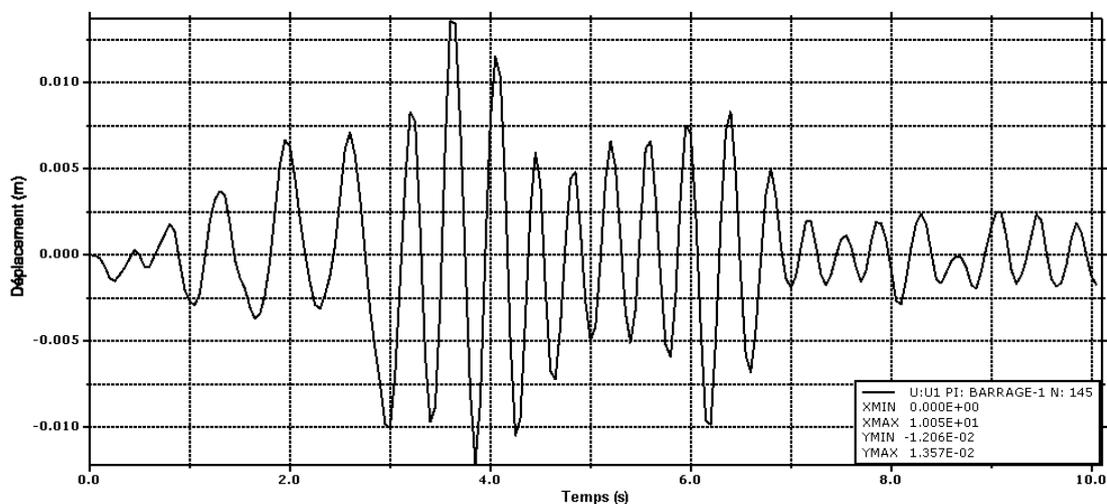
L'excitation sismique utilisée dans cette application est l'enregistrement des 10 premières secondes du tremblement de terre de Loma Preita 1989 à la station San Francisco Bay Area. Cet enregistrement a été repris par Wilson après l'avoir corrigé de sorte à annuler toute accélération, vitesse et déplacement non significatifs en début et en fin des 10 secondes.



**Figure 3.3.** L'enregistrement sismique de Loma Preita 1989.

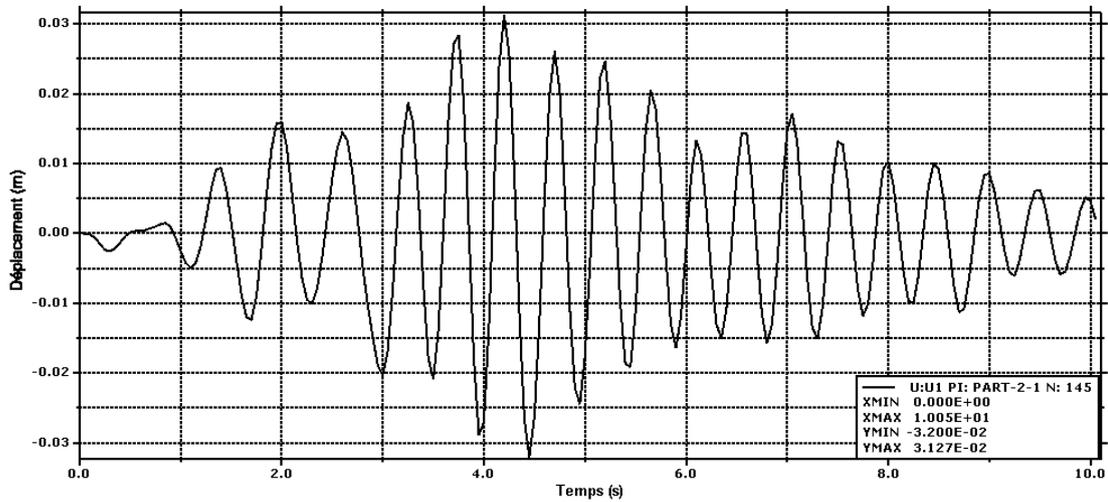
Afin de comparer les résultats obtenus avec Abaqus On utilise ceux donnés par Wilson [32] pour le barrage de Pine Flat. Dans un premier cas on considère le barrage encasturé, tout en tenant compte des effets hydrodynamiques (barrage plein). Par la suite on considère le même barrage, mais en tenant compte de l'interaction sol-structure en reprenant le même modèle de Wilson pour les deux types de formulation, avec fondation massive et fondation sans masse. Dans tous les calculs, le taux d'amortissement critique est fixé à 5% aussi bien pour la structure du barrage que pour le sol.

Les graphes suivants montrent la variation du déplacement en crête du barrage en fonction du temps.

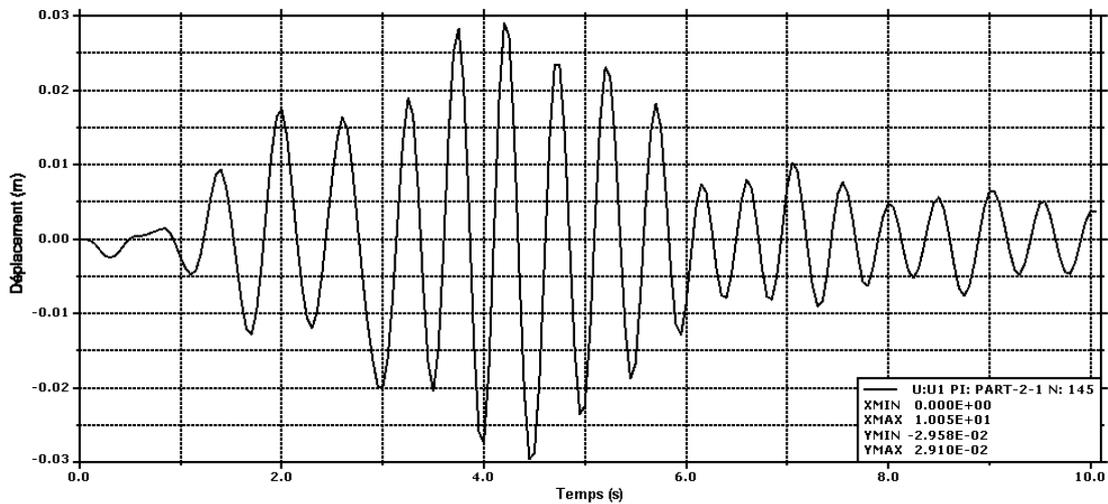


**Figure 3.4.** Déplacement en fonction du temps à la crête du barrage avec IFS.

**N.B :** les valeurs ( $X_{MIN}$ ) et ( $X_{MAX}$ ) indiquées sur les graphes représentent la durée de l'accélérogramme, et les valeurs ( $Y_{MIN}$ ) et ( $Y_{MAX}$ ) représentent l'amplitude.



**Figure 3.5.** Déplacement en fonction du temps à la crête du barrage avec IFSS (fondation sans masse).



**Figure 3.6.** Déplacement en fonction du temps à la crête du barrage avec IFSS (fondation massive).

Les résultats obtenus par Abaqus et ceux de Wilson sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 3.5.** Déplacement maximaux (cm) en crête du barrage Pine Flat (barrage plein)

Barrage sans ISS	Barrage avec fondation sans masse	Barrage avec fondation massive

Abaqus	Wilson	Abaqus	Wilson	Abaqus	Wilson
1.36	1.65	3.2	3.63	2.96	3.32

On voit bien sur le tableau, que les résultats obtenus par le logiciel de calcul Abaqus, se rapproche de ceux obtenus par Wilson, avec une légère différence qui se traduit par la méthode de modélisation du fluide, car l'auteur l'a modélisé par des éléments finis, par contre nous on s'est basé sur la méthode de la masse ajoutée de Westergaard.

### 3.4 Conclusion

Le choix fait à l'origine d'ABAQUS, concernant aussi bien son interface d'utilisation que sa puissance de maillage, se sont avérées tout à fait pertinent. A l'heure actuelle, le logiciel offre une souplesse d'utilisation remarquable, et permet de traiter un très grand nombre de problèmes très variés.

On reproduisant des modèles déjà étudiés par de différents auteurs sur le barrage Pine Flat, avec Abaqus on a aboutie à des résultats très proches ce qui prouve la fiabilité et la maîtrise du logiciel.

# CHAPITRE 4

## APPLICATION AU CAS D'UN BARRAGE-VOUTE

### 4.1 Introduction

Afin de prévoir et de comprendre le comportement dynamique d'une structure donnée, on doit connaître ses paramètres modaux : les fréquences et les modes propres. Leurs déterminations pour des systèmes physiques de grandes dimensions, tels que le barrage, constituent souvent une tâche difficile. Elle devient plus complexe dans le cas des systèmes couplés, du fait de la nature des équations matricielles d'éléments finis résultantes. En effet, l'évaluation des modes propres d'un barrage, compte tenu des effets d'interactions sol-structure et hydrodynamiques, qui représentent un système fluide-sol-structure typique, a fait et continu à faire l'objet de plusieurs investigations.

Le problème des fréquences et modes propres d'un modèle d'éléments finis d'un système physique correspond au problème des valeurs et des vecteurs propres d'un système matriciel. Toutes les méthodes de résolution de tels problèmes sont alors de nature itérative, puisque cela revient en principe au calcul des racines d'un polynôme caractéristique du même ordre que le système matriciel et qui est d'ordinaire supérieur à quatre, la difficulté

majeure de résolution d'un problème aux modes et fréquences propres réside dans la taille des matrices d'éléments finis correspondantes.

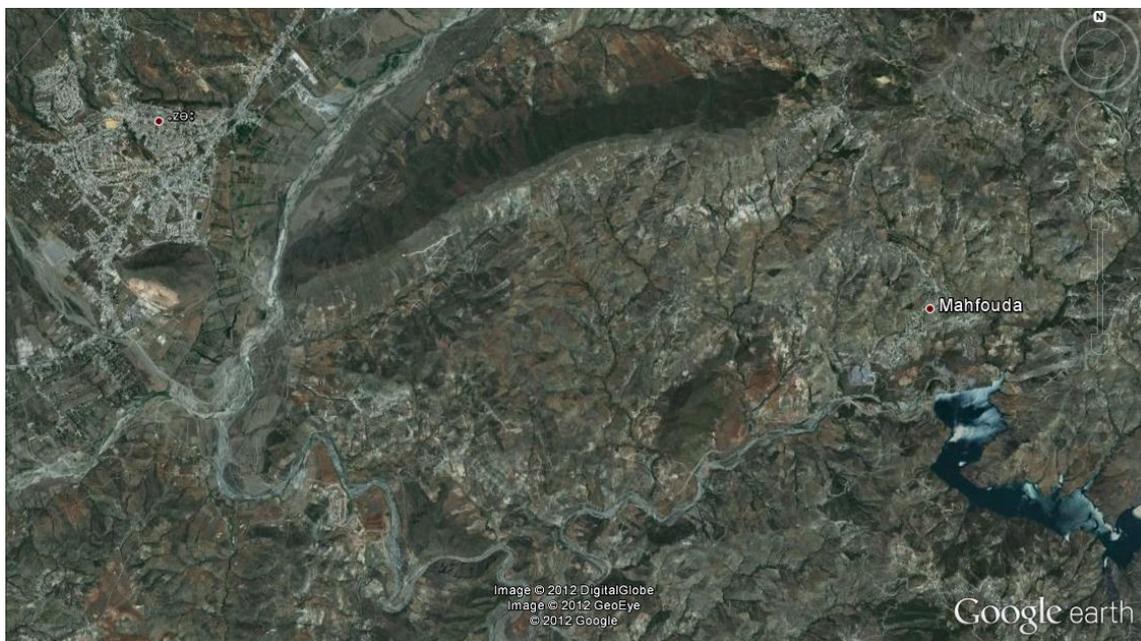
Après la détermination des valeurs des périodes propres d'un barrage, on doit faire l'étude dynamique (sismique), qui est l'étape la plus importante dans l'étude de toute structure quel que soit sa nature particulièrement les structures de grandes dimensions telle qu'un barrage, car la rupture de ce dernier provoque une catastrophe inévitable.

Pour un modèle d'éléments finis, la détermination de la réponse sismique, revient à résoudre un système d'équation de second ordre obtenu par la discrétisation des formes intégrales déjà illustrées en chapitre 2.

Dans ce présent chapitre nous allons prendre comme exemple le barrage de Tichi Haf.

## 4.2 Présentation du barrage

Le barrage voute de Tichi Haf est situé près du village de MAHFOUDA , Daïra de SEDOUK, Wilaya de BEJAIA, sur l'oued BOUSSELLAM qui rejoint au Nord-Ouest après 10 Km environ la vallée de la SOUMMAM.



**Figure 4.1.** Plan de situation du barrage Tichi Haf.



**Figure 4.2.** Plan de masse du barrage Tichi Haf.

Le barrage est de hauteur  $H_s$  et de largeur  $L_s$  à la base,  $H_c$  et  $L_c$  en crête (Annexe), Le comportement du béton est supposé élastique, linéaire et isotrope. Ses caractéristiques mécaniques requises pour l'analyse sont la masse volumique  $\rho_b$ , le coefficient de poisson  $\nu_b$  et le module de Young  $E_b$ , tous ces Paramètres sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.1.** Dimensions et propriétés matérielles du barrage TICH I HAF

Barrage	$\rho_b$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$\nu_b$	$E_b$ (Mpa)	$H_s$ (m)	$L_s$ (m)	$H_c$ (m)	$L_c$ (m)	$L_g$ (m)
Tichi Haf	2483	0.2	34470	83.5	27.75	12	5	275

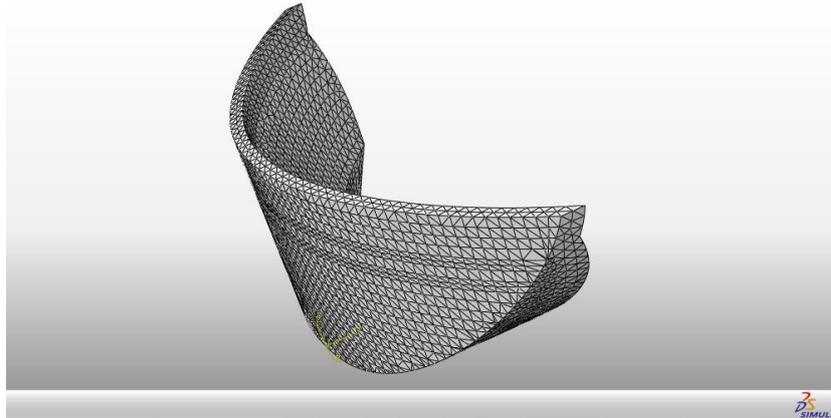
Le sol de fondation est une roche de masse volumique  $\rho_f$ , avec un coefficient de poisson  $\nu_f$  et un module d'élasticité  $E_f$ . Les valeurs de ces paramètres sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau 4.2.** Propriétés de la roche de fondation

$\rho_f$ (Kg/m <sup>3</sup> )	$E_f$ (MPa)	$\nu_f$
1700	2800	0.41

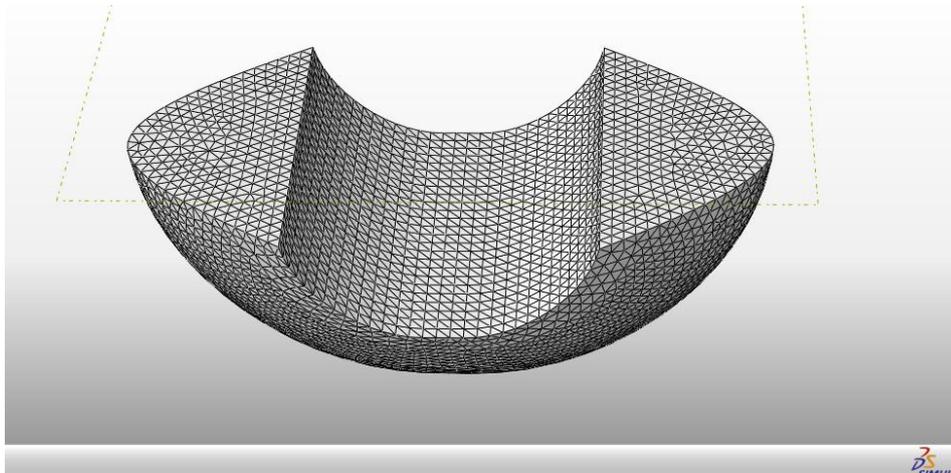
Le barrage est discrétisé en  $N_{es}=28618$  éléments tétraédriques à 3 degrés de libertés par nœud. L'effet hydrodynamique est pris en compte en se basant sur la méthode de masse ajoutée de Westergaard déjà illustrée en chapitre 2.

La géométrie du barrage ainsi que son maillage sont illustrés dans la figure suivante.



**Figure 4.3.** Géométrie et maillage du barrage TICHY HAF

Le sol de fondation est divisé en  $N_{ef}=57227$  éléments de même type que ceux du barrage, la géométrie du sol ainsi que son maillage sont donnés dans la figure suivante.



**Figure 4.4.** Géométrie et maillage du sol de fondation.

La géométrie ainsi que le maillage du système couplé sol-structure est illustré dans la figure suivante :

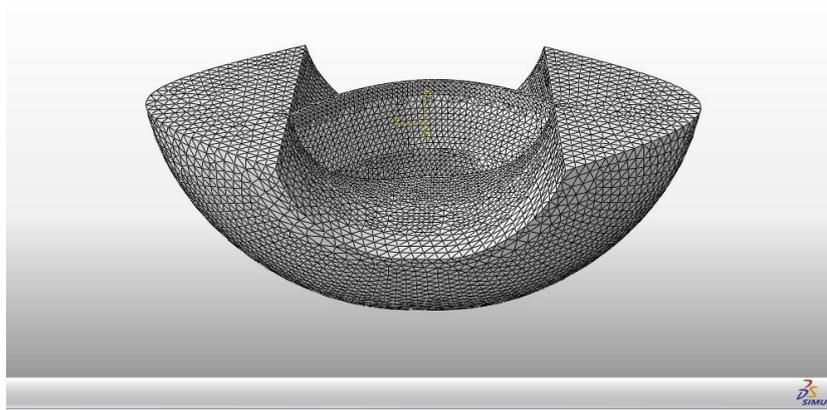


Figure 4.5. Géométrie et maillage du système couplé sol-barrage.

### 4.3 Etude paramétrique

Après avoir validé notre modèle de calcul pour le cas d'un barrage modélisé en déformation plane en utilisant Abaqus, on passe maintenant à l'étude paramétrique pour un barrage-voûte (3D), dans laquelle on va déterminer en premier lieu les périodes propres du barrage, puis on passe à l'étude de sa réponse sismique.

#### 4.3.1 Etude des vibrations libres

Afin de déterminer les différentes périodes propres du barrage de Tichi Haf, on va procéder à des différentes études, dans lesquelles on va voir l'influence des niveaux de remplissage du réservoir, les dimensions du sol et l'interaction sol-structure sur les valeurs de la période fondamentale du barrage de Tichi Haf.

##### 4.3.1.1 Influence du niveau de remplissage du réservoir sur la période fondamentale du barrage

Pour l'étude de l'influence du taux de remplissage du réservoir sur la période propre de la structure, on détermine cette dernière pour le barrage vide, puis pour des taux de remplissage de  $0.25H$ ,  $0.5H$ ,  $0.75H$ , et enfin pour un réservoir plein.

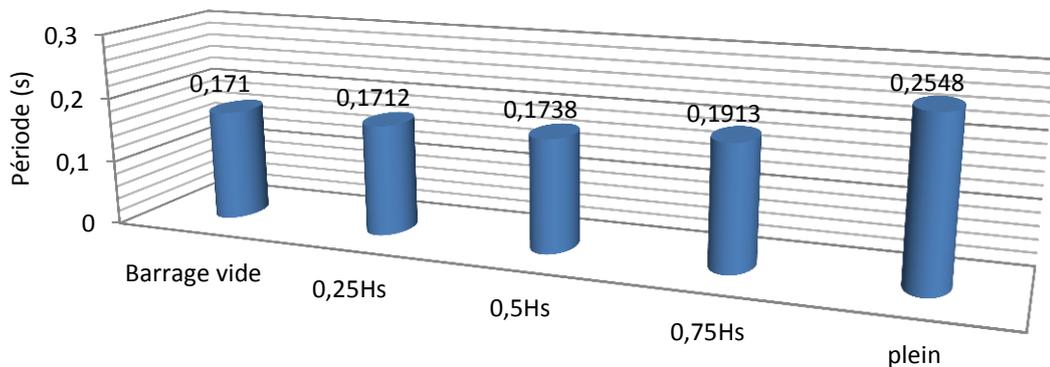
Les résultats obtenus dans cette étude sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 4.3.** Périodes propres du barrage de TICH I HAF pour des différents niveaux de remplissage du réservoir

Mode	Vide	0.25H <sub>s</sub>	0.5H <sub>s</sub>	0.75H <sub>s</sub>	Plein
1	0.1710	0.1712	0.1738	0.1913	0.2548
2	0.1547	0.1547	0.1563	0.1692	0.2302
3	0.1268	0,1268	0,1275	0,1352	0.1884
4	0.1031	0.1032	0.1037	0.1089	0.1529

A partir des résultats obtenus dans l'analyse des vibrations libres avec interaction fluide-structure on remarque bien que la période propre de vibration est proportionnelle avec le niveau de remplissage du réservoir, et cela est dû à l'augmentation de la masse du système et la flexibilité du barrage en crête.

L'histogramme de la figure suivante montre l'augmentation de la période fondamentale en fonction du taux de remplissage du réservoir.

**Figure 4.6.** Valeurs des périodes propres du premier mode du barrage pour des différents taux de remplissage du réservoir.

Les différents modes propres de la structure sont illustrés dans les figures suivantes :

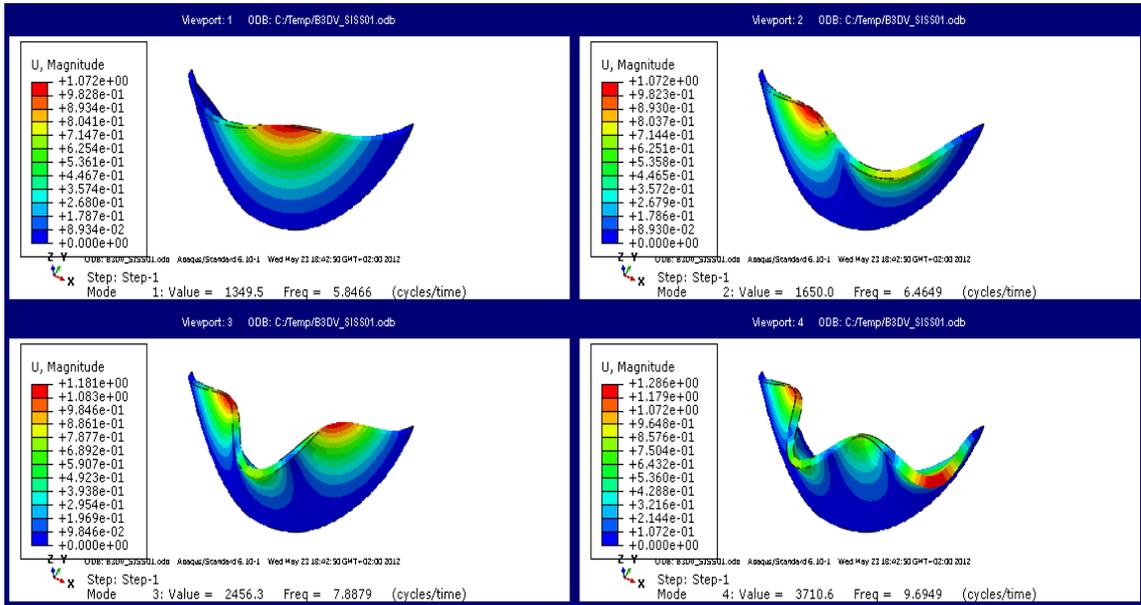


Figure 4.7. Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide.

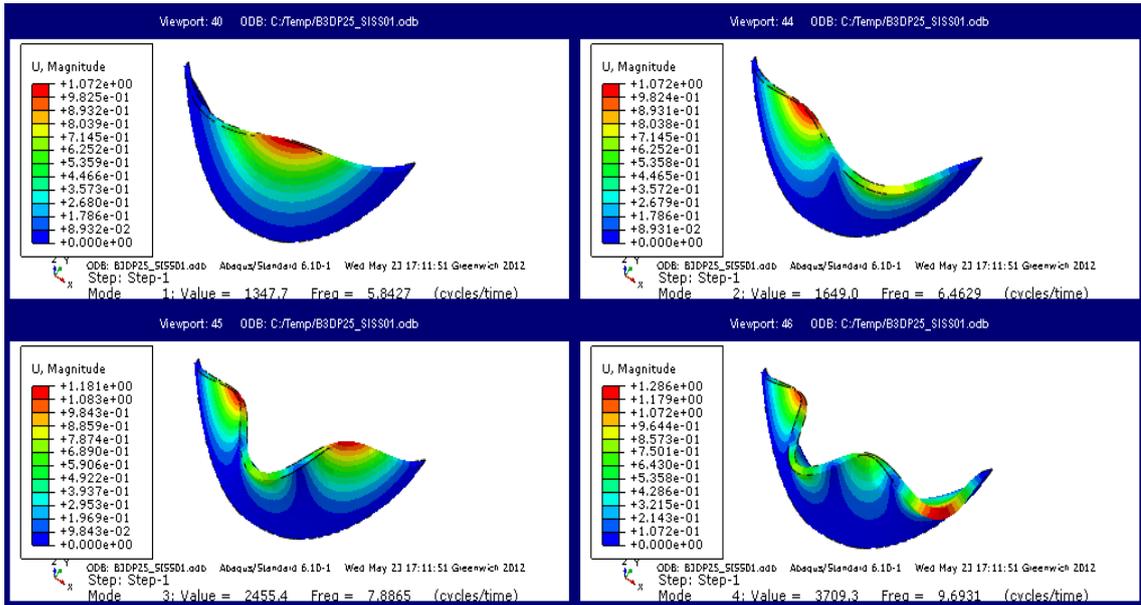


Figure 4.8. Les quatre premiers modes propres pour un taux de remplissage de 25%.

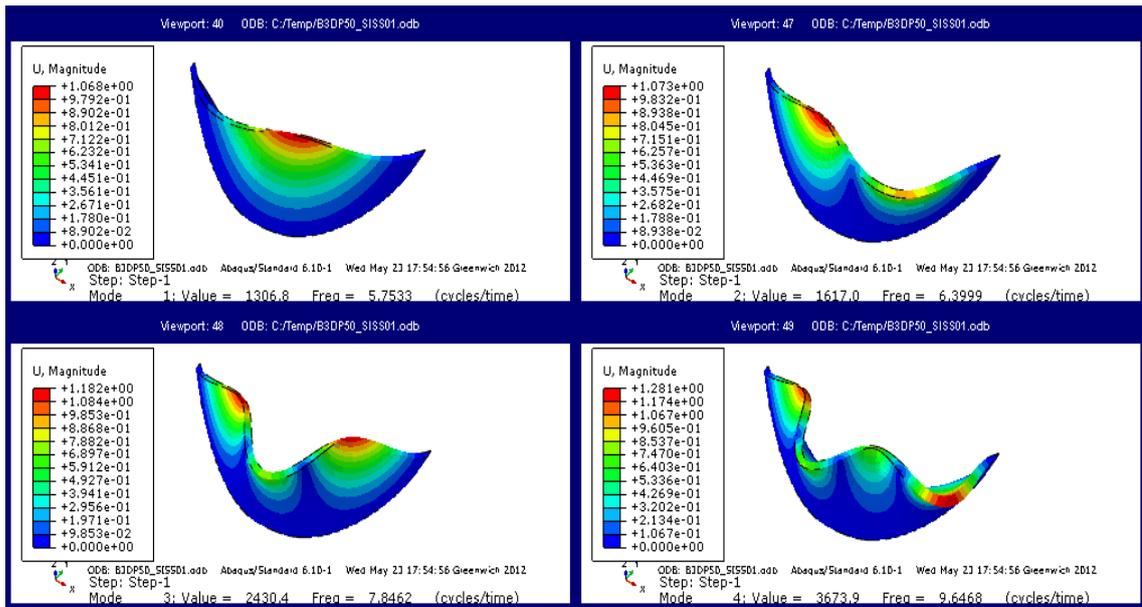


Figure 4.9. Les quatre premiers modes propres pour un taux de remplissage de 50%.

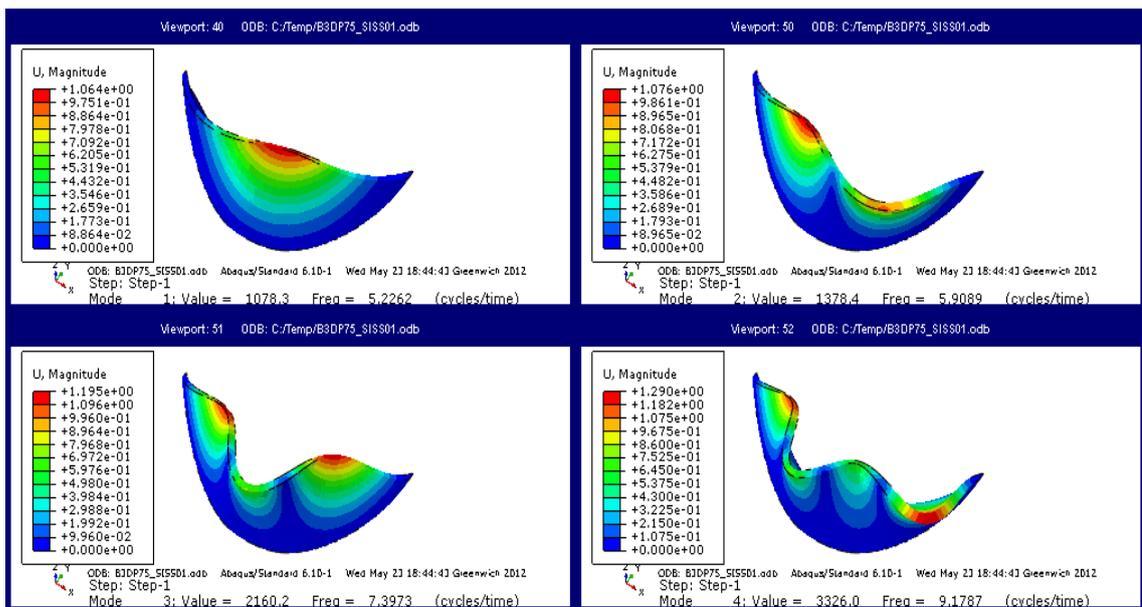


Figure 4.10. Les quatre premiers modes propres pour un taux de remplissage de 75%.

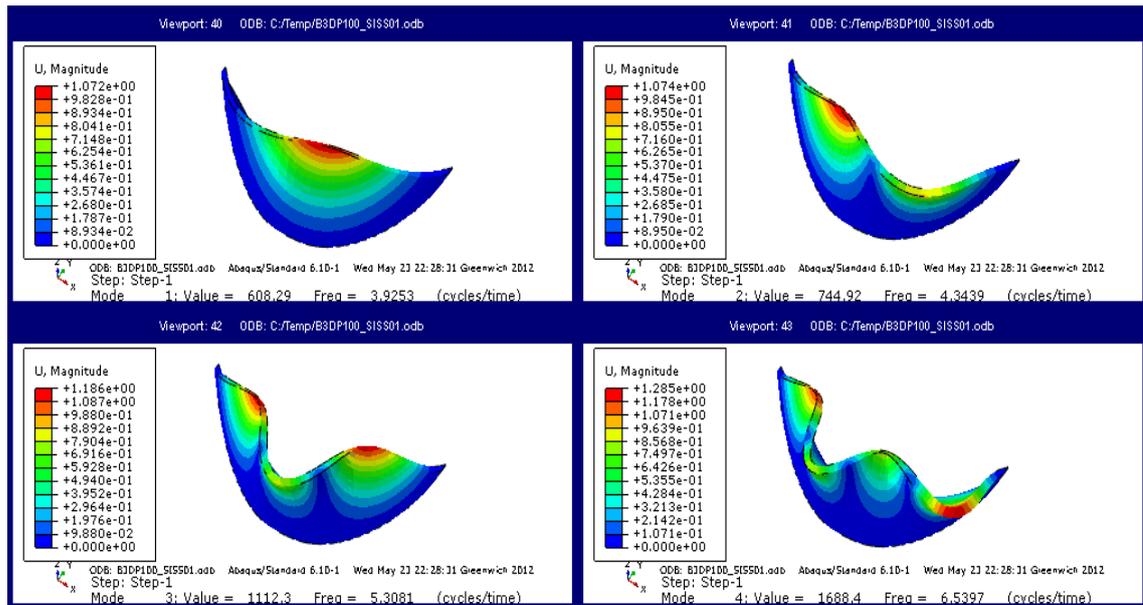


Figure 4.11. Les quatre premiers modes propres pour le barrage plein.

#### 4.3.1.2 Influence des dimensions du sol sur les périodes propres du barrage

Pour la deuxième étude on va tenir compte de l'interaction sol-structure tout en faisant varier les dimensions (troncature) du sol à prendre en considération pour le barrage vide. Les dimensions du sol prise en considération sont :  $H_s$ ,  $2H_s$ ,  $3H_s$ ,  $4H_s$ ; les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 4.4. Périodes propres du barrage de TICH I HAF pour des différents diamètres du sol de fondation (fondation massive)

Mode	Barrage sans ISS	$H_s$	$2H_s$	$3H_s$	$4H_s$
1	0,1710	0,2439	0,3018	0,3412	0,3679
2	0,1547	0,2228	0,2683	0,3333	0,3510
3	0,1268	0,1668	0,2435	0,2883	0,3177
4	0,1031	0,1642	0,2245	0,2829	0,3139

A partir de ce tableau on remarque bien que la période fondamentale du barrage est plus grande dans le cas où l'interaction sol-structure est prise en compte que dans le cas du barrage seul, et qu'elle est proportionnelle avec les dimensions du sol, et aussi on remarque que à un certain moment la

position de la limite de troncature peut être fixée puisque les périodes de vibration commencent à se stabilisées.

L'histogramme de la figure suivante montre la stabilisation de la période fondamentale en fonction de la limite de troncature.

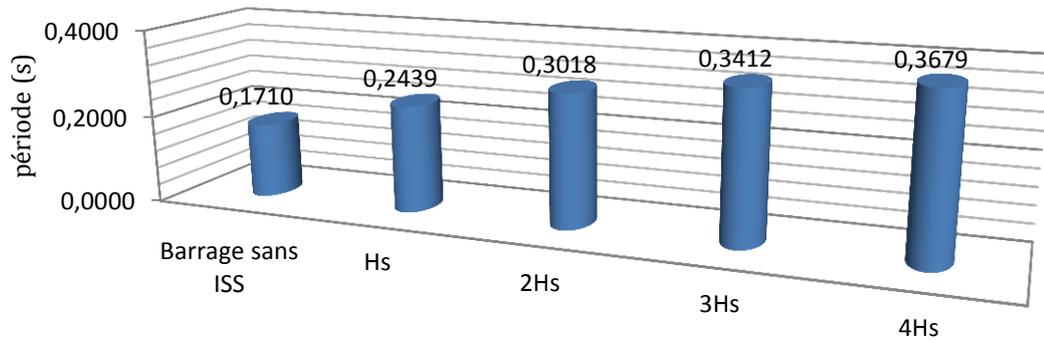


Figure 4.12. Valeurs des périodes propres du premier mode du barrage pour des différentes dimensions du sol.

Les modes propres du barrage sont illustrés dans les figures suivantes :

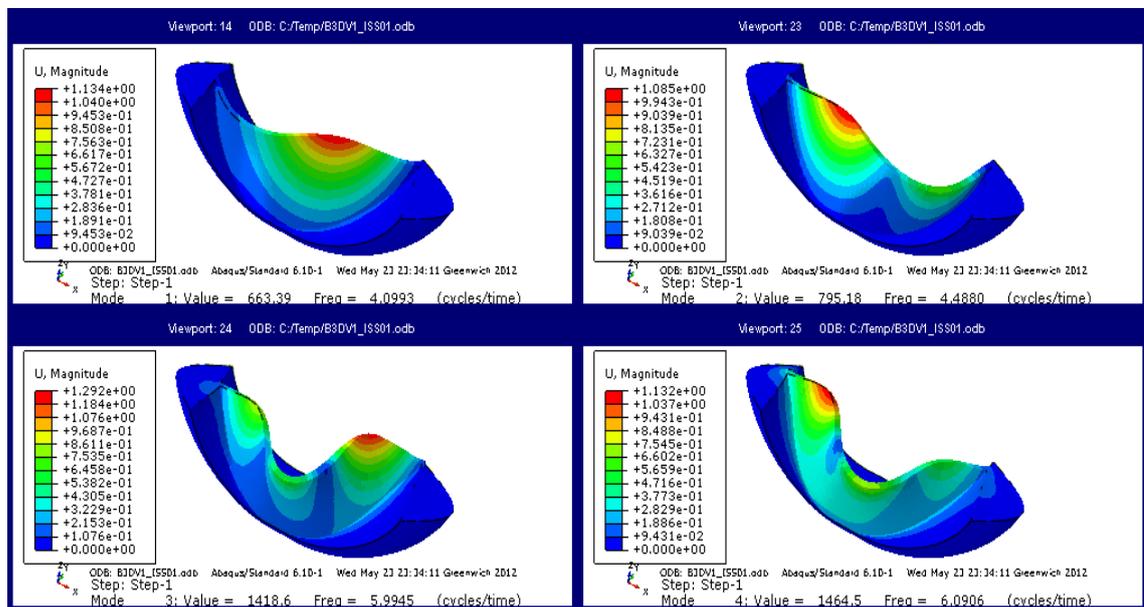


Figure 4.13. Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide avec ISS pour un sol de largeur Hs.

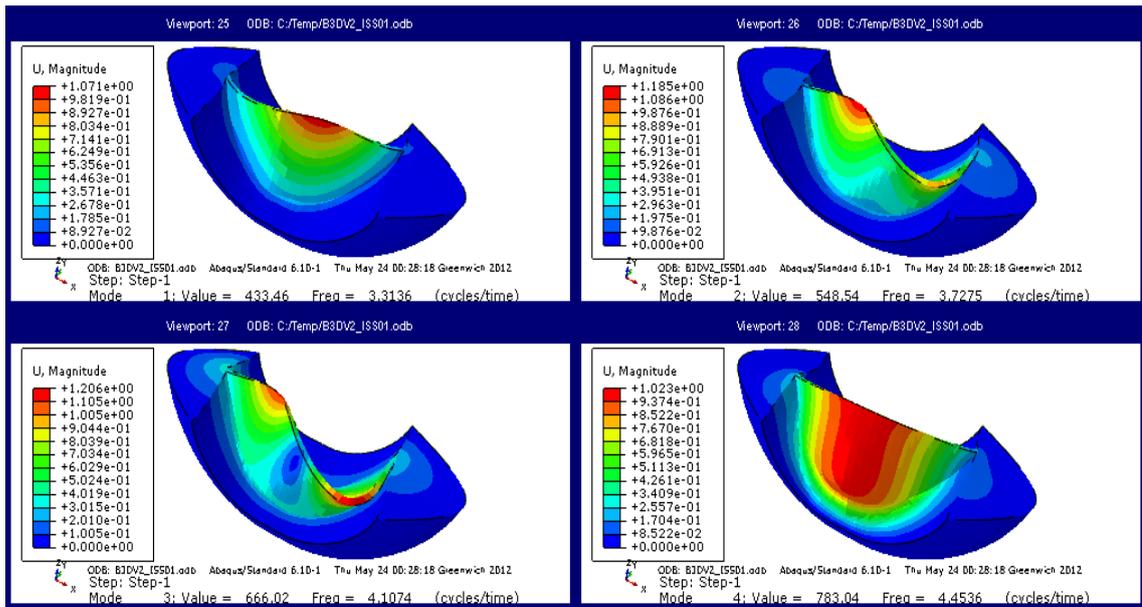


Figure 4.14. Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide avec ISS pour un sol de largeur 2Hs.

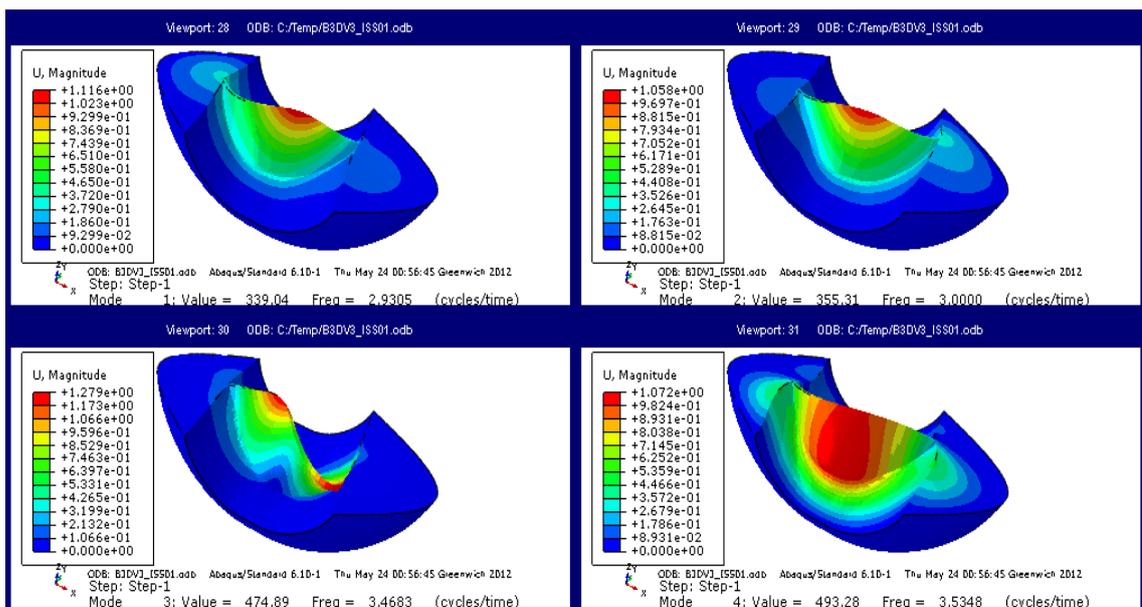
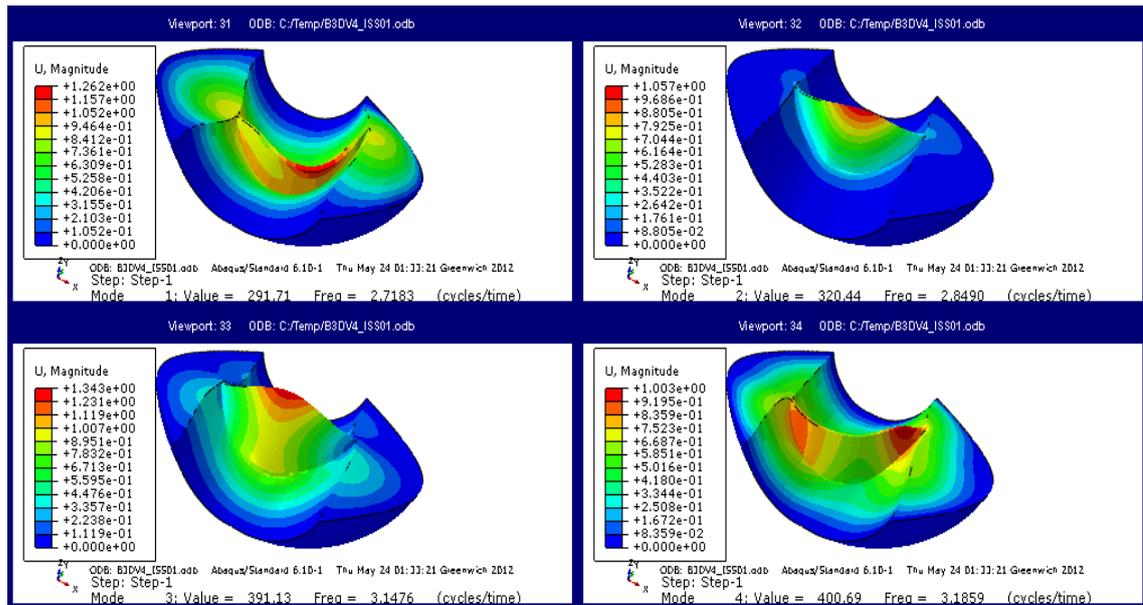


Figure 4.15. Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide avec ISS pour un sol de largeur 3Hs.



**Figure 4.16.** Les quatre premiers modes propres pour le barrage vide avec ISS pour un sol de largeur 4Hs.

### 4.3.1.3 Etude des vibrations libres du barrage en prenant en compte l'interaction fluide-sol-structure (IFSS)

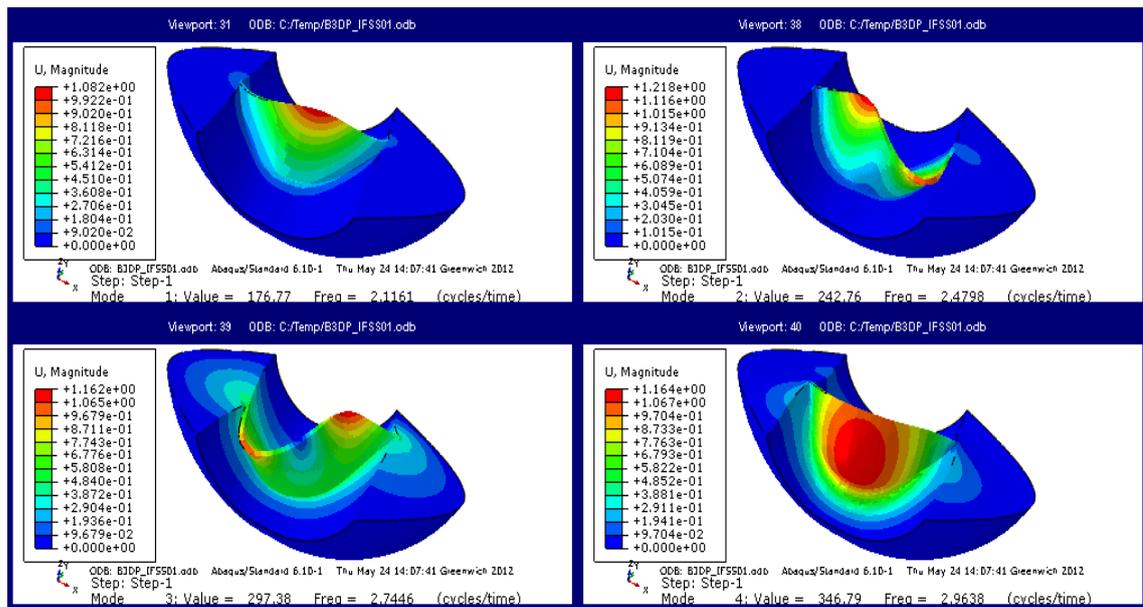
Le but de cette partie d'étude est de déterminer les périodes propres du barrage de TICHY HAF des quatre premiers modes de vibrations tout en prenant en compte les effets d'interaction fluide-sol-structure (barrage plein avec un diamètre du sol fixé à  $3H_s$ ).

**Tableau 4.5.** Périodes propres du barrage de TICHY HAF avec IFSS

Mode	1	2	3	4
période	0.4726	0.4033	0.3644	0.3374

Les périodes fondamentales du barrage obtenues dans l'analyse des vibrations libres avec interaction fluide-sol-structure, sont plus importantes que celles obtenues dans les analyses précédentes où la structure est prise soit sans ISS, ou bien sans IFS.

Les figures suivantes montrent les différents modes propres du barrage :



**Figure 4.17.** Les quatre premiers modes propres pour le barrage avec prise en compte de l'IFSS.

### 4.3.2 Etude de la réponse sismique

Dans cette partie, on va s'intéresser à déterminer la réponse sismique du barrage de TICHY HAF en termes de déplacements, contraintes et déformations, et cela pour le cas où le barrage est pris seul (sans interaction sol-structure ni fluide-structure), puis avec interaction fluide-structure, en suite on va prendre en compte l'interaction sol-structure, et enfin on va étudier sa réponse sismique en prenant en compte l'interaction fluide-sol-structure.

#### 4.3.2.1 Excitation sismique considérée

L'excitation sismique considérée pour l'étude dynamique du barrage est la même que celle prise pour le barrage de Pine Flat déjà définie en chapitre 3, en prenant un taux d'amortissement critique égale à 5%. L'accélérogramme a l'allure suivante :

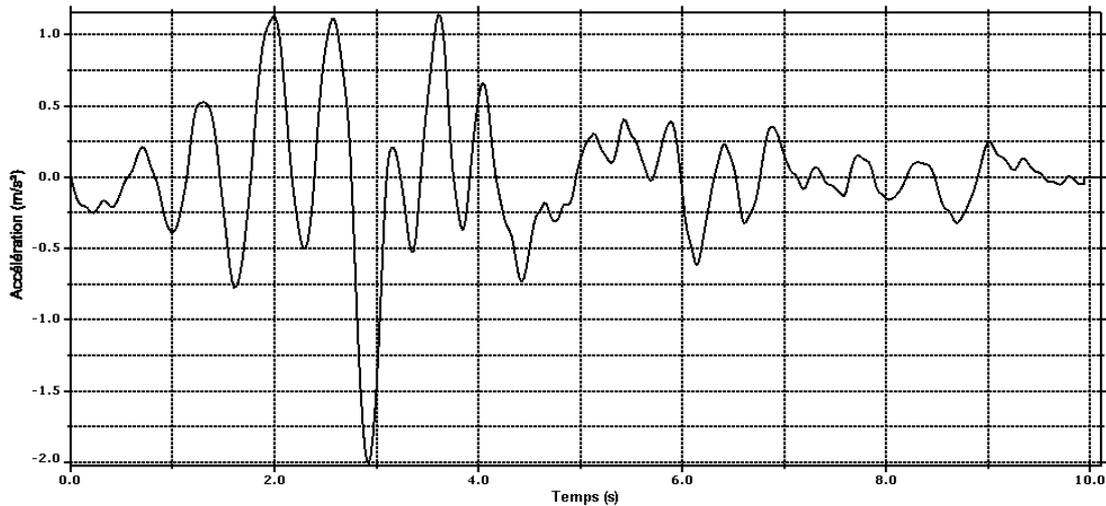


Figure 4.18. Les accélérations sismiques de Loma Preita 1989.

### 4.3.2.2 Analyse et résultats

#### a. La réponse sismique du barrage encastré

Afin de déterminer les déplacements maximaux en crête du barrage, les contraintes maximales à sa base, et ses déformations, on va appliquer l'accélérogramme à la base de celui-ci, tout en éliminant tout effet d'interaction que ce soit sol-structure ou fluide-structure.

La variation du déplacement à la crête au milieu du barrage en fonction du temps, est représentée sur la figure suivante.

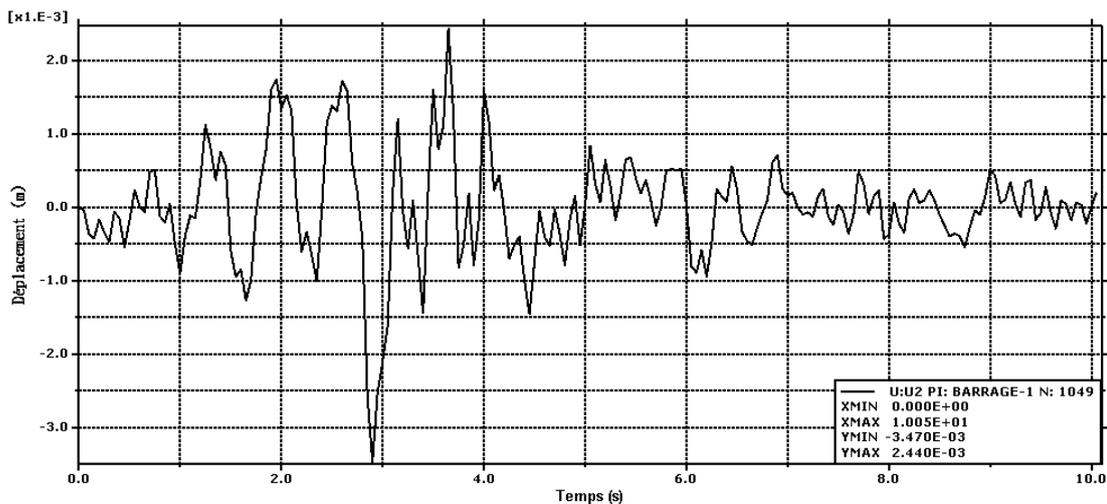
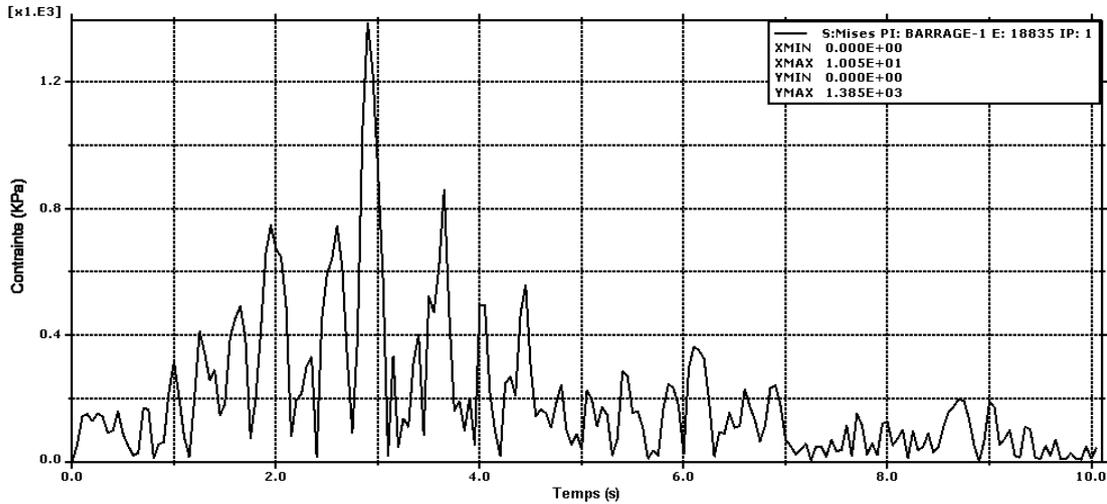


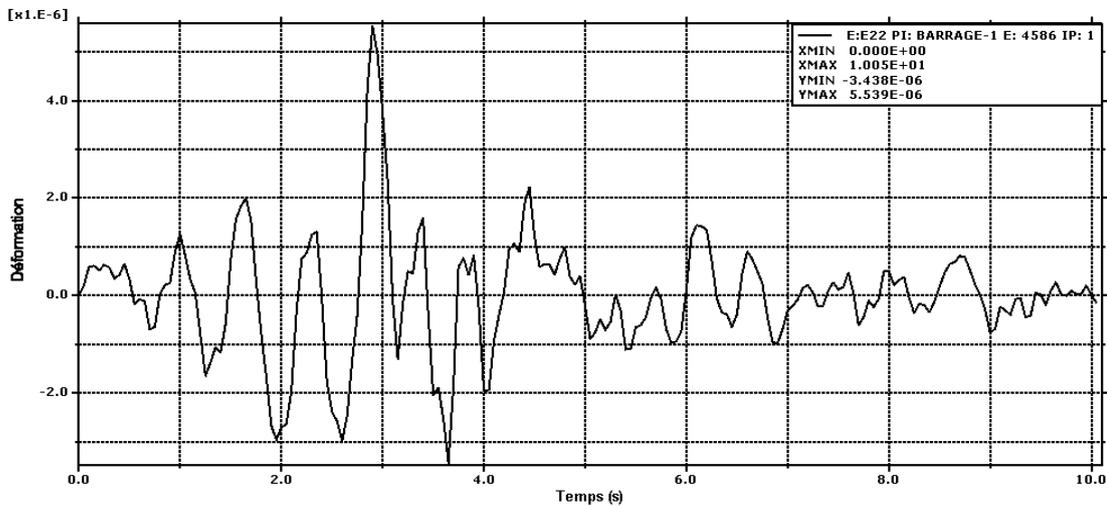
Figure 4.19. Déplacement en crête du barrage encastré.

La variation des contraintes à la base du barrage en fonction du temps sont données dans la figure suivante.



**Figure 4.20.** Variation des contraintes en fonction du temps à la base du barrage.

La variation de la déformation dans le barrage est représentée dans la figure suivante.



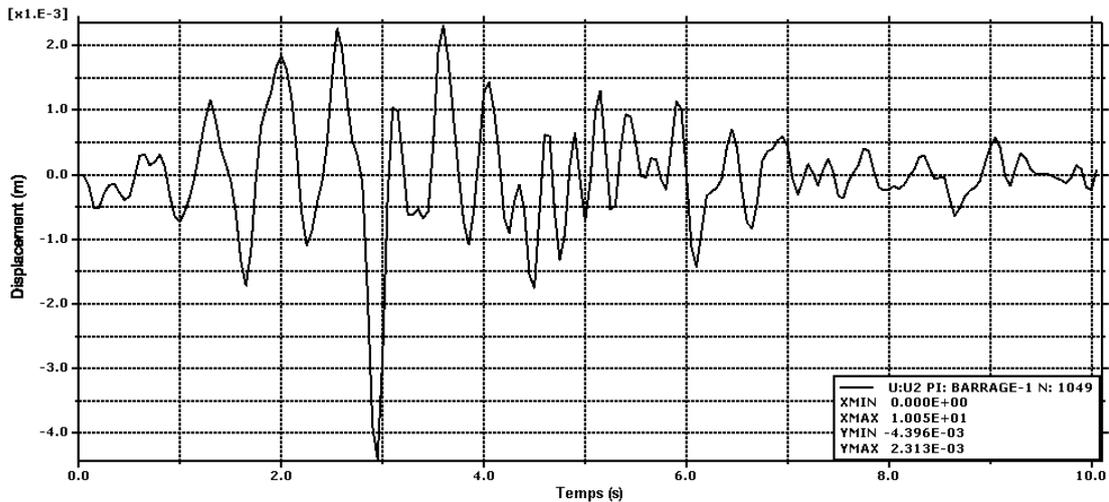
**Figure 4.21.** Variation des déformations en fonction du temps dans le barrage encastré.

Les figures 5.2, 5.3 et 5.4 montrent que le maximum est atteint à un temps  $t=2.90s$ , avec un déplacement maximal en crête égale à 3.47 mm, une contrainte maximale à la base égale à 1385 KPa, et une déformation maximale de  $5.539 \cdot 10^{-3} \text{‰}$ .

## b. La réponse sismique du barrage avec prise en compte de l'interaction fluide-structure

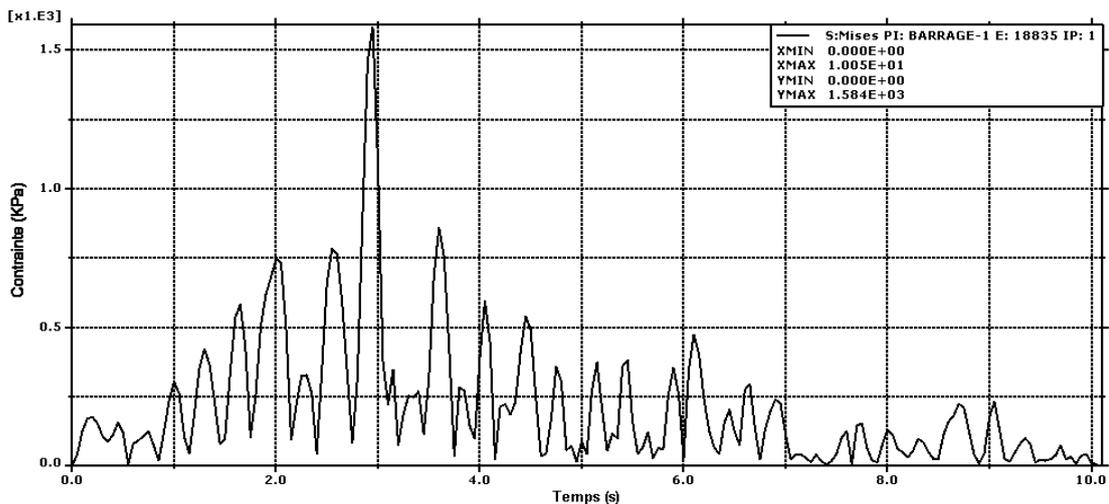
Dans cette partie on va déterminer l'influence de l'IFS sur la réponse sismique du barrage considéré plein et encastré à sa base.

La figure suivante montre la variation du déplacement en crête du barrage en fonction du temps.

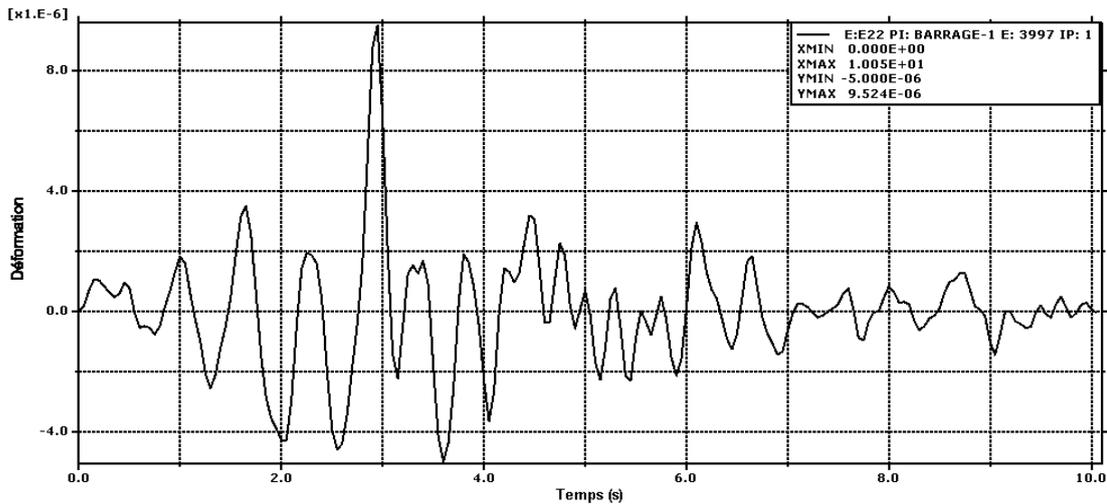


**Figure 4.22.** Déplacement en crête du barrage avec IFS en fonction du temps.

La variation des contraintes à la base du barrage en fonction du temps est donnée par le graphe suivant.



**Figure 4.23.** Variation des contraintes en fonction du temps à la base du barrage avec IFS.



**Figure 4.24.** Variation des déformations en fonction du temps dans le barrage avec IFS.

A partir des graphes précédents on remarque que la contrainte, la déformation et le déplacement maximaux sont atteints à un instant  $t=2.95s$ , avec une valeur de 4.396 mm pour le déplacement, 1584 KPa pour la contrainte, et une déformation de  $9.524 \cdot 10^{-3} \text{‰}$ .

### c. Etude de la réponse sismique du barrage avec prise en compte de l'ISS

Pour déterminer l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique du barrage on va éliminer tout effet d'interaction fluide-structure, et on prend en compte l'interaction sol-structure, et cela pour une largeur de la fondation égale à  $3H_s$ , la variation du déplacement en crête du barrage, et de la contrainte à sa base, ainsi que la déformation dans celle-ci sont donnés dans les graphes suivants.

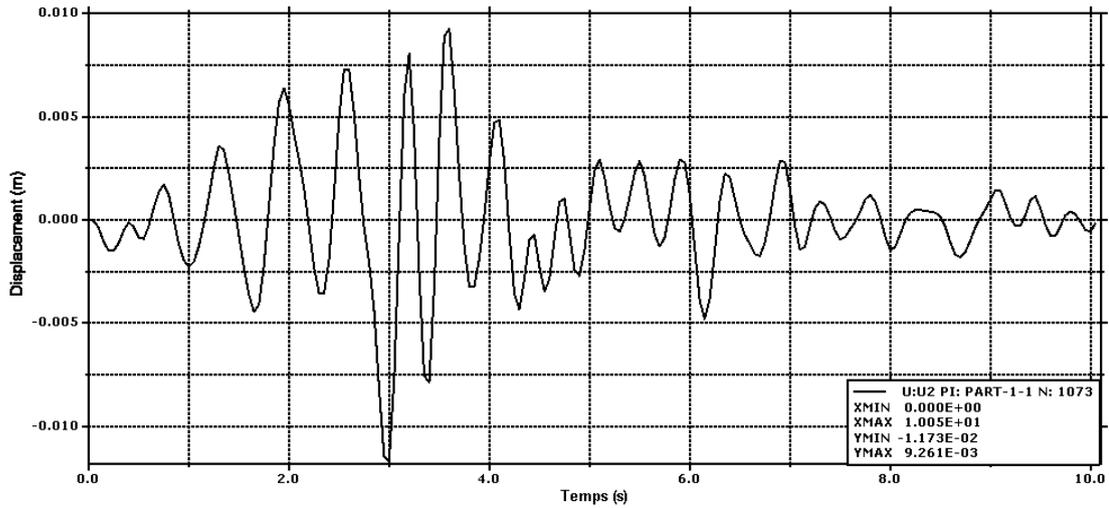


Figure 4.25. Déplacement en crête du barrage avec ISS en fonction du temps.

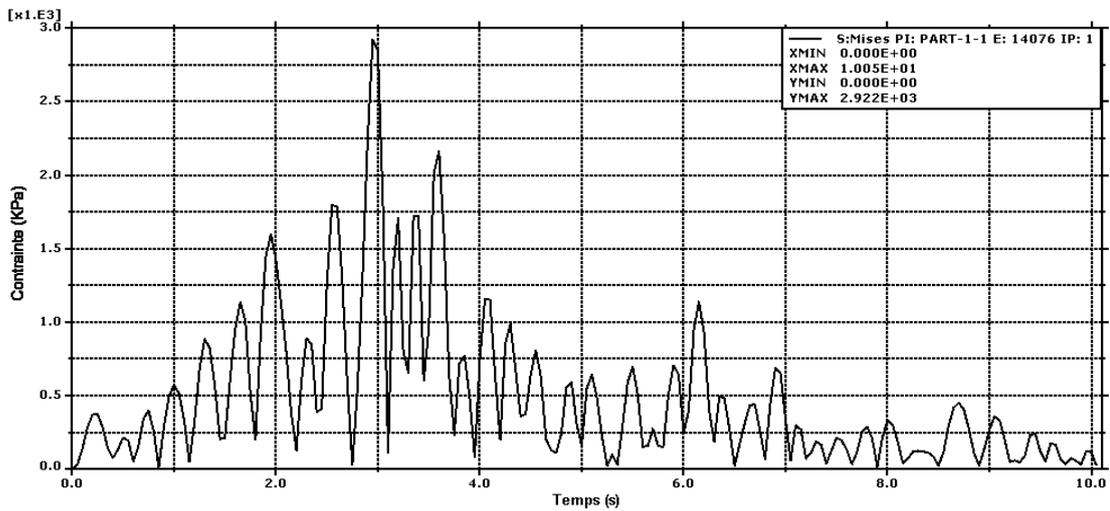


Figure 4.26. Variation des contraintes en fonction du temps à la base du barrage avec ISS.

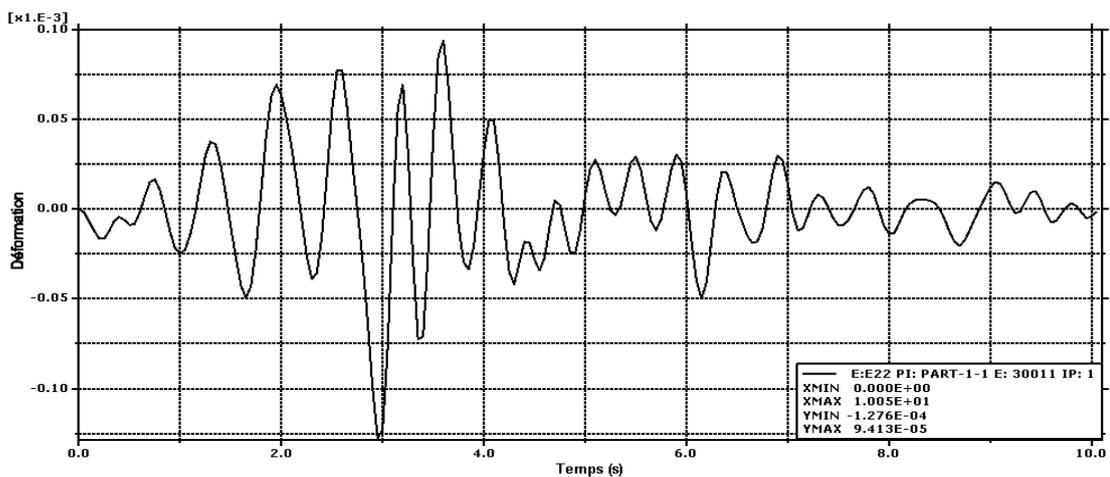


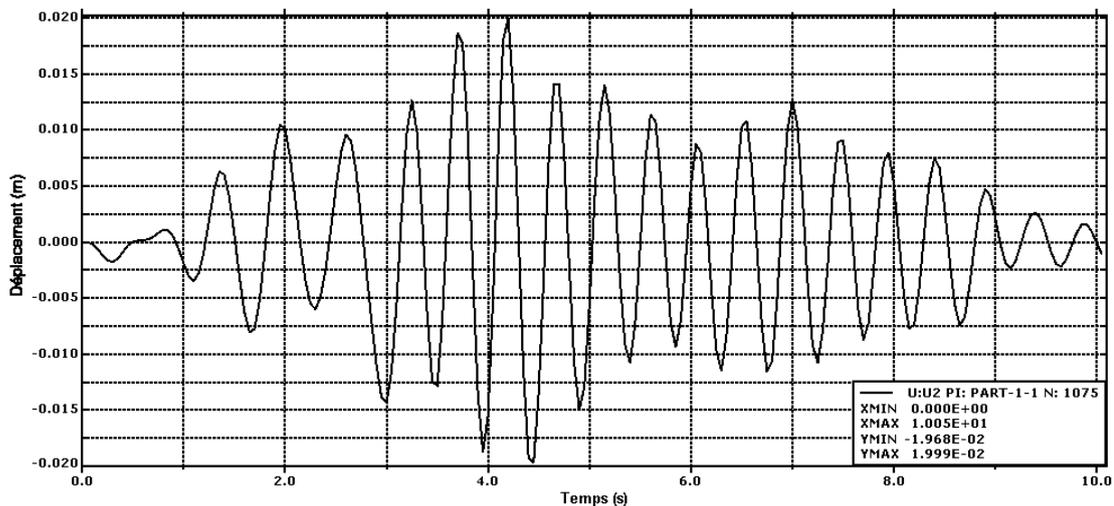
Figure 4.27. Variation des déformations en fonction du temps dans le barrage avec ISS.

Les valeurs maximales du déplacement et de la contrainte obtenus dans l'analyse sismique du barrage avec prise en compte de l'interaction sol-structure sont respectivement de 1.173 cm et 2922 KPa, qui sont atteintes à un temps  $t=2.95s$ , avec une déformation maximale de 0.1276 ‰.

#### d. La réponse sismique du barrage avec prise en compte de l'interaction fluide-sol-structure (IFSS)

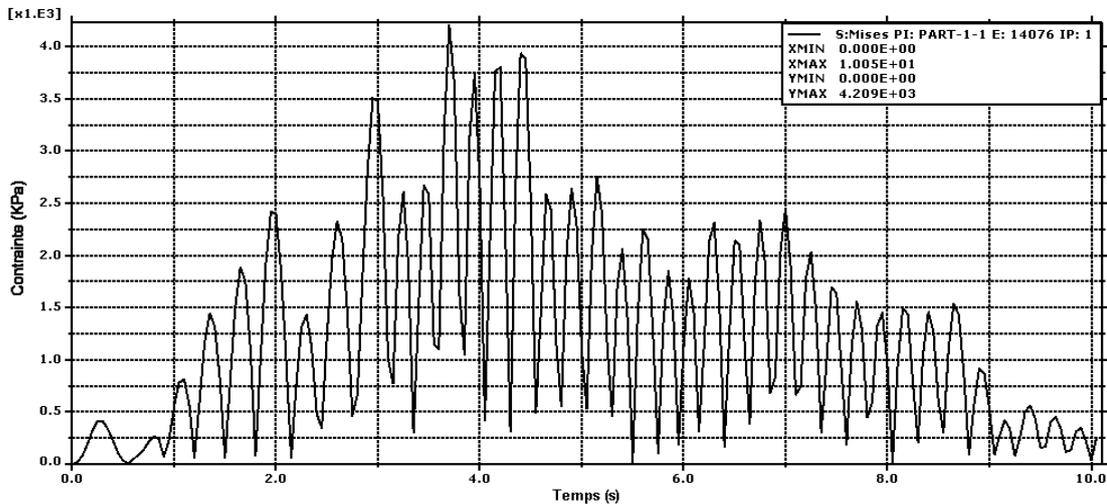
Comme une dernière analyse de la réponse sismique du barrage, on va appliquer l'accélérogramme à la base de celui-ci tout en tenant compte de l'interaction fluide-sol-structure.

Les déplacements obtenus en crête en fonction du temps sont illustrés dans la figure suivante.

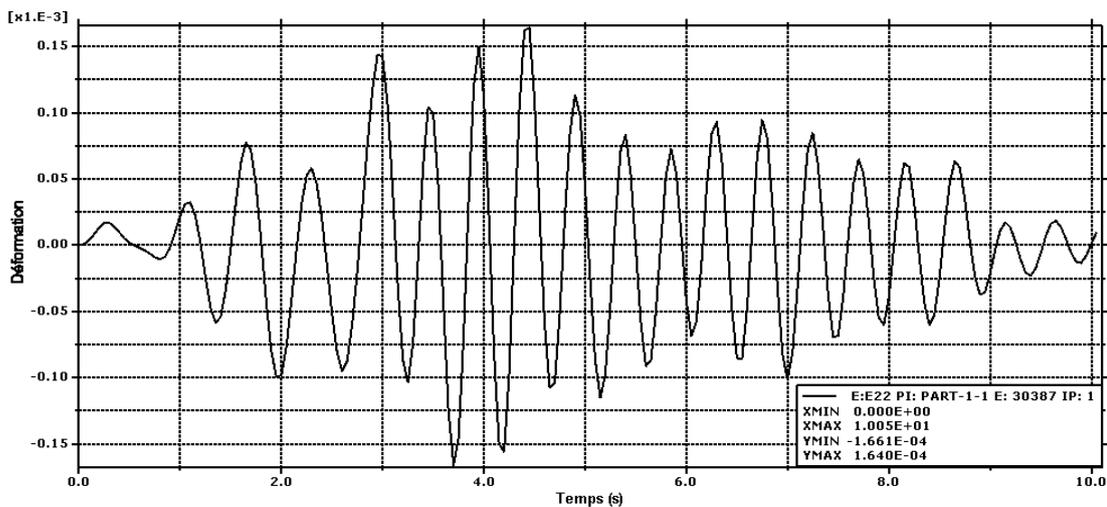


**Figure 4.28.** Déplacement en crête du barrage avec IFSS en fonction du temps.

Les contraintes à la base du barrage en fonction du temps, sont données dans la figure suivante :



**Figure 4.29.** Variation des contraintes en fonction du temps à la base du barrage avec IFSS.

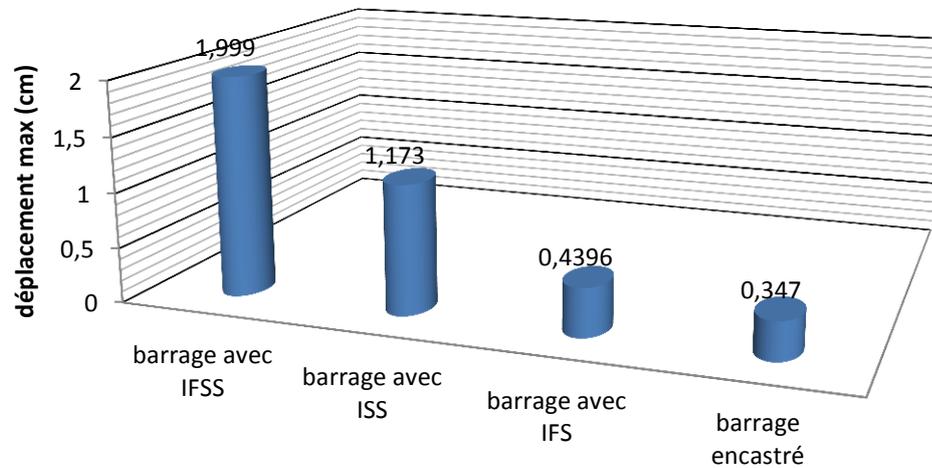


**Figure 4.30.** Variation des déformations en fonction du temps dans le barrage avec IFSS.

A partir des trois graphes précédents on remarque que le maximum des déplacements est atteint à l'instant  $t=4.2s$  avec une valeur de  $1.999cm$ , et celui des contraintes est égale à  $4209KPa$  qui est atteint à  $t=3.7s$ , et la déformation maximale est atteinte à  $t=4.45$  avec une valeur de  $0.1661\%$ .

### 4.3.2.3 Comparaison et vérification des résultats

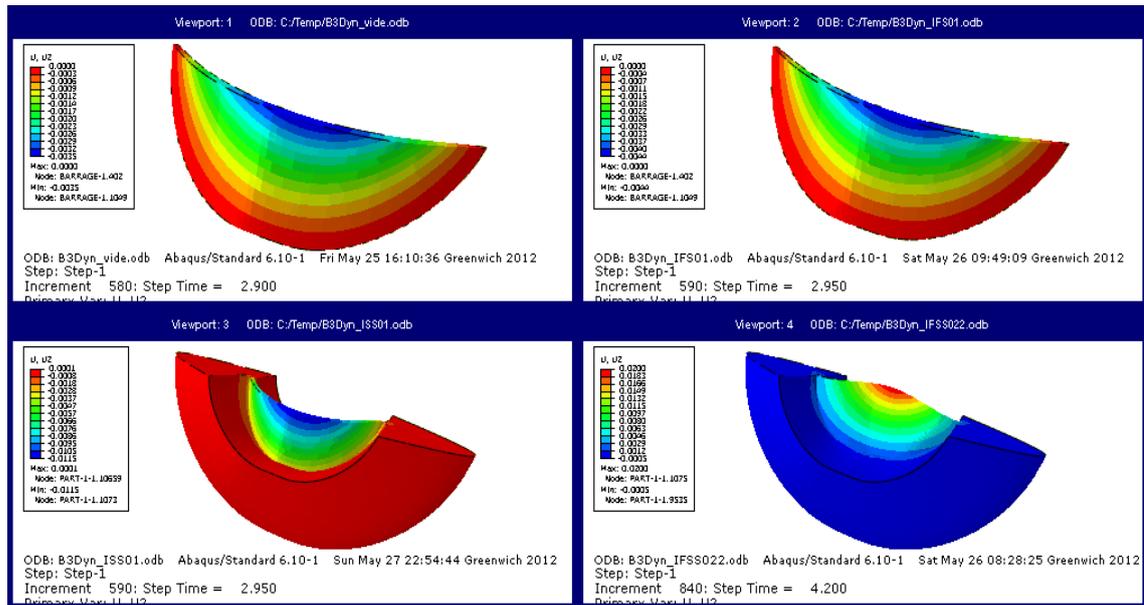
#### a. Etude des déplacements



**Figure 4.31.** Valeurs des déplacements maximaux en crête du barrage pour les différents cas étudiés.

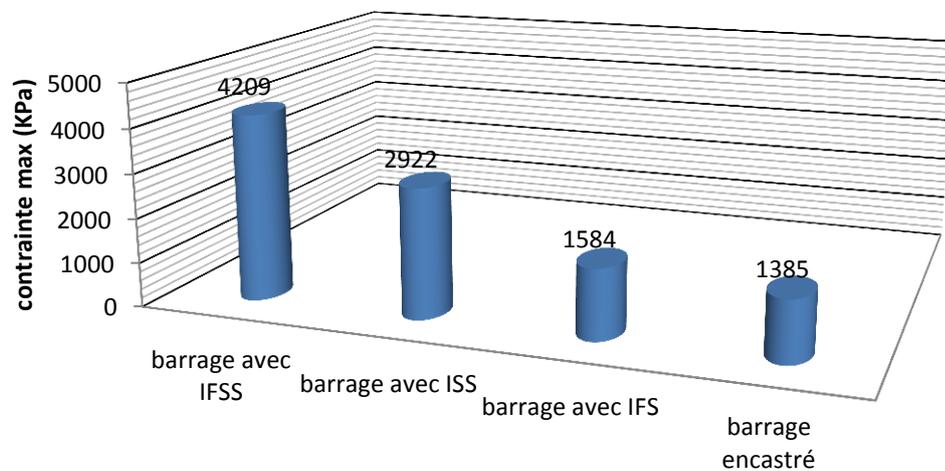
L'histogramme précédent montre que la valeur du déplacement maximal du barrage encastré (sans IFS ni ISS) est très petite, qui augmente légèrement en prenant en compte l'interaction fluide-structure, cette valeur-là est triplée en prenant en compte l'interaction sol-structure, et six fois plus grande avec l'interaction fluide-sol-structure.

L'allure du déplacement maximal à la crête du barrage pour les différents cas étudiés est montrée sur la figure suivante.



**Figure 4.32.** Déplacements maximaux dans le barrage pour les différents cas d'étude.

## b. Etude des contraintes



**Figure 4.33.** Valeurs des contraintes maximales à la base du barrage pour les différents cas étudiés.

A partir de l'histogramme, on aperçoit bien que la valeur maximale de la contrainte est obtenue en prenant en compte l'interaction fluide-sol-structure qui est le triple de la contrainte maximale dans le barrage encastré, et qu'il y a une petite différence entre la contrainte max dans le barrage encastré et celle du barrage avec prise en compte de l'interaction

fluide-structure. Dans le cas où on a pris en compte l'interaction sol-structure on a obtenu une contrainte maximale qui est presque le double de celle obtenue dans le cas où on a pris en compte l'interaction fluide-structure.

L'allure des contraintes maximales dans le barrage pour les différents cas étudiés est représentée dans la figure suivante.

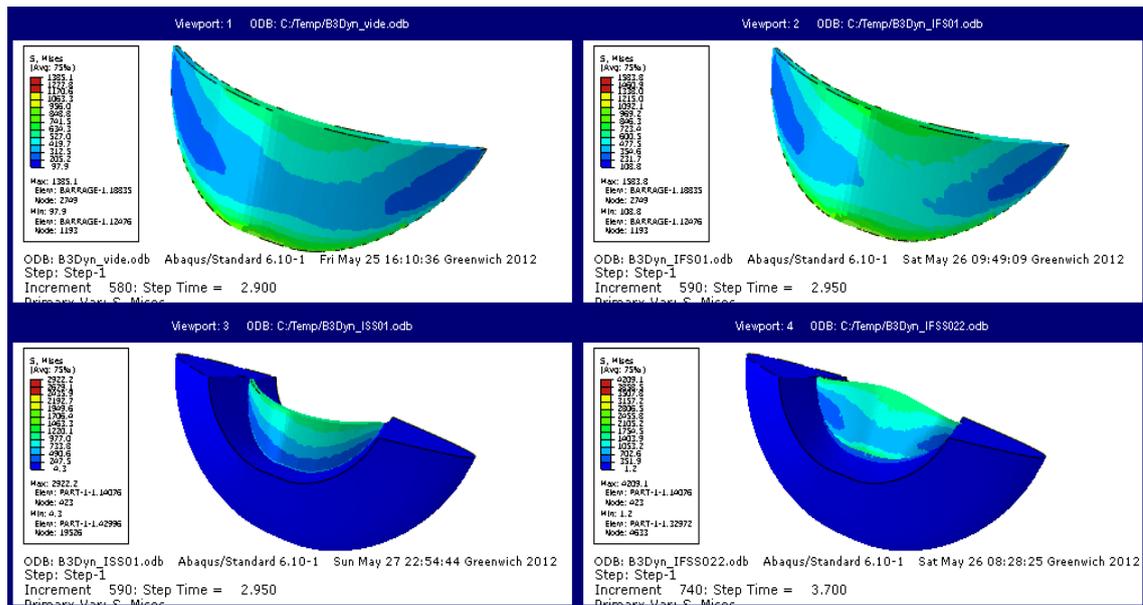


Figure 4.34. Contraintes maximales dans le barrage pour les différents cas d'étude.

### Exemple de vérification de la contrainte

Dans l'analyse sismique du barrage de TICHY HAF on a constaté que les contraintes maximales sont concentrées à sa base, et elles sont plus défavorables en prenant en compte l'interaction fluide-sol-structure avec  $\sigma_{\max}=4209\text{KPa}$ .

À titre d'exemple pour la vérification des contraintes à la traction et à la compression on va considérer les contraintes suivant le sens y (Amont-Aval) car il est le sens le plus défavorable, pour les sollicitations on va considérer uniquement l'effort dû à la charge sismique (E), sans prendre en compte le poids propre (G) et la poussée hydrostatique (Q).

La figure suivante montre les contraintes maximales suivant le sens y pour les différents cas étudiés.

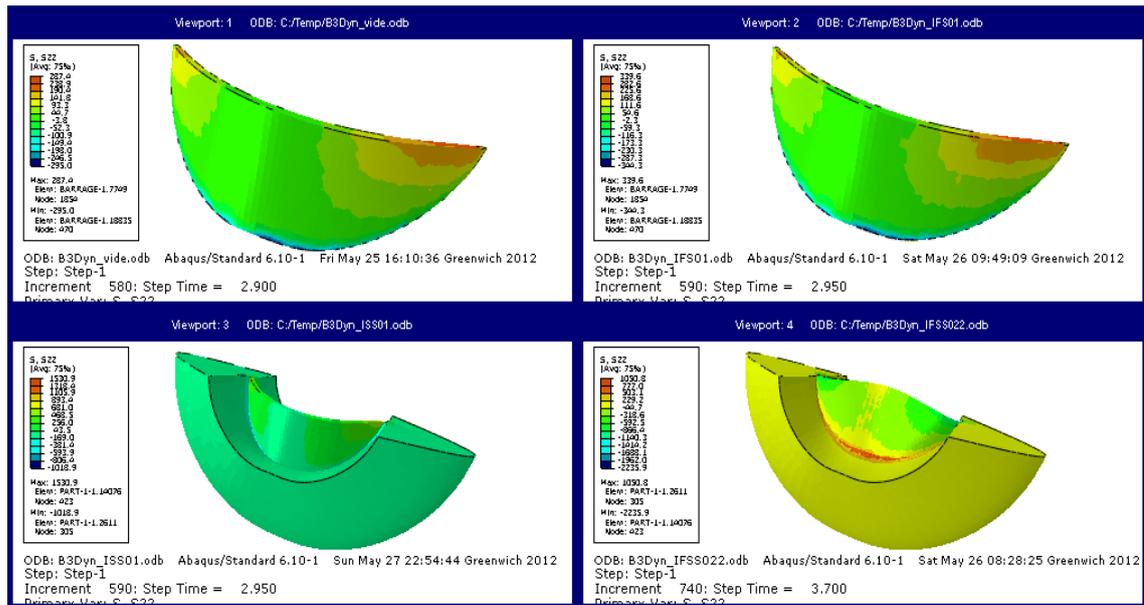


Figure 4.35. Les contraintes maximales dans le barrage suivant le y pour les différents cas étudiés.

**Vérification des contraintes à la traction :**

On doit avoir

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{ad} \tag{4.1}$$

Avec

$$\sigma_{max} = 1050.8 \text{ KPa}$$

Et

$$\sigma_{ad} = 0.6 + 0.06 * f_{c28}; \text{ avec } f_{c28} = 25 * 10^3 \text{ KPa} \tag{4.2}$$

$$\sigma_{ad} = 2.1 * 10^3 \text{ KPa}$$

$\sigma_{max} \leq \sigma_{ad}$  ; La condition de résistance à la traction est vérifiée.

**Vérification des contraintes à la compression :**

On doit avoir

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{ad} \tag{4.3}$$

Avec

$$\sigma_{max} = 2235.9 \text{ KPa}$$

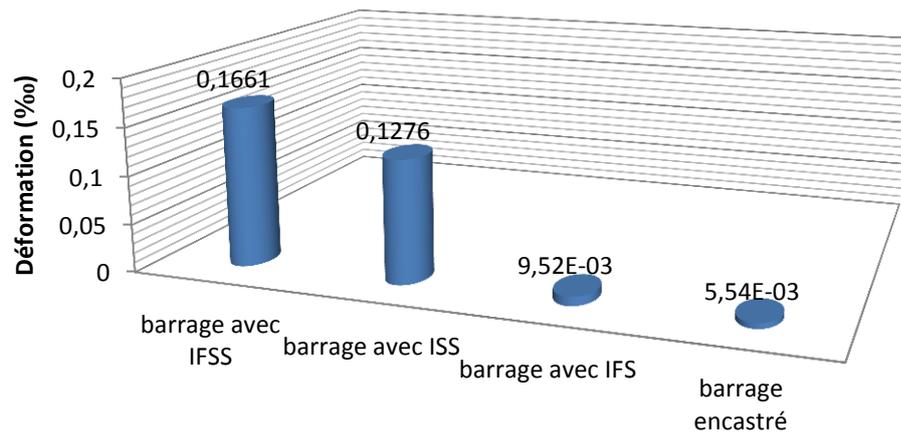
Et

$$\sigma_{ad} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} \quad (4.4)$$

$$\sigma_{ad} = 14.2 * 10^3$$

$\sigma_{max} \leq \sigma_{ad}$  ; La condition de résistance à la compression est vérifiée.

### c. Etude des déformations



**Figure 4.36.** Déformations maximales dans le barrage pour les différent cas d'étude.

Les déformations maximales obtenues dans l'analyse dynamique du barrage sont négligeables dans le cas du barrage encastré, et celui pris avec interaction fluide-structure ; ces valeurs deviennent plus importantes dans le cas où on prend en compte l'interaction sol-structure, et encore plus grandes avec la prise en compte de l'interaction fluide-sol-structure.

L'allure des déformations dans le barrage suivant le sens y pour les différent cas étudiés est représentée dans la figure suivante :

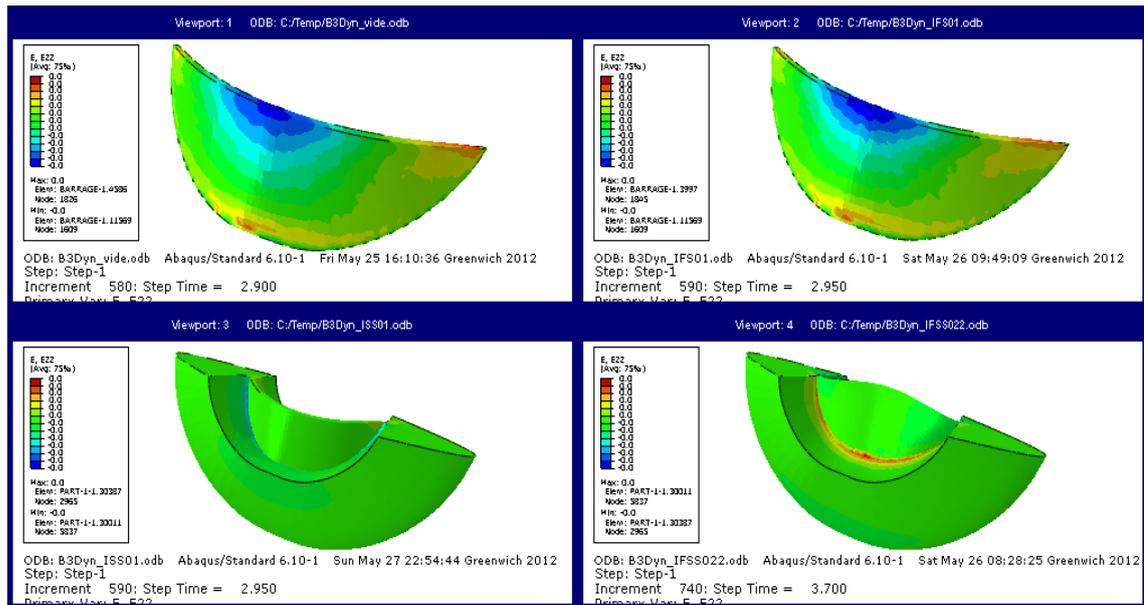


Figure 4.37. Les déformations maximales dans le barrage suivant le sens y pour les différents cas étudiés.

### Vérification des déformations

Pour la vérification des déformations dans le barrage, il suffit de vérifier la valeur maximale obtenue dans l'analyse dynamique de celui-ci pour les différents cas étudiés, qui est obtenue dans le cas où on a pris en compte l'interaction fluide-sol-structure, en la comparant à la valeur admissible des déformations  $\epsilon_{ad}$ .

A titre d'exemple pour la vérification des déformations dans le barrage, on va vérifier la valeur maximale de la déformation qui est obtenue en prenant en compte l'IFSS qui est égale à 0.1661‰, à la déformation admissible du béton.

$$\epsilon_{max} \leq \epsilon_{ad}$$

$$\epsilon_{ad} = 3.5 \text{ ‰}$$

Donc

$$\epsilon_{max} \leq \epsilon_{ad}$$

La condition de la déformée est vérifiée.

**Conclusion**

Pour l'étude des vibrations libres du barrage il est très important de prendre en compte l'interaction fluide-sol-structure pour aboutir à des résultats plus fiables que dans le cas où le barrage est pris sans celle-ci.

Le déplacement maximal en crête, et la contrainte maximale à la base du barrage, sont plus importants en considérant l'interaction sol-structure ou bien fluide-structure, qu'en considérant le barrage seul.

La conclusion la plus importante qu'on peut tirer à travers notre étude c'est que la prise en compte des effets d'IFSS est primordiale pour le dimensionnement des grands ouvrages tel que le barrage de Tichi Haf. En effet les résultats de notre étude sismique ont bien montrés que la prise en compte de l'interaction fluide-sol-structure, fait augmenter d'une manière très importante les déplacements en crête du barrage, les contraintes à sa base, ainsi que ses déformations.

# CONCLUSION GENERALE

Ce travail a pour but d'apporter une contribution à l'étude des effets d'interactions fluide-sol-structure sur la réponse sismique du barrage-voûte de Tichi Haf.

Deux études distinctes ont été effectuées dans ce travail, la première consiste à l'étude des vibrations libres du barrage, et la deuxième à étudier sa réponse sismique, pour l'enregistrement de Loma Preita 1989.

L'étude des vibrations libres du barrage de Tichi Haf montre que :

- La prise en compte de l'effet hydrodynamique fait augmenter la période fondamentale du barrage ;
- Le niveau de remplissage du réservoir allonge la période propre du barrage, pour des taux de remplissage inférieurs à la moitié cet allongement est très petit, par contre il augmente considérablement au-delà de la moitié ;
- La prise en compte de l'interaction sol-structure a pour effet d'augmenter la période propre du barrage ;
- La période propre du barrage est proportionnelle aux dimensions du sol de fondation jusqu'à sa stabilisation ;
- L'étude des vibrations libres du barrage avec prise en compte de l'interaction fluide-sol-structure fait amplifier la période fondamentale de celui-ci.

L'étude de l'influence de l'interaction fluide-sol-structure dans l'analyse sismique du barrage, nous a permis d'aboutir aux résultats suivants :

- La prise en compte de l'effet hydrodynamique, fait augmenter sensiblement les déplacements à la crête du barrage, les contraintes à sa base, ainsi que ses déformations ;
- L'étude de la réponse dynamique du barrage tout en tenant compte de l'interaction sol-structure a pour effet d'augmenter considérablement les déplacements, les contraintes, et les déformations dans la structure ;
- L'élimination de l'effet d'interaction sol-structure dans l'étude sismique du barrage, conduit à des déformations négligeables dans celui-ci ;
- Le couplage fluide-sol-structure dans l'analyse dynamique du barrage de Tichi Haf nous conduit à des résultats plus fiables, et fait amplifier le déplacement, la contrainte, et la déformation.

# BIBLIOGRAPHIE

- [1] P. le Delliou. *Les barrages conception et maintenance*. Presses universitaires de Lyon, Vaulx-en-Velin, ENTPE, 2004.
- [2] P. Delage. *La sécurité des grands ouvrages. Hommage à Pierre Londe*. Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris, 2000.
- [3] L. Aouadj. *Comportement dynamique d'un barrage en béton avec interaction sol-fluide-structure*. Thèse de magistère, université EL-Hadj Lakhdar de Batna, Algérie, 2009.
- [4] *Session de formation continue. Sécurité des barrages en service*. Montpellier 25-28mai 1993
- [5] C Deymier, J-M.Tacnet, N. Mathys. *Conception et calcul de barrage de correction torrentielle*. Equipement pour l'eau et l'environnement, 1<sup>ere</sup> édition, Grenoble, France, 1995.
- [6] A. Carrère Directeur Technique, Bureau d'Ingénieurs Conseils COYNE et BELLIER « BARRAGES »
- [7] STUCKY SA, [http://www.stucky.ch/fr/h\\_1.php](http://www.stucky.ch/fr/h_1.php)
- [8] F. Bruel. *La catastrophe de Malpasset*. 1959.
- [9] A. Filiatrault. *Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. Edition de l'école polytechnique de Montréal, 1996.
- [10] A. Pecker. *Dynamique des sols*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées(ENPC), 1984.
- [11] Khefache. *Note de cours de dynamique des sols*. Département génie civil, université de Bejaïa.

- [12] A. Pecker. *Dynamique des structures et des ouvrages*. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), 2009.
- [13] M. Boumaïza. *Contribution à l'étude et à l'analyse du comportement des barrages en terre et de leur stabilité*. Thèse de Magistère en hydraulique, Université M'Hamed Bougara de Boumerdès, faculté des sciences de l'ingénieur, 2010.
- [14] A. Seghir. *Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure Application à l'étude des barrages poids en béton*. Thèse de doctorat, université de Béjaïa, 2010.
- [15] J. Cho, J. Chanson. *Évaluation des modèles numériques classiques pour l'analyse modale de fluide-structure séparée*. École de la construction mécanique, national de Pusan, université de Jangjeon - Dong, Kumjung - Ku, Pusan 609-735, Corée, 2000.
- [16] L. Ramdani. *Investigation Numérique des effets d'Interaction Fluide-Sol-Structure sur la Réponse Sismique des Réservoirs de Stockage*. Département de Génie Civil, Université A. Mira de Bejaia, 2009.
- [17] A. Seghir, A. Tahakourt, G. Bonnet. *Accouplement FEM et BEM symétrique pour l'interaction dynamique des systèmes de barrage-réservoir*.
- [18] B. Tiliouine & A. Seghir. *Influence de l'interaction fluide-structure sur le comportement sismique du barrage d'Oued-Fodda (Nord-Ouest Algérien)*. (CAM97, Juin 1997, Damas, Syrie) Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie.
- [19] L. Ramdani, A. Seghir. *Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage rectangulaires*. Département de Génie Civil, Université A. Mira de Bejaia.
- [20] U.S. Army Corps of Engineers. « *Time-History Dynamic Analysis of Concrete Hydraulic Structures* », Department of Army, Washington, 2003.
- [21] R. Livaoglu, « *Recherche sur le comportement séismique du réservoir-sol fluide-rectangulaire/ systèmes de base dans le domaine de fréquence* », Université technique de Karadeniz, département du génie civil. 29000 Gümüşhane, Turquie, mai 2007.
- [22] G. Capot, A. Seghir, A. Corfdir « *Accouplement BEM avec FEM par un calcul direct de la matrice de rigidité de frontière* »

- [23]** L. Ramdani, R. Bendahmane. *Etude de la réponse sismique des réservoirs de stockage avec interaction fluide-structure par la méthode des éléments finis. Mémoire ingénieur option construction civile et industrielle université de Bejaia.*
- [24]** F.Sabourin E.Salle. *Elasticité plane et axisymétrique. INSA de Lyon, 2000.*
- [25]** A. Seghir *cours d'élasticité et MEF, département génie civil université de Bejaïa.*
- [26]** J-c. Craveur. *Modélisation par éléments finis. 3ème édition école d'ingénieur*
- [27]** J-L. Batoz, G. Dhatt. *Modélisation des structures par éléments finis. Volume 3 Coque, Edition Hermes.*
- [28]** J-c. Craveur. *Modélisation des structures. Calcul par éléments finis, 2ème édition Masson.*
- [29]** L. Penazzi. *Calcul de structures présentation de la méthode des éléments finis, premiers pas d'un utilisateur ABAQUS™. École des mines d'Alibi, CARMAUX.*
- [30]** F. Minari. *Effet de l'interaction sol-structure sur la réponse sismique d'un barrage-poids en béton. Département de Génie Civil, Université A. Mira de Bejaia.*
- [31]** [www.maine-et-loire.pref.gouv.fr](http://www.maine-et-loire.pref.gouv.fr), *Dossier Départemental des Risques Majeurs > Maine-et-Loire rupture de barrage.*
- [32]** E. L. Wilson. *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures, A Physical Approach with Emphasis on Earthquake Engineering. Computers and Structures, Inc. Berkeley, Californie, USA, 2002.*
- [33]** H. Seghir. *Cours de dynamique des structures, département génie civil université de Bejaïa.*