

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE**

جامعة سعد دحلب - البلدية 1-

UNIVERSITE -SAAD DAHLEB- BLIDA

كلية العلوم الهندسية

Faculté de Technologie

قسم الهندسة المدنية

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : Structure Réparation et Coût de Construction

Thème

**SURVEILLANCE VIBRATOIRE DES STRUCTURES DE GENIE CIVIL
APPLICATION DES VIBRATIONS AMBIANTES AU BARRAGE DE TAKSEBT**



Présenté par :

- M. Abdelwahab ELAICHI
- M. Walid MAZIDI

Encadreurs :

**Pr. Nouredine BOURAHLA
M. Abdelghani SI-CHAIB**

Blida, Juin 2015

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à remercier en premier lieu Dieu miséricordieux qui nous a donné le courage et la volonté, avec lesquels ce mémoire a été achevé.

Nous remercions infiniment notre encadreur le Professeur Nouredine BOURAHLA pour sa disponibilité et pour ses conseils avisés qui ont rendu ce travail possible.

Un grand remerciement aussi à notre Co encadreur M. Abdelghani SI-CHAÏB pour tous les efforts et patience qu'il a fournis pour nous faciliter et nous aider à accomplir ce travail.

Nous tenons à remercier l'ensemble des professeurs de l'institut de Génie Civil de l'université de Blida qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier également tout le personnel de Bureau d'Études Tractebel Engineering (France) et sa filiale Coyne et Bellier el Djzair : M. Djamel AMRANI, M. Merouane AMRANI, M. Mohammed Khayreddine ABIDI, M. Mohamed Lotfi ALIANE.

Sans oublier tous nos amis et procheset surtout nos amis qui nous ont accompagné tout au long de notre cursus universitaire... et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'aboutissement de ce modeste travail

ملخص

خلال العقود الأخيرة تم تحقيق تقدم كبير في فهم سلوك السدود تحت تأثير الزلازل.

تطور أدوات القياس التي تسمح بتسجيل الحركات الزلزالية و كذا تقدم الإجراءات التحليلية في تقدير إجابة السدود تحت تأثير الزلازل يتطلب معرفة جيدة للمعطيات الأولية. هذه المعطيات مثل شكل السد و خصائص المواد تسمح بمعرفة الترددات و الأشكال الطبيعية التي تمثل مقياس مشترك للمواصفات الهيكلية. من الممكن حساب هذه الخصائص باستخدام طرق مبسطة أو عن طريق نماذج رقمية أكثر تطوراً كما يمكن تقييم دقة النماذج عن طريق تجارب ميدانية.

في هذه الدراسة اجريت العلاقة بين البيانات الشكلية التجريبية والتحليلية مع إعادة مطابقة للخصائص الفيزيائية للمواد من أجل تمثيل أفضل للمواصفات التي تم قياسها ميدانياً.

بعد ذلك، تم تقييم سلوك السد تحت تأثير الزلازل باستخدام مجموعة من التسجيلات الزلزالية، و استخدمت كل من النتائج التجريبية و التحليلية لإنشاء نظام مراقبة للسد.

كلمات مفتاحية : سد، العناصر المحددة، الاهتزازات المحيطة، ديناميكية، مراقبة.

Résumé

Au cours des dernières décennies, un grand progrès a été fait dans la compréhension du comportement sismique des barrages.

Le développement d'instruments de mesure qui permet l'enregistrement des mouvements sismiques ainsi que les progrès dans la procédure analytique pour estimer la réponse d'un barrage à un séisme nécessite la bonne définition des données telles que la géométrie du barrage et les propriétés des matériaux. Cela implique en particulier la connaissance des fréquences naturelles et les formes des modes correspondants, qui sont une mesure combinée des caractéristiques matérielles et structurelles. Ces caractéristiques modales peuvent être calculées en utilisant soit des méthodes simplifiées ou des modèles plus sophistiqués en éléments finis. La précision des modèles peut être évaluée par des essais in situ.

La corrélation entre les données modale expérimentale et analytique est menée, suivie d'un recalage sur les propriétés physiques des matériaux afin de représenter au mieux les caractéristiques mesurées In-Situ.

La réponse sismique du barrage est évaluée en prenant en compte comme sollicitation une combinaison d'accélérogrammes. Les résultats obtenus sont analysés et utilisés comme base pour optimiser le système de surveillance du barrage

Mots-Clés : Barrage ; éléments finis; vibration ambiante ; dynamique ; surveillance;

Abstract

During the last decades a great progress has been made in the understanding dam's behavior under seismic loading.

The development of measurement instruments which permits to record earthquake motions as well as progress in analytical procedure to estimate the response of a dam under earthquake, needs the definition of correct inputs such as the dam geometry and the material properties .This implies particularly the knowledge of the natural frequencies and the corresponding mode shapes which are a combined measures of the structural characteristics. These modal characteristics can be computed using either simplified methods or more sophisticated finite elements models.

The correlation between experimental and analytical modal data is used to evaluate the accuracy of the numerical models. This step is performed by identifying the physical properties of materials in order to match as possible the in site measured characteristics.

The seismic response of the dam is assessed using a selection of earthquake ground motions. The obtained results are used to optimize the health monitoring scheme of the dam

Key- Words: Dam; finite elements; ambient vibrations; dynamic; Monitoring;

SOMMAIRE

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE	1
I.1. INTRODUCTION	2
I.2. OBJECTIFS	3
I.3. METHODOLOGIE.....	3
CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	4
II.1. INTRODUCTION SUR LES BARRAGES	5
II.1.1.Fonction des barrages.....	5
II.1.2.Classification des barrages.....	5
II.1.3.Les grandes familles des barrages.....	6
II.1.4. Les critères de décision	8
II.1.5. Barrages en remblais.....	10
II.1.5.1.Comportement sismique des barrages en remblais	10
II.1.5.2.Analyse de la stabilité sismique des barrages en remblais	12
II.1.5.3.Méthodes d'analyse de la stabilité sismique des barrages en remblais	12
II.2.SURVEILLANCE VIBRATOIRE DES STRUCTURES.....	15
II.2.2.Techniques de surveillance vibratoire.....	16
II.3.APPLICATION DE LA SURVEILLANCE AUX BARRAGES	17
II.3.1.Instrumentation sismique pour les barrages en remblais	18
II.3.1.2.Emplacements de l'instrumentation	19
II.3.1.2.1.Mouvement en champ libre	20
II.3.1.2.2.Mouvements d'entrée	21
II.3.1.2.3.Réponse du barrage.....	22
II.3.1.2.4.Mode de rupture du barrage.....	23
II.3.1.2.5.Instrumentation sismique supplémentaire	25
CHAPITRE III ELABORATION DES MODELES NUMERIQUES CAS DU BARRAGE DE TAKSEBT.....	26
III.1 INTRODUCTION.....	27
III.1 PRESENTATION DU BARRAGE DE TAKSEBT	27
III.2.PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU BARRAGE.....	28
III.2.1.Caracteristiques géométriques	28
III.2.2.Caracteristiques des matériaux	28
III.2. MODELISATION DU BARRAGE DE TAKSEBT.....	30

III.2.1	Modèle 2D sans fondation	31
III.2.2.	Model 2D svec fondation.....	31
III.2.3.	Modele 3D	32
III.3.	PRESSION HYDRODYNAMIQUE	32
III.3.1	Modelisation de la pression hydrodynamique	34
III.3.1.1	Distribution de la masse d'eau sur le modèle 2D.....	34
III.3.1.2.	Distribution de la masse d'eau sur le modal 3D	35
III.4.	ANALYSE MODALE NUMERIQUE	36
III.4.1.	Fréquence propre par formule simplifiée	36
III.4.2.	Frequences propres des modèles 2D.....	37
III.4.2.1.	Model 2D sans retenue.....	37
III.4.2.2.	Prise en compte de la pression hydrodynamique	38
III.4.2.3.	Model 2D avec retenue	40
III.4.2.2.3.	Détermination de la fréquence propre du barrage en 3D	40
III.5.	CONCLUSIONS	42
CHAPITRE IV	43
ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES ET RECALAGE DES MODELES	43
IV.1.	INTRODUCTION.....	44
IV.2.	ESSAI DE VIBRATIONS AMBIANTES.....	44
IV.2.1.	Méthodologie.....	44
IV.2.2.	La Représentation du signal dans le domaine fréquentiels et temporel	45
IV.2.3.	Echantillonnage du signal.....	45
IV.2.4.	Methodes d'analyses modales expérimentales.....	46
IV.2.4.1	Pointés des pics en fréquence (Peak Picking).....	46
IV.2.4.1.1	Fréquence de résonance et déformée	46
IV.2.4.1.2.	Amortissement	46
IV.3.	INSTRUMENTATION.....	47
IV.3. 1.	Station d'acquisition de données -City SharkII	47
IV.3. 2.	Sismomètre Lennartz electronic (Le3Dlite)	48
IV.3. 3.	Logiciel de traitement de signal « GEOPSY »	49
IV.4.	SCHEMA D'INSTRUMENTATION (POSITIONNEMENT DES CAPTEURS)	50
IV.5.	RESULTATS EXPERIMENTAUX	52
VI.6.	RECALAGE DES FREQUENCES AVEC LE MODEL NUMERIQUE 3D	53

VI.6.2.Corrélation entre analyse modal et expérimentale.....	56
VI.6.1.Identification des taux d'amortissement modale.....	56
IV.7.CONCLUSIONS.....	57
CHAPITRE V : CALCULS DYNAMIQUES.....	58
V.1.INTRODUCTION.....	59
V.2.METHODES DE CALCUL.....	59
V.2.1.Choix De La Méthode De Calcul.....	60
V.3.CHARGEMENT SISMIQUE.....	61
V.3.1.Caractéristiques du spectre de réponse élastique du site.....	62
V.3.2.Accelerogrammes artificiels.....	62
V.3.3.Accelerogrammes réels.....	63
V.3.5.Verification Des Conditions De L'Eurocode 8.....	64
V.4. RESULTATS DES SIMULATIONS.....	66
V.4.1.Déplacements.....	66
V.4.1.1. Déplacements max pour le model 2D sans fondation.....	67
VI 4.1.2.Déplacements maximums pour le model 2D avec fondation.....	67
V.4.1.3.Déplacements maximums pour le model 3D.....	70
VI 4.2.Analyse des contraintes.....	71
V.5.PLAN SURVEILLANCE DU BARRAGE.....	73
V- 6- CONCLUSIONS.....	77
CHAPITRE IV.....	78
CONCLUSION ET PERSPECTIVES.....	78
REFERENCES.....	79
ANNEXE A FREQUENCES PROPRE OBTENUS A PARTIR DES MODELES NUMERIQUE.....	81
ANNEXE B TRAITEMENT DE SIGNAL PAR GEOSPSY ET RECALAGE SUR MODELE 3D.....	87
ANNEXE C CHARGEMENT SISMIQUE.....	90

LISTE DES FIGURES

Figure 1-Barrage en terre homogène.....	6
Figure 2-Barrage zoné (Noyau argileux).....	6
Figure 3- Barrage à masque amont.....	7
Figure 4-Barrage voute.....	7
Figure 5-Barrage poids en béton.....	7
Figure 6-Barrage à contreforts.....	8
Figure 7- Barrage de Lower Van Norman après le séisme de San Fernando en 1971.....	11
Figure 8- Instrumentation du mouvement en champ libre.....	20
Figure 9-Instrumentation du mouvement d'entrée.....	21
Figure 10- Instrumentation de la réponse du barrage.....	23
Figure 11- Instrumentation de mouvement de rupture.....	24
Figure 12- Instrumentation sismique supplémentaire.....	25
Figure 13-Vue aérienne sur le barrage de Taksebt.....	27
Figure 14-Coupe transversal du barrage.....	28
Figure 15-Organigramme définissant le fonctionnement du logiciel SAP2000.....	30
Figure 16-model 2D du barrage sans fondation.....	31
Figure 17-model 2D du barrage avec fondation.....	32
Figure 18-Model 3D du barrage.....	32
Figure 19- Coefficients maximales de pression pour différentes inclinaisons selon Zangar ...	33
Figure 20-Distribution de la masse d'eau sur le modal 2D.....	34
Figure 21-distribution de la masse en fonction de la hauteur du barrage sur le model 2D.....	34
Figure 22-Distribution de la masse d'eau sur le modal 3D.....	35
Figure 23-distribution de la masse en fonction de la hauteur du barrage sur le model 3D.....	35
Figure 24-Modèle pour résonateur simple, a un seul degré de liberté.....	36
Figure 25- Premiers modes des modèles 2D sans retenue.....	37
Figure 26-distribution de la masse d'eau sur plusieurs nœuds.....	38
Figure 27-modélisation de la masse d'eau sous forme d'une densité sur le model 2D et 3D..	38
Figure 28-Modélisation de la masse d'eau sous forme d'une densité variant par tranche sur le model 2D et 3D.....	39
Figure 29- Comparaison entre différentes distribution des masses en 2D (a) et 3D (b).....	39
Figure 30- Premiers modes des modèles 2D avec retenue.....	40
Figure 31- Les cinq premiers modes de déformation des modèles 3D avec retenu.....	40
Figure 32- l'effet de la retenu sur la fréquence obtenu par le Modèle 2D sans fondation.....	41
Figure 33-Comparaison entre la fréquence obtenu par le modèle 2D sans et avec fondation .	42
Figure 34-Comparaison entre la fréquence obtenue par le modèle 2D sans fondation et la méthode simplifiée.....	42
Figure 35- échantillonnage d'un signal.....	45
Figure 36- Station d'enregistrement et logiciel d'acquisition.....	48
Figure 37- sismomètre lennartz electronic (le 3Dlite) et orientation.....	48
Figure 38- réglage des pieds du sismomètre.....	48
Figure 39 – Capture d'écran du logiciel de traitement de signaux GEOPSY.....	49
Figure 40- positionnement des stations d'enregistrement –vue en plan.....	50

LISTE DES FIGURES

Figure 41- positionnement des stations d'enregistrement-coupe longitudinal.....	51
Figure 42- Préparation d'appareillage avant la phase d'enregistrement	51
Figure 43- positionnement des stations d'enregistrements sur le model 3D	53
Figure 44-identification du 1 ^{er} mode	54
Figure 45- lecture du 1 ^{er} mode.....	54
Figure 46- Amortissement du 1 ^{er} mode.....	56
Figure 47- Amortissement du 2 ^{eme} mode	56
Figure 48- Spectre de réponse élastique de RPA99v2003	62
Figure 49- Spectre de réponse élastique moyen calculé pour tous les accélérogrammes	63
Figure 50- Les condition aux limites pour le modèle 2D avec fondation	66
Figure 51- les points choisis pour la détermination du déplacement	67
Figure 52- Déplacements relatifs obtenus par modèle 2D sans fondation.....	67
Figure 53- Déplacements Amon-Aval du barrage obtenus par le modèle 2D avec fondation cas 1.....	68
Figure 54- Déplacement Amont-Aval du barrage obtenu par le modèle 2D avec fondation cas 2.....	68
Figure 55- L'accélération en crête pour l'accélérogramme de Keddara	69
Figure 56- Comparaison des déplacements Amon-Aval du barrage.....	70
Figure 57- Déplacement max pour le model 3D	70
Figure 58- Contrainte Amont-Aval (modèle 2D avec fondation) 1 ^{er} Cas	71
Figure 59- Contrainte Amont-Aval (modèle 3D).....	71
Figure 60- Contrainte Rive-Rive (modèle 3D).....	72
Figure 61- Appareille de mesure triangulaire (Théodolite).....	73
Figure 62- principe des accélérographes piézoélectriques	74
Figure 63- L'emplacement proposé pour les accélérographes sur le barrage de Taksebt (Vue en plan).....	75
Figure 64- L'emplacement proposé pour les accélérographes sur le barrage de Taksebt (coupe transversale)	75
Figure 65- L'emplacement proposé pour les accélérographes sur le barrage de Taksebt (coupe longitudinale)	76

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1- les critères de choix des familles des barrages.....	9
Tableau 2- Classification des barrages et méthode d'analyse envisagée pour quelques pays .	13
Tableau 3- paramètres géométriques.....	28
Tableau 4- Matériaux du barrage de Taksebt.....	29
Tableau 5-2détermination des caractéristiques des matériaux	29
Tableau 6-les fréquences obtenu pour des deux cas du model 2D.....	37
Tableau 7- les fréquences obtenues pour les deux cas du model 2D	40
Tableau 8- les fréquences obtenues pour le model 3D.....	41
Tableau 9- La comparaison des fréquences du premier mode	41
Tableau 10- Fréquences obtenu après traitements de signal	52
Tableau 11- Fréquence du 1er mode	54
Tableau 12- Caractéristiques des matériaux après mise à jour	55
Tableau 13- les dix premier modes obtenus par SAP2000	55
Tableau 14- Recalage des cinq premier modes	55
Tableau 15- Fréquences analytiques et expérimentales et les amortissements correspondant	57
Tableau 16- classification du barrage de Taksebt suivant les classifications de chaque pays .	60
Tableau 17- Vérification de l'accélération spectrale à période nulle.....	64
Tableau 18- vérification de la condition c)	65
Tableau 19- Déplacement moyenne de la crête pour les modèles bidimensionnels	68
Tableau 1- Comparaison des déplacements Amont-Aval entre modèle 2D et 3D.....	71

CHAPITRE I : INTRODUCTION GENERALE

I.1. INTRODUCTION

Les grands ouvrages tels que les barrages, les ponts de grandes portées, les immeubles de grandes hauteurs (IGH) ainsi que d'autres édifices historiques ou culturels importants constituent un patrimoine inestimable pour le pays. Ces ouvrages sont souvent exposés à des conditions environnementales très sévères comme les secousses sismiques qui peuvent survenir à n'importe quel moment durant leurs vies de service. L'état structural au moment de l'action extérieure a un effet déterminant sur la capacité de survie vis à vis de ces sollicitations. De ce fait, un intérêt particulier est donné à la surveillance de "l'état de santé" des ouvrages stratégiques en les dotant de moyens de contrôle et d'auscultation continus. En Algérie, la surveillance de certains ouvrages en zones sismiques, se limite à une instrumentation de base, dont le but est de collecter après un événement sismique, la réponse dynamique de l'ouvrage en un ou plusieurs points de mesure. Actuellement, les systèmes de surveillance des structures offrent une gamme assez complète d'instruments dédiés à l'auscultation permettant la surveillance en temps réel des mouvements des bâtiments, ouvrages civils et ouvrages d'art.

L'analyse vibratoire, en vue d'une maintenance préventive, s'avère un outil pertinent, utilisé depuis quelques décennies pour connaître "l'état de santé" d'une structure de génie civil et anticiper une défaillance structurale par la détection précoce d'endommagement. Son emploi vise à servir trois niveaux d'analyse, à savoir : la surveillance, le diagnostic et le suivi de l'état d'endommagement. L'idée de base dans toutes les techniques de détection d'endommagement par essais vibratoires, réside dans le fait que les paramètres modaux (fréquences, coefficients d'amortissement, déformées propres) mesurés, sont fonctions des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse, amortissement). La présence d'un endommagement induit une diminution de la rigidité de la structure et éventuellement des variations de la déformée modale et du taux d'amortissement. Le recours à des essais sous excitations ambiantes est aujourd'hui de plus en plus utilisé, parce qu'il permet de replacer la structure dans ses conditions de service. L'augmentation des capacités des systèmes d'acquisition et de stockage de données ont également largement favorisé le développement de ces essais.

I.2. OBJECTIFS

Le but de ce travail consiste à mettre en exergue l'importance de la surveillance structurale des ouvrages stratégiques et d'appliquer le principe pour le cas des barrages et plus particulièrement le barrage de Taksebt. A cet objectif, est associé l'utilisation des essais de vibrations ambiantes pour la validation des modèles numériques qui serviront à prédire au mieux le comportement dynamique et d'étayer un programme d'instrumentation en vue d'une surveillance vibratoire de l'ouvrage.

I.3. METHODOLOGIE

La méthodologie adoptée pour mener à bien ce travail est résumée ci-après.

1. Synthèse bibliographique
2. Elaboration de modèles numériques
3. Essais de vibrations ambiantes et recalage des modèles
4. Calculs dynamiques
5. Programme d'instrumentation
6. Conclusions et perspectives

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

II.1. INTRODUCTION SUR LES BARRAGES

Un barrage est un ouvrage hydraulique construit en travers d'un cours d'eau et servant soit à en assurer la régulation, soit à pourvoir l'alimentation des villes ou l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie.

Pour les pays en voie de développement, le stockage de l'eau est souvent vital et reste en tout cas le seul moyen d'exploiter économiquement cette ressource naturelle. Les barrages ont clairement un rôle significatif dans la gestion efficace l'accès limité à l'eau, inégalement réparti et sujet à de grandes variations saisonnières, d'après la commission internationale des grands barrages. Les barrages en remblai sont majoritaires avec près de 63% du total des barrages enregistrés à travers le monde. Il s'agit évidemment du type de barrage le plus ancien pour lequel des traces datant des civilisations les plus anciennes ont été trouvées. Ce type de barrage peut s'adapter à différents types de fondations.

La surveillance de la santé des barrages représente un domaine intéressant pour les ingénieurs civils, afin de vérifier la stabilité, la résistance, et la durabilité de ces ouvrages.

II.1.1.Fonction des barrages

Les barrages ont une ou plusieurs fonctions, répondant à une ou plusieurs demandes :

- Approvisionnement en eau (consommation, agriculture) [6].
- Production hydroélectrique
- Navigation
- Contrôle d'inondation et soutien d'étiage
- Contrôle du lit du cours d'eau
- Tourisme aquatique

II.1.2.Classification des barrages

Les barrages peuvent être classés en un certain nombre de catégories, en fonction de l'objet de la classification.

Les barrages sont classés en fonction de leur utilisation, de leur conception hydraulique, ou des matériaux utilisés dans leur construction [7].

➤ Classification Selon l'usage :

Les barrages peuvent être classés selon la fonction pour laquelle ils ont été construits, telle que le stockage d'eau.

➤ Classification par Matériaux :

La classification la plus commune utilisée est basée sur les matériaux utilisés pour la construction de l'ouvrage.

Les caractéristiques géométriques et le principe de leur conception permettent aussi de regrouper les barrages en grandes familles, comme exposé ci-après.

II.1.3. Les grandes familles des barrages [8]

➤ Barrages « souples »

Matériau :

- Terre
- Enrochement

Type :

- Barrage homogène
- Barrage à noyau
- Barrage à masque

➤ - Barrages en remblais « souples »

- Barrages en terre homogène

- Constitués de matériaux meubles suffisamment imperméables mis en place par compactage.
- Adaptés aux sites ayant des fondations déformables.
- Ne supportent pas les variations rapides de l'eau.

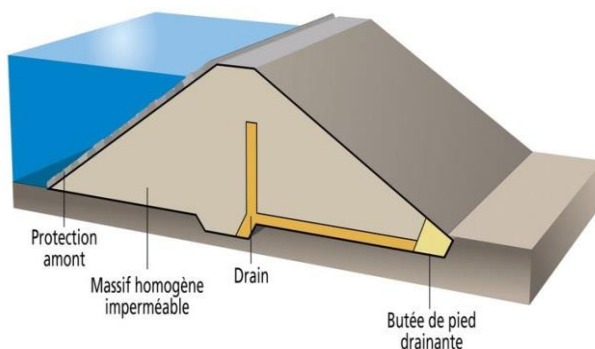


Figure 1-Barrage en terre homogène

➤ Barrages « rigides »

Matériau :

- Maçonnerie
- Béton (/ BCR)

Type :

- Poids
- Voûte
- Contreforts
- Voûtes multiple

- Barrages zonés (Noyau argileux)

- Constitués de plusieurs zones (matériaux différents).
- Construits en fonction des matériaux se trouvant sur le site.

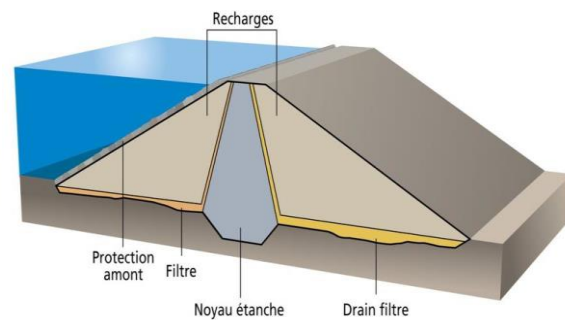


Figure 2-Barrage zoné (Noyau argileux)

-Barrages à masque :

- Remblai de matériaux recouvert en amont d'une couche imperméable.
- Le masque s'adapte bien aux déformations.

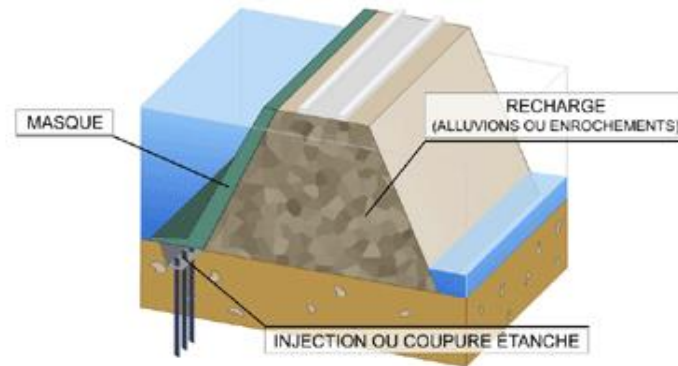


Figure 3- Barrage à masque amont

– Barrages en béton « rigides »

Barrages-voûtes (Arqués, multiple)

- Efforts repris sur les flancs de la vallée
- Utilisés dans les vallées étroites
- Fondations rocheuses rigides

Barrage-poids

- Stabilité provient du poids du barrage
- Utilisés dans les vallées larges
- Forme fréquente: triangle allégé par des arcades ou des niches

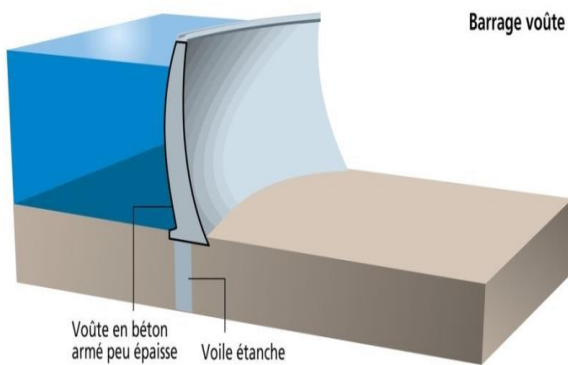


Figure 4-Barrage voûte

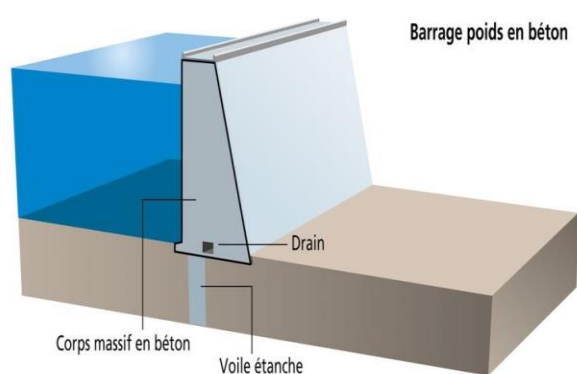


Figure 5-Barrage poids en béton

- Barrages à contreforts

- Les contreforts redirigent l'effort sur la fondation rocheuse de la vallée
- Utilisés dans les vallées larges avec fondations rocheuses de bonne qualité

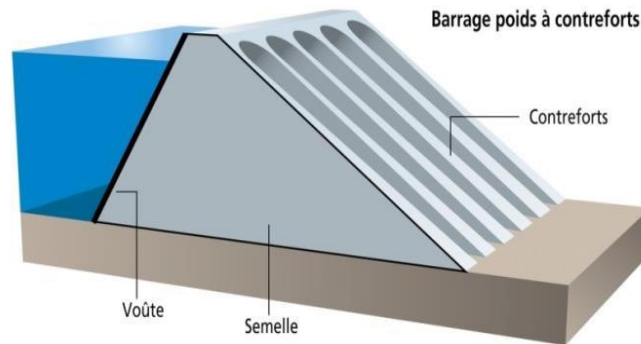


Figure 6-Barrage à contreforts

II.1.4. Les critères de décision [8]

Les critères de décision pour le choix du type de barrage se résument comme suit :

- La qualité de la fondation (rocher, terre, ...)
- La forme de la vallée (L/H, U/V)
- Les matériaux disponibles sur place
- L'importance des crues extrêmes de chantier
- Le niveau sismique
- Les ouvrages associés (usine hydroélectrique, canal ou conduite de transfert)

Le tableau ci-dessous résume les critères de choix pour chaque famille de barrages.

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau 2- les critères de choix des familles des barrages

Type de Critères	Barrages en Béton	Barrages en remblais
Qualité de fondation	Fondation rocheuse de qualité moyenne (B. Poids) ou de bonne qualité (B. Voûtes)	Tous types de fondation (les barrages à masque sont plus exigeants)
Forme de vallée	Vallée suffisamment resserrée pour les voûtes	Tous types de vallées
Matériaux de construction disponibles sur place	Nécessitent des agrégats de bonne qualité	Nécessitent de grands volumes de matériaux
Importance des crues	Supportent la submersion en travaux Evacuateur de crues facile à intégrer sur ou dans le barrage	Ne supportent pas la submersion en travaux. Nécessitent des ouvrages d'évacuation séparés
Niveau de sollicitation sismique	B. Poids : fragiles au séisme. B.voûtes : haute résistance au séisme.	Pas très susceptibles aux séismes (attention à la liquéfaction)
Ouvrages associés	Prises d'eau et usines en pied de barrage faciles à intégrer (en particulier B. Poids)	

II.1.5. Barrages en remblais

Cette étude prend comme cas d'application le « barrage de Taksebt » qui est un barrage en remblais à noyaux argileux. La suite de ce chapitre va être donc consacrée à ce type de barrage.

Les barrages en remblais sont des barrages constitués de matériaux meubles, qu'ils soient fins ou grossiers (enrochements).

Cette famille regroupe plusieurs catégories, très différentes. Les différences proviennent des types de matériaux utilisés, et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

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

Le barrage à noyau argileux comporte un noyau central en argile qui assure l'étanchéité, épaulé par des recharges constituées de matériaux plus perméables. Cette technique présente au moins deux avantages sur le barrage homogène :

1. Les matériaux de recharge sont plus résistants que les matériaux argileux. Les talus donc peuvent avoir des pentes plus raides ;
2. Les écoulements qui percolent dans le corps du barrage sont mieux contrôlés.

La technique des barrages à masque amont est plus récente. L'étanchéité est assurée par un « masque », construit sur le parement amont du barrage. Ce masque peut être en béton armé, en béton bitumineux, ou constitué d'une membrane mince (les plus fréquentes : membrane PVC, membrane bitumineuse).

II.1.5.1. Comportement sismique des barrages en remblais

L'analyse du comportement des ouvrages ayant connu des séismes majeurs constitue une source importante d'informations, utile pour évaluer les zones sensibles et les mécanismes potentiels de rupture [9].

Les dégâts occasionnés à ces barrages sont, la plupart du temps, limités à des fissurations et surtout à des tassements de la crête, d'autant plus importants que les remblais avaient été mal compactés lors de la construction.

Les effets constatés ou possibles sur les barrages en remblai sous sollicitation sismiques sont les suivants :

- tassements du barrage susceptibles de générer des fuites par fissuration d'un masque amont rigide ou des déversements sur la crête.
- liquéfaction de la fondation.

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

- glissement des parements amont ou aval dans des matériaux non cohésifs, mal compactés et saturés d'eau (remblais hydrauliques), sous l'effet de l'augmentation des sous-pressions, souvent après la fin d'un séisme.
- déplacements différentiels de diverses parties du barrage pouvant générer des fissures et donc des phénomènes d'érosion interne et de création de renards.
- ruptures de conduites rigides en charge dans le remblai avec des risques d'érosion des matériaux le long de la conduite et apparition de renards.

Plusieurs barrages en remblai ont connu des dommages très sévères voire une destruction totale. Il s'agissait la plupart du temps de barrages de taille modeste (moins de 10 m de hauteur). Ils ont été soumis à des séismes très importants comme le séisme dit de Kobe (1995) au Japon, de magnitude voisine de 6,9, le séisme Northridge (1994) situé à une trentaine de kilomètres de la vallée de San Fernando (Californie) et de magnitude 6,7, le séisme de San Francisco (1906) en Californie de magnitude estimée à 8,3...



Figure 7- Barrage de Lower Van Norman après le séisme de San Fernando en 1971

Le retour d'expérience à travers le monde, conclu qu'aucun grand barrage en remblai d'une hauteur supérieure à 15 m, de conception moderne, ne s'est rompu après séisme. Au Japon, seuls ceux construits avant 1918 ont été sérieusement touchés par les séismes et un seul barrage s'est rompu. Les causes des rares tassements de remblai supérieurs à 1 m après tremblement de terre sont :

- un remblai en matériau lâche.
- la liquéfaction des matériaux constitutifs sableux.

II.1.5.2. Analyse de la stabilité sismique des barrages en remblais

Lorsqu'un barrage et sa fondation sont soumis à un séisme, celui-ci engendre un champ d'accélération qui dépend de la forme du barrage et des différents matériaux constitutifs [9].

En règle générale, il est recommandé dans la conception, de commencer par des méthodes simples et conservatives, appropriées au problème rencontré. Si la structure est jugée stable avec une certaine marge de sécurité par des méthodes simples, une approche plus détaillée n'est pas nécessaire. De même, si de plus amples études s'avèrent utiles, elles doivent alors être menées progressivement du plus simple au plus compliqué en fonction de la sensibilité de l'ouvrage.

II.1.5.3. Méthodes d'analyse de la stabilité sismique des barrages en remblais

Généralement, les méthodes adoptées pour analyser la stabilité sismique des barrages en remblai sont les suivantes :

- Analyse pseudo-statique
- Méthodes pseudo-dynamiques : analyses simplifiées des déplacements. On distingue trois méthodes qui sont largement utilisées :
 - ✓ La méthode de NEWMARK
 - ✓ Méthode de SEED & MAKDISI (1978)
 - ✓ Formule d'AMBRASEYS et MENU (1988)
- Analyse simplifiée du risque de liquéfaction
- Analyse dynamique non linéaire
- Analyse de la stabilité post-sismique

Le choix de la méthode de calcul, suit une classification qui dépend, selon les pays, de la taille du barrage et/ou des risques potentiels.

Le tableau ci-dessous donne la classification ainsi que la méthode d'analyse envisagée pour quelques pays.

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau 3- Classification des barrages et méthodes d'analyse envisagées pour quelques pays

Pays	Classe des barrages	Méthode de calcul
Suisse	<p>➤ Classe II :</p> <p>H > 25 m ou H > 15 m et V > 50 000 m³ H > 10 m et V > 100 000 m³ H > 5 m et V > 500 000 m³</p>	<p>- Analyse simplifiée de la stabilité durant le séisme (méthode du spectre de réponse avec un mode), sollicitations horizontale et verticale ;</p> <p>- Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.</p>
	<p>➤ Classe III :</p> <p>Autres</p>	<p>- Analyse simplifiée de la stabilité durant le séisme (méthode de la force de substitution) avec sollicitation horizontale uniquement ;</p> <p>- Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.</p>
Espagne	Classe A : Grands barrages	<p>P1 : En général pas de nécessité de faire une étude sismique en cas de séismicité faible.</p> <p>P2 : Il suffit de réaliser des calculs pseudo-statiques en cas de séismicité moyenne.</p> <p>P3 : Etude pseudo-statique et analyse dynamique pour les barrages de grande hauteur en cas de séismicité fort.</p>
	Classe B : Intermédiaire	<p>P1 en cas de séismicité faible</p> <p>P2 en cas de séismicité moyenne</p> <p>P3 en cas de séismicité fort</p>
	Classe C : faible hauteur	<p>P1 en cas de séismicité faible</p> <p>P2 dans deux cas de séismicité moyenne et forte</p>
Allemagne	<p>➤ classe 1 :</p> <p>H / fondations > 15 m ou V retenue > 1 hm³</p>	<p>H < 40 m ; Méthode pseudo-statique Autorisée</p> <p>H > 40 m ; Méthodes dynamiques:</p> <p>- spectrales</p> <p>- temporelles</p>
	<p>➤ classe 2 :</p> <p>H / fondations < 15 m et V retenue < 1 hm³</p>	Méthode pseudo-statique autorisée

CHAPITRE II : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Canada	Niveau 0	Analyse des données, vérification au sujet du potentiel de liquéfaction.
	Niveau I	Méthode pseudo-statique
	Niveau II	Méthodes simplifiées en déplacements permanents : Méthode de Newmark – analyse des déplacements (1965), y compris les développements par la méthode de Makdisi-Seed (1978).
	Niveau III	Evaluation du potentiel de liquéfaction
	Niveau IV	Analyse dynamique - Approche en contraintes totales Principalement la méthode linéaire équivalente développée par Seed & al.
	Niveau V	Analyse dynamique – Approche en contraintes effectives Les approches non-linéaires en contraintes effectives sont préférées (Finn <i>et al.</i> 1977; Martin and Seed 1979; Finn <i>et al.</i> 1986; Byrne 1991; Prévost 1999) pour projets critiques en zone très sismique, avec sols présentant des résistances marginales, et drainage en situation post-sismique capital.

II.2.SURVEILLANCE VIBRATOIRE DES STRUCTURES

La surveillance des structures (SHM) est un contrôle automatisé, qui a pour but de donner à chaque moment pendant la vie d'une structure, un diagnostic sur l'état de la structure (des matériaux constitutifs, des parties différentes et de l'ensemble de ces parties), comme elle peut aussi fournir un pronostic en évaluant les dommages subis.

Il y a un certain nombre de domaines de recherche liés étroitement à la surveillance de la santé des structures, comme le domaine de Contrôle Non-Destructif (NDT) ou l'Évaluation Non Destructive (NDE). NDE ou NDT concerne l'évaluation d'une structure ou d'un composant par des procédures non-destructives, appliqués à une petite zone d'une structure ayant subi des dégâts ou des dégradations. C'est une approche différente à SHM où le contrôle de buts d'être continu et global.

Il est possible de dire que l'NDE peut être incorporée dans le cadre d'un système SHM, mais l'inverse n'est pas vrai.

En effet, plusieurs techniques NDE peuvent être converties en techniques SHM, en intégrant des capteurs et des actionneurs à l'intérieur de la structure surveillée [1].

D'une manière classique, pour obtenir des informations par rapport au comportement dynamique d'une structure existante, un ensemble de capteurs est positionné de manière optimale, puis la structure est sollicitée par un excitateur ou il suffit de mesurer l'effet des forces naturelles ambiantes (ex.: vent).

Pour voir si la structure a subi des dégradations par rapport à sa conception initiale, les données mesurées doivent être évaluées en faisant ressortir les caractéristiques mécaniques par l'analyse du signal. Les valeurs réelles mesurées sont comparées aux valeurs de référence permettant ainsi de connaître l'état de la structure [2].

II.2.2. Techniques de surveillance vibratoire

a) Méthodes locales et globales

Parmi les techniques de surveillance vibratoire des structures, il existe les méthodes locales et globales. Les méthodes locales inspectent la structure dans une zone relativement petite, avec des ondes ultrasonores, champs magnétiques ou par radiographie, des courants de Foucault et les méthodes de champ thermique.

Cependant, les méthodes globales utilisent le fait que le dommage local (qui par exemple, provoque une réduction de la rigidité d'un local), a une influence sur le comportement global de l'ensemble de la structure.

Ces méthodes sont basées sur les vibrations à basses fréquences, qui consistent à surveiller l'ensemble du système en observant les changements des fréquences de résonance, l'augmentation de l'amortissement ou les changements de modes de vibrations. [2]

b) Réseaux de neurones artificiels (Neural Network)

En raison de la grande échelle et la nature distribuée des infrastructures civiles et des bâtiments, presque toutes les techniques d'identification locales et globales impliquent l'utilisation des réponses structurelles mesurées sous excitations dynamiques. Une autre solution pour l'identification structurale peut être obtenue avec l'utilisation de réseaux de neurones.

Les réseaux neuronaux artificiels sont des modèles informatiques inspirés par l'architecture des neurones et le fonctionnement du cerveau humain.

La stratégie de base pour l'élaboration d'une approche basée sur le réseau de neurones, dans le cadre de la surveillance vibratoire des structures de génie civil, consiste à former un réseau de neurones capable de reconnaître les différents scénarios de dommages à partir de la réponse mesurée de la structure [2].

c) Vibrations ambiantes

Une surveillance des vibrations ambiantes d'une structure à grande échelle représente une technique efficace et précise pour la caractérisation détaillée de sa réponse dynamique en trois dimensions.

Développée au début des années 1970, cette méthode est devenue plus avantageuse et pratique, en raison de l'augmentation des capacités des ordinateurs [3].

II.3. APPLICATION DE LA SURVEILLANCE AUX BARRAGES

Les barrages de grandes classes doivent obligatoirement disposer d'appareils de surveillance. Ces appareils permettent de mesurer différents paramètres d'évolution du barrage pour en comprendre les variations dans le temps.

Les mesures permettent également de détecter l'apparition de désordres. Pour cela différents types de mesure sont utilisés [21] :

Mesure de pression :

- Mesures contraintes dans les remblais :
 1. Mesure de pression de la terre avec un capteur de pression

Mesure de déformation et de déplacement (barrage et environ) :

- Mesures géodésiques (Mesure du déplacement spatial des points) :
 1. Triangulation
 2. GPS (Global Positioning System)
 3. Photogrammetric
 4. Scanner laser (Laser-Scanning)
- Mesures de la déformées le long des lignes horizontales ou verticales:
 1. Nivellement
 2. Mesure simple d'angles et mesure de distances électrooptique
 3. Alignement optique
 4. Repère de tassement vertical
 5. Repère de tassement hydraulique
- Mesures de la variation de longueur et déformé le long de la ligne de forage :
 1. Extensomètre a tiges pour les barrages en remblais
 2. Extensomètre a tiges et a fils
 3. Extensomètre a fibre optique
 4. Inclinomètre

Inspection par caméra (Dans le cas de points inaccessibles ou difficiles d'accès) :

1. Robot sous lacustre muni d'une caméra
2. Caméra dans un forage

Enregistrement d'événements sismiques :

1. Sismomètre :

Enregistrement des mouvements du support en fonction du temps (vitesse ou accélération).

2. Accélérographe :

Enregistrement des accélérations en fonction du temps.

II.3.1. Instrumentation sismique pour les barrages en remblais

Il y a beaucoup de questions qui peuvent être posées aux concepteurs chargés d'assurer la résistance d'un barrage en remblais aux tremblements de terre [27].

A titre d'exemple :

- Quel est le mouvement du sol prévu dans la région du barrage?
- Pour un tel mouvement du sol, quelle est la réponse prévue du barrage?

Ces questions et d'autres doivent être abordées afin d'assurer la sécurité d'un barrage en remblais. La réponse des barrages en remblais lors d'un tremblement de terre fournit de précieuses informations pour répondre à ces questions.

Malheureusement, la quantité de données enregistrées en termes de réponses des barrages en remblais lors des grands tremblements de terre est assez limitée.

Pour obtenir les informations critiques concernant le comportement d'un barrage lors des tremblements de terre, il est nécessaire d'installer l'instrumentation sismique dans la région à proximité du barrage et sur le remblai de terre. En particulier, l'instrumentation pour le suivi des mouvements forts, placée sur le site du barrage, fournira des informations précieuses pour décrire le comportement sismique de l'ouvrage.

Les programmes d'instrumentation des mouvements forts pour les barrages en remblais visent à obtenir des informations qui aideront à définir la réponse sismique et de faire progresser la connaissance du comportement du barrage en remblais lors d'un tremblement de terre.

Cependant, les objectifs spécifiques de l'instrumentation détermineront le nombre, le type et l'emplacement de l'instrumentation utilisée. Ces objectifs peuvent concerner :

- L'obtention des données qui permettront l'analyse et la conception des futurs barrages en terre.
- L'obtention des données pour évaluer le risque de tremblement de terre des barrages en remblais existants;
- L'obtention des données qui seront utilisés comme base pour déterminer la sécurité des barrages en remblais soumis à des mouvements forts du sol.

II.3.1.2.Emplacements de l'instrumentation

Les réseaux d'instrumentation des fortes secousses sur les sites de barrages peuvent être subdivisés en cinq catégories [27] :

- 1) instrumentation du mouvement en champ libre (Free-field motion instrumentation)
- 2) instrumentation du mouvement d'entrée (Input motion instrumentation)
- 3) instrumentation de la réponse du barrage (Response motion instrumentation)
- 4) instrumentation de mouvement de rupture (Failure motion instrumentation)
- 5) instrumentation sismique supplémentaire (Additional seismic instrumentation)

Le mouvement en champ libre fait référence au mouvement du sol au voisinage immédiat du site du barrage qui n'est pas influencé par la présence du barrage. Les mouvements d'entrée sont les mouvements des appuis adjacents et sous-jacents des matériaux de fondation et du remblai. Les mouvements à petite déformation du remblai de terre qui forme le barrage constituent les mouvements de réponse. Le mouvement de rupture concerne les grandes déformations qui peuvent survenir avant ou pendant la rupture partielle ou totale du barrage.

Il est supposé que toute l'instrumentation qui est destinée à enregistrer les mouvements du sol et de l'ouvrage, sera composée d'accélérographes dédiés à mesurer les fortes secousses.

L'instrumentation dans la catégorie 5 comprendra les capteurs dynamiques et d'autres équipements dont le but est de mieux décrire le comportement sismique du barrage.

Dans un schéma d'instrumentation sur un site de barrage, il y a au moins cinq grands facteurs à considérer:

- 1.Conditions de la Fondation,
- 2.Topographie locale,
- 3.Géométrie du barrage,
- 4.Matériaux de remblai,
- 5.Nature prévue des mouvements.

Le système d'instrumentation proposé pour chacune de ces cinq catégories énumérées précédemment doit prendre en compte tous ces facteurs. D'autres considérations, telles que la méthode de construction, peuvent être nécessaires pour certaines catégories.

Des recommandations spécifiques sont présentées pour instrumenter un barrage type en remblais et de la région environnante.

II.3.1.2.1. Mouvement en champ libre

L'instrumentation dédiée à mesurer les mouvements en champ libre près d'un barrage, doit être située à une distance de l'ouvrage de manière à ce que tout mouvement enregistré soit pratiquement le même que celui obtenu si le barrage n'était pas construit.

Il est souhaitable de placer cette instrumentation sur les sites dans lesquels les conditions de fondation sont similaires à ceux du barrage, et donc les endroits près du barrage sont préférables. Toutefois, en raison de la très grande masse et les dimensions du barrage, il est nécessaire de placer cette instrumentation à une distance relativement éloignée du barrage pour éviter toute influence « fondation-ouvrage ». Malheureusement, il existe peu de données expérimentales pour aider à estimer les distances requises entre les sites champ libre et le barrage lui-même.

Si les conditions de fondation varient dans la région au tour du barrage, alors d'autres sites en champ libre seraient à recommander, afin de permettre l'exploitation des enregistrements qui seront réalisés dans des matériaux similaires à celui de la fondation du barrage.

➤ Instrumentation pour les mouvements en champ libre

En raison des considérations topographiques ainsi que la taille des barrages en terre, il est évident qu'un seul site est insuffisant pour décrire le mouvement en champ libre.

Les recommandations pour positionner l'instrumentation du mouvement en champ libre à proximité d'un barrage en terre sont les suivantes :

- 1) Sur les deux appuis en rives.
- 2) A l'aval du barrage.

Les accélérographes à trois composantes sont recommandés pour chaque site en champ libre avec une orientation des composantes, similaire aux axes du barrage.

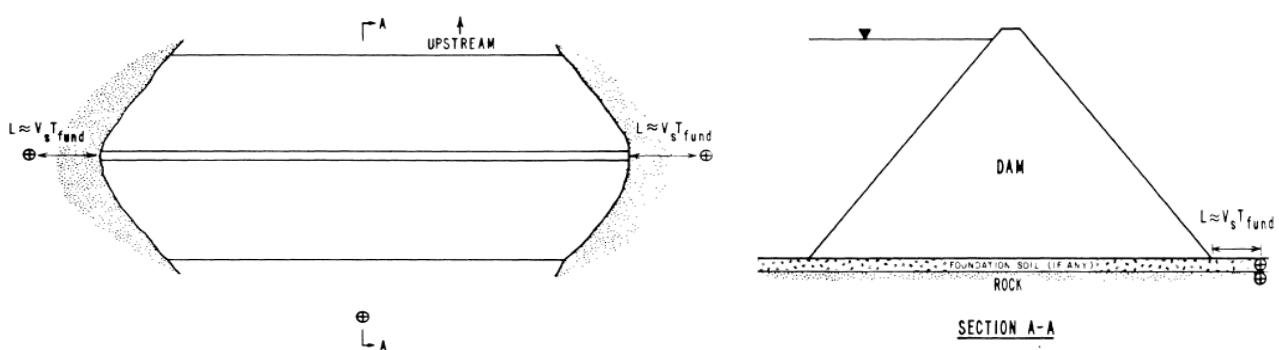


Figure 8- Instrumentation du mouvement en champ libre

II.3.1.2.2. Mouvements d'entrée

La nature des mouvements d'entrée décrivant la sollicitation sismique d'un barrage est beaucoup plus complexe que celle de la plupart des bâtiments ou des autres ouvrages d'art. Les mouvements d'entrée pour une structure sont généralement appliqués à des endroits bien définis (Fondations). Ceci s'explique par le fait que les fondations sont relativement rigides et ont souvent de petites dimensions en plan, ce qui permet de supposer un mouvement uniforme pour tous les points de la fondation.

Toutefois, pour les barrages en remblais le mouvement d'entrée se produit sur une zone très vaste et continue englobant l'assise du barrage et les appuis. La conception d'un système d'instrumentation pour enregistrer ces mouvements constitue un véritable défi.

Les conditions de fondation pour un barrage en terre doivent être prises en compte dans l'évaluation des mouvements d'entrée. Les principaux facteurs de cette évaluation sont liés aux propriétés mécaniques du matériau de fondation.

➤ Instrumentation du mouvement d'entrée

Les emplacements optimums de l'instrumentation proposée pour mesurer les mouvements d'entrée d'un barrage en terre sont les suivantes:

- 1) Sur les deux appuis du barrage, ou légèrement en dessous du niveau de crête.
- 2) A quelques mètres au-delà du pied aval du barrage.
- 3) Directement à l'aplomb de la crête du barrage, à quelques mètres au-dessus du sol de fondation.
- 4) Directement à l'aplomb de la crête du barrage, à quelques mètres en dessous du sol de fondation.

Il est recommandé d'utiliser des accélérographes à trois composantes pour chacun de ces emplacements et orienter les axes de manière similaire aux axes du barrage.

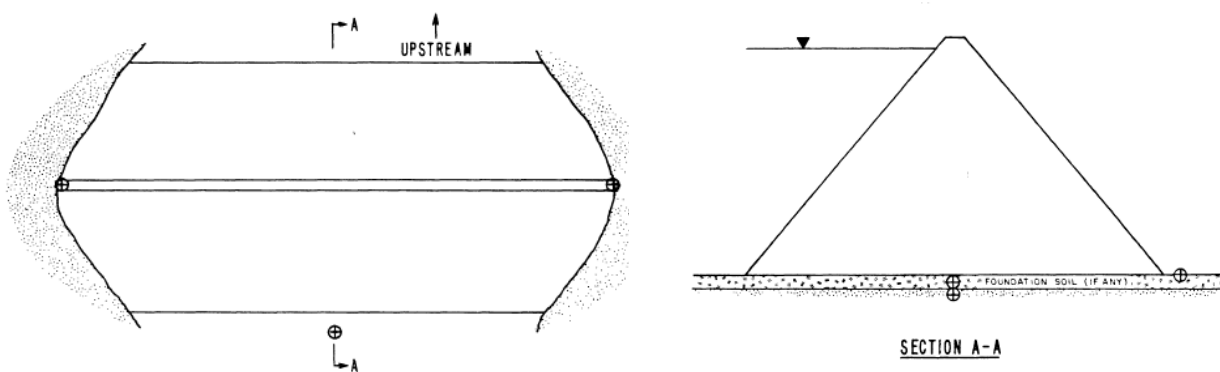


Figure 9-Instrumentation du mouvement d'entrée

II.3.1.2.3. Réponse du barrage

Il est souhaitable de localiser des instruments qui mesurent les mouvements de réponse de manière à ce qu'ils enregistrent tous les mouvements importants du barrage. Les choix pour des emplacements spécifiques des instruments seront fonction du comportement projeté (prédict) du barrage lors d'un événement sismique. Différentes méthodes analytiques et expérimentales peuvent être utilisées pour aider à déterminer ces endroits.

Une approche qui peut être adoptée pour la sélection des emplacements des appareils de mesure consiste à positionner les instruments, de manière à ce qu'ils puissent enregistrer les réponses maximales liées aux modes naturels qui sont jugés importants dans la définition de comportement global de l'ouvrage. Rojahn et Matthiesen (1977), et Rojahn et Raggett (1981) ont utilisé cette méthode en recommandant des endroits d'instrumentation pour les bâtiments et les ponts routiers. Cependant, cette approche est basée sur l'hypothèse d'un comportement structurel linéaire et se limite à une petite gamme de déformations structurelles.

Malgré le fait que les barrages en terre présentent réponse non linéaire lors d'événements sismiques, même à de faibles niveaux d'excitation, l'hypothèse d'un comportement linéaire sera prise en compte dans cette étude.

➤ Instrumentation de la réponse du barrage

Les recommandations pour le positionnement des instruments destinés à mesurer les mouvements d'un barrage en remblais sont les suivants:

- 1) Sur la crête de la digue et de préférence dans l'axe du barrage.
- 2) Sur la crête à une distance égale à environ un quart à un tiers de la longueur de la crête du barrage.
- 3) Sur la pente aval à environ quatre dixièmes de la hauteur maximale de barrage sur la même section transversale que celle de « 1 ».
- 4) Sur le versant amont à environ quatre dixièmes de la hauteur maximale de barrage sur la même section transversale que celle de « 1 ». (A noter que cet emplacement sera en dessous du niveau de l'eau dans le réservoir la plupart du temps).
- 5) Sur le versant aval dans la même section transversale que celle de « 2 » et sur le même plan horizontal que celui de 3. Rappelons que le barrage étudié est supposée être relativement long ayant des appuis rigides de telle sorte que l'emplacement « 5 » est en effet sur le barrage lui-même et non pas sur l'appui.

CHAPITRE III : ELABORATION DES MODELES NUMERIQUES

6) Directement au-dessous de la crête à environ quatre dixièmes de la hauteur maximale de barrage sur la même section transversale que celle de « 1 ».

7) Directement au-dessous de la crête à environ sept dixièmes de la hauteur maximale de barrage sur la même section transversale que celle de « 1 ».

Le nombre et l'orientation des accéléromètres à chacun de ces emplacements seront discutés en termes des modes prédominants attendus.

Les emplacements décrits dans ce paragraphe sont illustrés dans la figure ci-après.

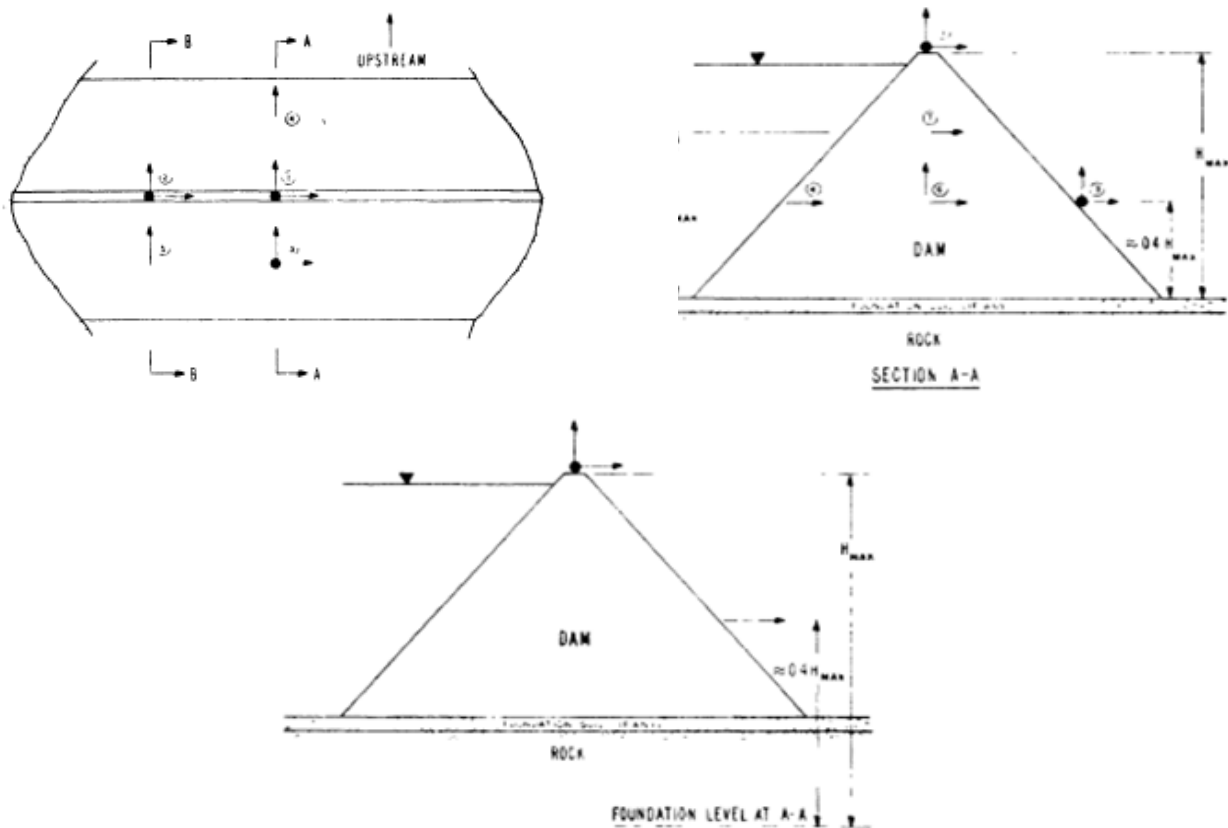


Figure 10- Instrumentation de la réponse du barrage

II.3.1.2.4. Mode de rupture du barrage

Le comportement non linéaire des barrages en remblais sous chargements sismiques est un domaine qui reste à maîtriser, du fait de la complexité des mécanismes de rupture.

Il est donc difficile de recommander une instrumentation destinée à enregistrer le mécanisme de rupture d'un barrage. Une prédiction du comportement des barrages en remblais sous de fortes sollicitations sismiques peut être obtenue en répertoriant les dommages subis par divers barrages lors d'événements sismiques.

CHAPITRE III : ELABORATION DES MODELES NUMERIQUES

Le paragraphe suivant, présente quelques dommages et mécanismes de rupture qui ont été observés sur des barrages en terre suite à des sollicitations sismiques.

Les dommages subis par les barrages en remblais au cours des forts séismes peuvent généralement être classés dans l'une des catégories suivantes:

- 1) Fissures longitudinales, en particulier dans la zone de crête.
- 2) Fissures transversales qui se produisent le plus souvent près des appuis en rives.
- 3) Glissement de parties des talus amont et aval.
- 4) Grandes déformations dues à des affaissements et une possible rupture du barrage.

➤ Instrumentation du mouvement de rupture

L'emplacement des instruments qui permettront de mesurer les mouvements liés à une rupture partielle ou totale du barrage dépend du mode de rupture. Ces emplacements peuvent être optimisés comme suit :

- 1) directement au centre du barrage dans le matériau en remblai, positionné à quelques mètres au-dessus du niveau de la fondation.
- 2) Sur le versant amont légèrement en dessous du niveau de la crête sur la même section transversale que celle de « 1 ».
- 3) Sur la surface du barrage dans la zone de crête à proximité de l'un des appuis.

Un accélérographe mesurant les trois composantes est à positionner comme indiqué dans « 1 » pour enregistrer les mouvements susceptibles d'être liés à la rupture du matériau en remblai près de la base du barrage. Si un noyau d'argile existe dans la zone centrale du barrage, les accéléromètres devront être positionnés à l'amont du noyau à l'intérieur du matériau de remplissage le plus granulaire, les données obtenues à partir de ces accéléromètres peuvent être très utiles pour détecter une éventuelle initiation de liquéfaction.

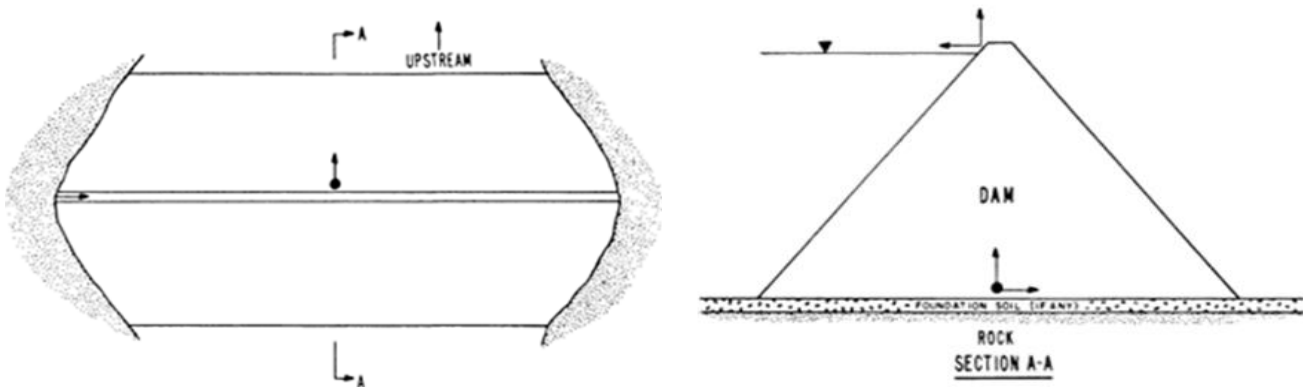


Figure 11- Instrumentation de mouvement de rupture

II.3.1.2.5. Instrumentation sismique supplémentaire

Les accélérographes de mouvements forts offrent probablement les données les plus importantes pour la personne impliquée dans l'analyse de la réponse sismique des barrages en terre. Cependant, d'autres types d'informations seraient également utiles pour établir le comportement des barrages lors de grands tremblements de terre.

Un type d'instrumentation qui peut être utilisé pour enregistrer des informations relatives à la réponse du matériau est une cellule dynamique pour mesurer la variation des pressions interstitielles. Les changements de pressions d'eau interstitielle qui se produisent dans le matériau de remblai lors de fortes secousses seraient enregistrés par un tel dispositif. Les données obtenues à partir de cette instrumentation peuvent être très précieuses pour décrire le comportement global de la digue, en particulier les cas présentant un fort potentiel de liquéfaction.

Les jauges de contraintes dynamiques et les cellules de stress des sols seraient également de précieux outils pour décrire le comportement sismique d'un barrage en remblais.

Il est recommandé pour les barrages en terre que les capteurs de pression interstitielle dynamique soient situés idéalement dans les positions suivantes :

- 1) directement au centre du barrage dans le matériau en remblai, mais positionné à quelques mètres au-dessus du niveau de la fondation.
- 2) directement au centre du barrage à environ quatre dixièmes de la hauteur maximale du barrage (même section transversale que celle de « 1 »).
- 3) à mi-distance environ entre l'emplacement « 1 » et le pied amont du barrage.

Ce transducteur de pression interstitielle doit être positionné au sein du matériau granulaire en amont d'un noyau d'argile s'il existe.

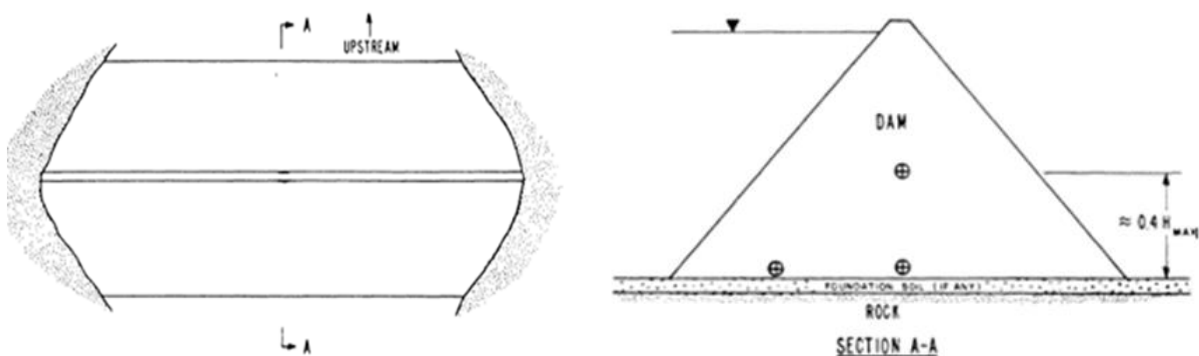


Figure 12- Instrumentation sismique supplémentaire

CHAPITRE III ELABORATION DES MODELES NUMERIQUES
CAS DU BARRAGE DE TAKSEBT

III.1 INTRODUCTION

Le présent chapitre concerne l'élaboration des modèles numériques du barrage de Taksebt en utilisant le logiciel de calcul aux éléments finis SAP2000.

Les modèles ont permis de réaliser des calculs modaux afin de déduire les caractéristiques intrinsèques du barrage à savoir les fréquences propres et les modes propres.

A cet effet, plusieurs simulations ont été effectuées en prenant en compte des propriétés physiques limites des matériaux (min et max) données dans la littérature. Ces simulations ont été conduites par étapes en passant dans un premier temps par des modèles 2D en déformations planes, en passant par la suite à un modèle plus complet en 3D. Les résultats obtenus ont permis d'effectuer une comparaison avec ceux calculés avec les approches simplifiées très utilisés en prédimensionnement.

III.1 PRESENTATION DU BARRAGE DE TAKSEBT

Le barrage de Taksebt est situé à environ 7 km au Sud-Est de la ville de Tizi Ouzou sur l'oued Aïssi. D'une capacité volumique de 175 million m³, le barrage de Taksebt est destiné à l'alimentation en eau potable d'une population d'environ 80 000 habitants dans la wilaya de Tizi-Ouzou, Boumerdès, Alger et Blida, et à l'irrigation d'un périmètre d'environ 550 ha.



Figure 13-Vue aérienne sur le barrage de Taksebt

Le marché des travaux de réalisation du barrage de Taksebt a été attribué au Consortium d'entreprises italiennes AFT « Astaldi Federici Todini ». La construction du barrage avait commencée en 1994 pour se terminer en 2000 avec une mise en service en 2001. Le Bureau d'Etudes TRACTEBEL Engineering était chargé du suivi de réalisation.

III.2.PRINCIPALES CARACTERISTIQUES DU BARRAGE

Le barrage de Taksebt possède un bassin versant de 448 km² avec des précipitations moyennes annuelles enregistrées de l'ordre de 150 millions de m³ par an.

Le barrage de Taksebt en terre zonée à noyau argileux, présente une hauteur maximale de 76 m et une longueur et une largeur en crête respectivement de 512 m et de 8 m. Il comprend une tour de prise à 3 niveaux, un évacuateur de crue d'un débit de 2500 m³/s et une vidange de fond d'un débit de 200m³/s, la retenue présente une capacité totale de 181 hm³.

III.2.1.Caracteristiques géométriques :

Le barrage de Taksebt présente une coupe type d'une géométrie quasi triangulaire avec une hauteur maximale sur fondation de 76 m, une largeur maximale à sa base de 470 m et une longueur en crête de 515 mètres. Les fruits (pentes) amont qui varient de bas en haut sont respectivement de 1, 5H/1V et 2,3H/1V et 2,5H/1V et en aval sont de bas en haut 2,4H/1V et 2,7H/1V.

Les paramètres géométriques de la coupe type du barrage sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau 4- paramètres géométriques

Fondation	Crête du barrage
Niveau TN : 95,5	Largeur totale en crête : 8,6
Niveau fondation : 77,72 m	Niveau de la crête : 171,5 m

La figure 14, illustre la coupe au droit de l'axe du barrage.

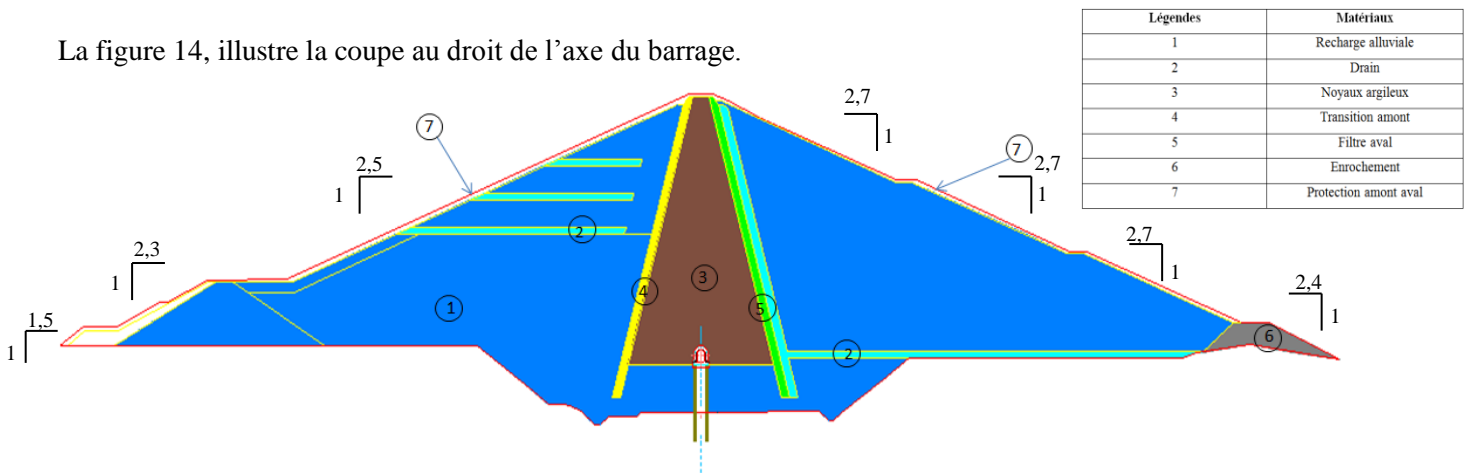


Figure 14-Coupe transversal du barrage

III.2.2.Caracteristiques des matériaux

Le barrage de Taksebt a été construit en utilisant des matériaux trouvés à proximité du site.

Le noyau vertical est constitué d'argile imperméable étayée par remplissage constitué de matériaux alluvionnaires et de roches fragmenté excavées avant la construction. La fondation alluviale perméable est coupée par deux parois moulées (voir figure 14).

CHAPITRE III : ELABORATION DES MODELES NUMERIQUES

Les différents matériaux du barrage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5- Matériaux du barrage de Taksebt

Légendes	Matériaux
1	Recharge alluviale
2	Drain
3	Noyaux argileux
4	Transition amont
5	Filtre aval
6	Enrochement
7	Protection amont aval

N'ayant pas accès aux données relatives aux reconnaissances effectuées sur les matériaux constituant le barrage en phases d'études, différentes données bibliographiques (13) ont été analysées pour définir les caractéristiques de ces matériaux. Le paramètre qui a été pris en compte dans l'analyse des propriétés des matériaux est la vitesse de propagation d'ondes.

La formule de corrélation ci-après a été utilisée pour déterminer les caractéristiques des matériaux constituant le corps du barrage :

$$E = \rho \frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} V_s^2 \quad (1)$$

Tableau 6-2détermination des caractéristiques des matériaux (13)

Types de sols	Noyaux argileux	Filtres (sables secs)	Drain (grès)	Recharge Alluviale	Enrochement
Vp (m/s) mini	1100	400	2000	1500	2300
Vp (m/s) maxi	2500	1200	3500	2000	2600
Vs(m/s) mini	200	100	100	400	1100
Vs (m/s) maxi	800	500	1800	600	1300
ρ (kg/m ³)	1800	1900	2200	2100	2000
E mini (MPa)	213,54	55,7	3955,8	982,3	6542,3
E mini (KN/m ²)	213538	55733	3955810	982278	654230
E maxi (MPa)	3324,6	1325,2	18820,87	2193,2	9013,3
E maxi (KN/m ²)	3324578	1325210	18820768	2193231	9013333
v mini	0,48	0,47	0,40	0,46	0,35
v maxi	0,44	0,39	0,32	0,45	0,33

III.2. MODELISATION DU BARRAGE DE TAKSEBT

Afin de modéliser le barrage, le logiciel aux éléments finis SAP 2000 a été choisi. Ce logiciel est dédié au calcul et à la conception des structures d'ingénierie et plus particulièrement les bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet dans un environnement ergonomique interactif la saisie de la géométrie des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments variés. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique. Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, propriétés des matériaux, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinée, en utilisant les innombrables outils disponibles.

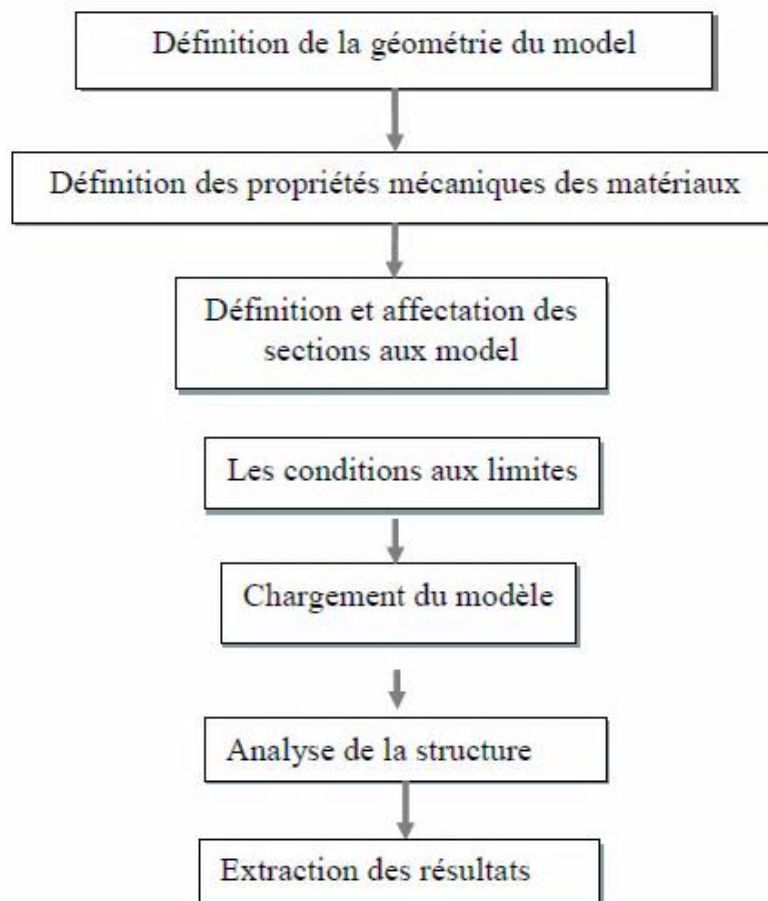


Figure 15-Organigramme définissant le fonctionnement du logiciel SAP2000

Plusieurs modèles ont été réalisés à commencer par les modèles 2D sans et avec fondation, puis en réalisant un modèle 3D.

III.2.1 Modèle 2D sans fondation

Trois modèles permettent de passer de l'étude d'un problème élastique de trois dimensions à un problème plan. Les deux modèles d'élasticité plane (Déformations planes et Contraintes planes) et le modèle axisymétrique (pour les problèmes avec une symétrie axiale de révolution).

Pour la simulation en 2D du barrage de Taksebt et étant donné son étendu en longueur le modèle de déformations planes a été choisi. Le maillage du barrage est construit avec des éléments à 3 nœuds (*3-nodes*) en déformations plane (*Plane Strain element*), généré en utilisant le logiciel de maillage (AUTOMESH2D-Multi). Ce logiciel a été utilisé pour faciliter le maillage du barrage en 3D (voir § III-3) du fait de la géométrie curviligne en plan du barrage.

Pour le modèle bidimensionnel sans fondation, le barrage est supposé encastré au sol.

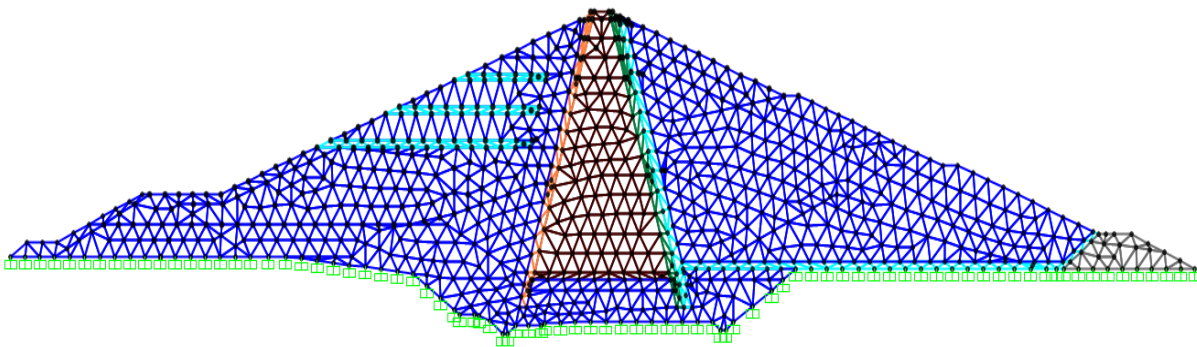


Figure 16-model 2D du barrage sans fondation

III.2.2. Model 2D avec fondation

Dans le modèle du barrage en 2D avec fondation, le milieu semi fini sur lequel le barrage est fondé est pris en compte. La masse de cette fondation est négligée (14) par contre sa rigidité est prise en compte. Un tel modèle de fondation doit se prolonger de manière à ce que les effets de bord sur les contraintes et les fréquences propres du barrage soient négligeables. Les dimensions de la fondation prises en compte dans le modèle correspondent à une fois la hauteur du barrage.

Les éléments utilisés pour modéliser la fondation sont du même type que ceux utilisés pour le barrage avec des éléments à 03 nœuds en déformation plane. Le comportement de cette fondation est supposé élastique linéaire.

Les conditions aux limites prises en compte correspondent à un encastrement à la base et des appuis simples aux extrémités latérales ce qui permet à la fondation de reproduire en dynamique l'effet de cisaillement des colonnes de sol.

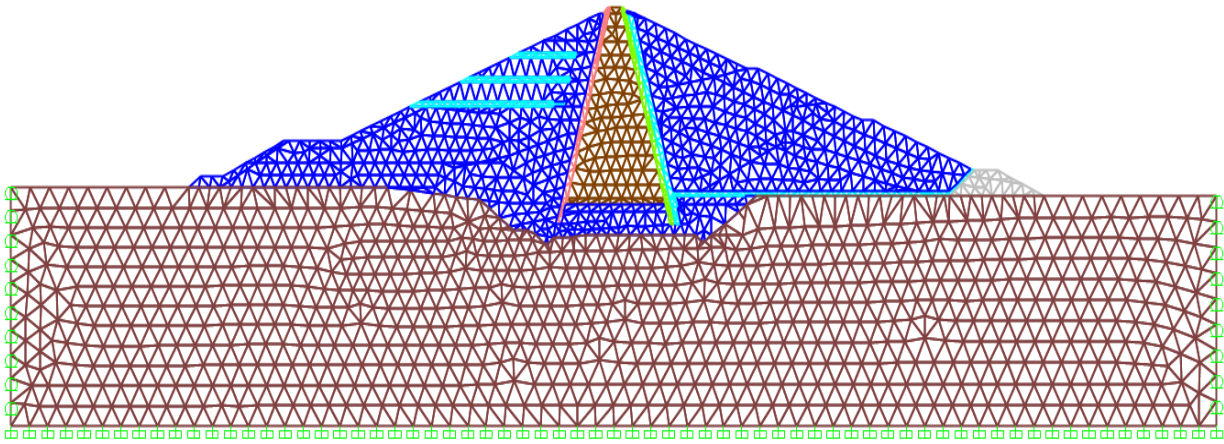


Figure 17-model 2D du barrage avec fondation

III.2.3. Model 3D

La modélisation tridimensionnelle du barrage est basée sur les données géométriques réelles du barrage définies dans les plans d'exécution.

Le modèle 3D utilise des éléments solides à 6 nœuds (Prisme).

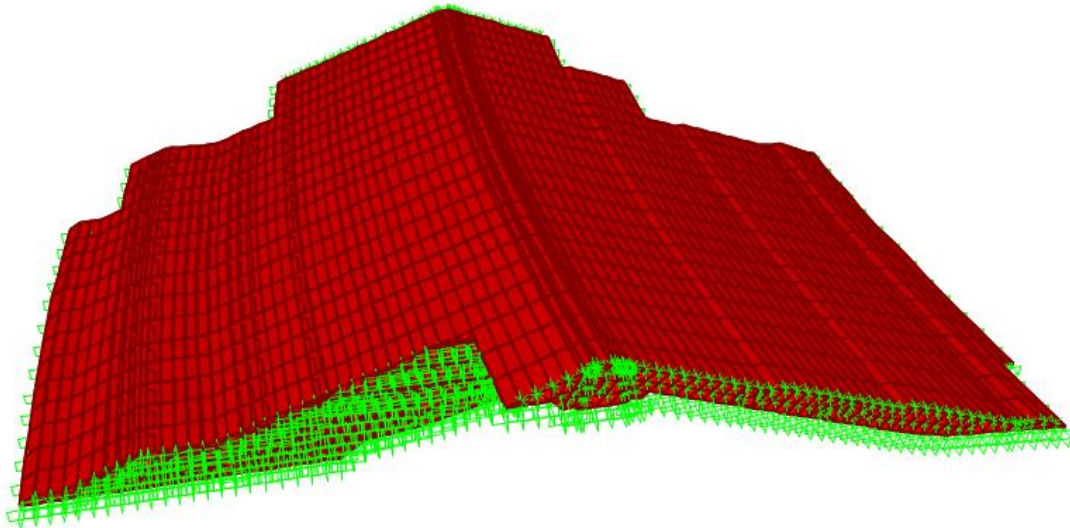


Figure 18-Model 3D du barrage

III.3. PRESSION HYDRODYNAMIQUE

La pression hydrodynamique correspond à la pression qu'exerce l'eau sur le barrage sous l'effet du séisme. Cette pression hydrodynamique a été largement étudiée par de nombreux chercheurs en raison de son application importante et directe dans la conception des barrages. La solution analytique pour la pression hydrodynamique agissant sur le barrage due au tremblement de terre a été obtenue par Westergaard (1933). Par la suite Zangar (1953) a réalisé des expériences en laboratoire en utilisant l'analogie électrique et il a obtenu des résultats intéressants.

CHAPITRE III : ELABORATION DES MODELES NUMERIQUES

En général, la formule de Westergaard est appliquée dans les cas de barrage avec parement amont vertical, alors que la formule de Zangar est employée lorsque le parement amont du barrage présente un fruit (pente).

Etant donné que le barrage de Taksebt présente un parement amont incliné, il a été décidé d'utiliser la formule de Zangar qui présente une distribution quasi-parabolique de la pression donnée par la formule suivante :

$$P_e = C \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h \quad (2)$$

Avec :

C: Coefficient qui dépend de la géométrie et de la hauteur du profil de barrage, il donne la distribution et l'amplitude des pressions.

$$C = \frac{1}{2} C_m \cdot \left[\frac{y}{h} \cdot \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h}} \cdot \left(2 - \frac{y}{h} \right) \right] \quad (3)$$

Ce qui revient à noter :

$$P_e = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma_w \cdot h \cdot C_m \cdot \left[\frac{y}{h} \cdot \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h}} \cdot \left(2 - \frac{y}{h} \right) \right] \quad (4)$$

Avec :

- γ_w : Poids volumique de l'eau.
- h: Hauteur correspondant à la distance entre les centres des deux éléments adjacents
- C_m : Coefficient de pression maximale, qui est une fonction de l'angle du parement amont avec la verticale donnée, et qui est exprimée par la courbe suivante.

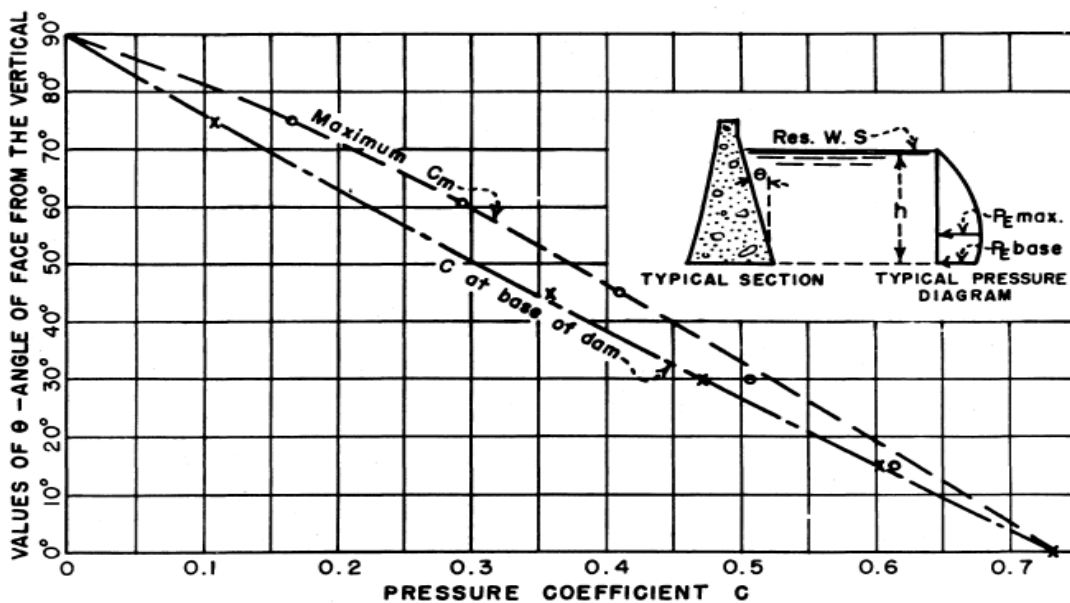


Figure 19- Coefficients maximales de pression pour différentes inclinaisons selon Zangar

La courbe de tendance définissant C_m peut-être approchée par la formule suivante [10] :

$$C_m = -0,0715 \theta^2 - 0,3466 \theta + 0,7298 \quad (5)$$

➤ y : distance verticale par rapport à la surface d'eau.

La pression hydrodynamique due à la poussée de la retenue est modélisée comme une masse nodale sur la partie immergée du parement amont du barrage.

$$M_i = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h \cdot C_m \cdot \left[\frac{y}{h} \cdot \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h}} \cdot \left(2 - \frac{y}{h} \right) \right] \quad (6)$$

Cette masse devra reproduire le profil quasi-parabolique de la pression hydrodynamique en appliquant sur le barrage l'accélération du site dans la direction Amont-Aval.

III.3.1 Modelisation de la pression hydrodynamique

III.3.1.1 Distribution de la masse d'eau sur le modèle 2D

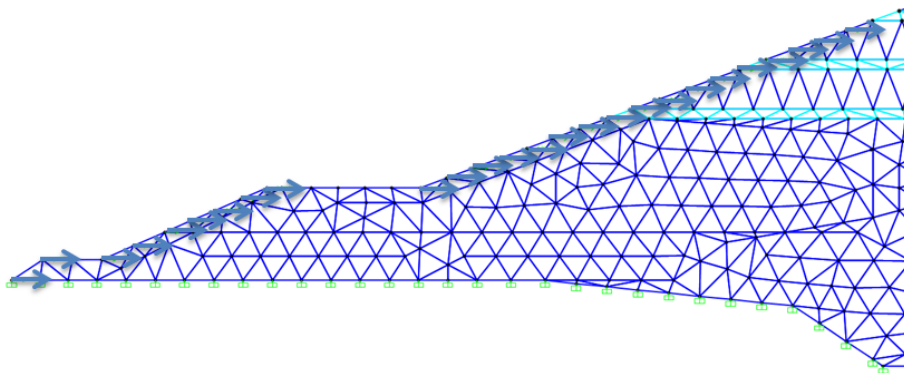


Figure 20-Distribution de la masse d'eau sur le modal 2D

La figure ci-dessous montre la variation de la distribution de la masse en fonction de la hauteur du barrage sur le model 2D :

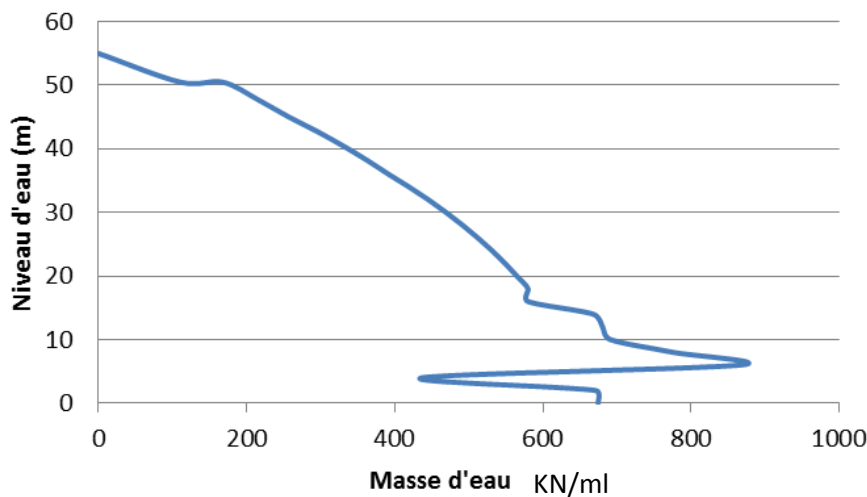


Figure 21-distribution de la masse en fonction de la hauteur du barrage sur le model 2D

III.3.1.2. Distribution de la masse d'eau sur le modal 3D

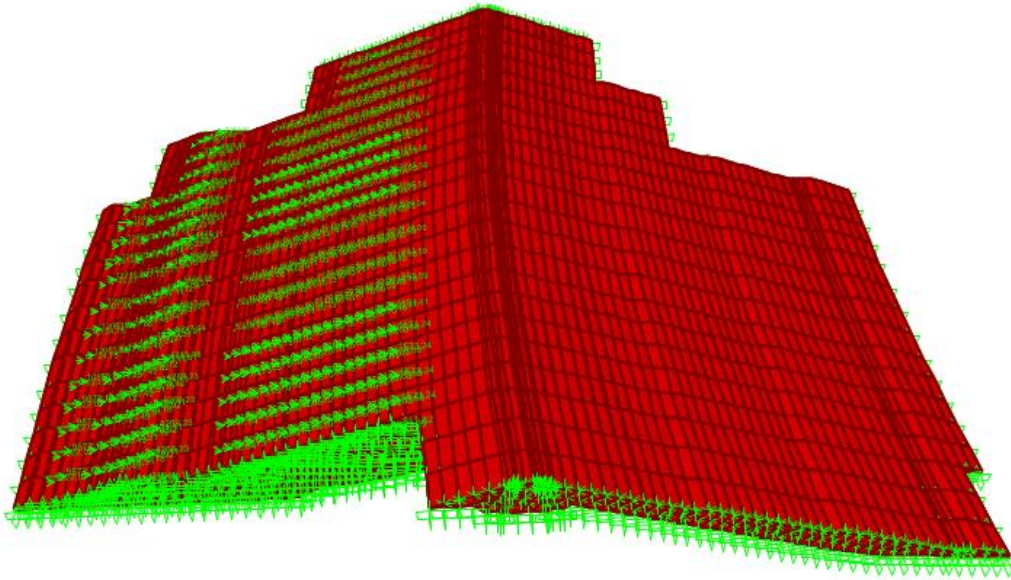


Figure 22-Distribution de la masse d'eau sur le modal 3D

La figure ci-dessous montre la variation de la distribution de la masse en fonction de la hauteur du barrage sur le model 3D :

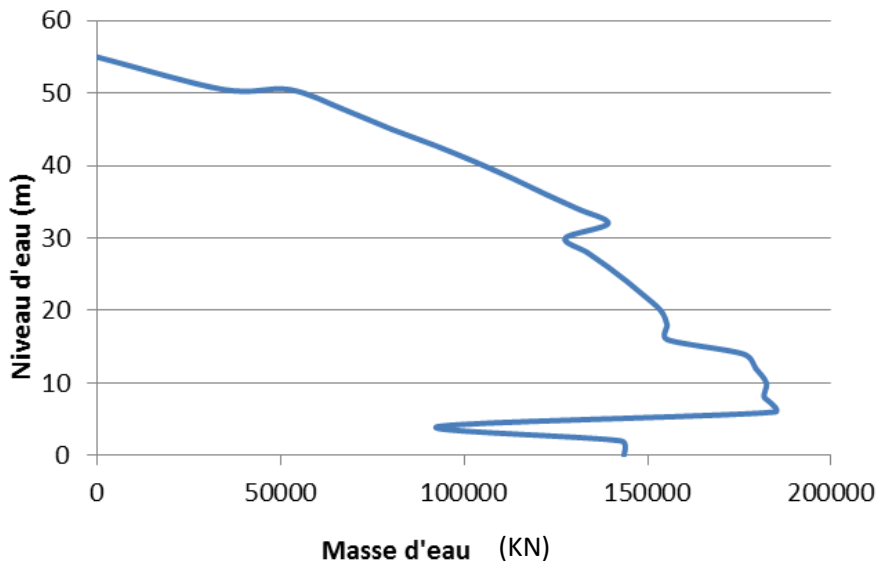


Figure 23-distribution de la masse en fonction de la hauteur du barrage sur le model 3D

III.4.ANALYSE MODALE NUMERIQUE

III.4.1. Fréquence propre par formule simplifiée

Les méthodes simplifiées consistent à assimiler le barrage à un résonateur simple et à étudier la réponse de ce résonateur à la sollicitation dynamique.

Dans la méthode présentée ci-après [25], le résonateur simple est un prisme triangulaire assimilé à un système généralisé à un seul degré de liberté qui est le déplacement horizontal en crête. Le mode de déformation est supposé se réduire à un cisaillement horizontal.

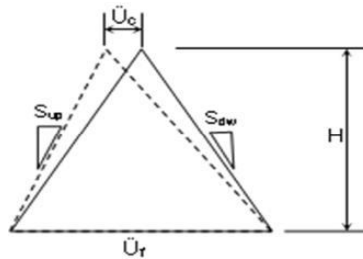


Figure 24-Modèle pour résonateur simple, a un seul degré de liberté

La fréquence propre de ce système est (méthode de Rayleigh) :

$$N = \frac{\sqrt{6}}{2\pi} \cdot \frac{S}{H} = 0,39 \frac{S}{H} \tag{7}$$

Avec :

H : hauteur de la retenue normal d'eau, 70 m

S : est la vitesse d'onde de cisaillement :

$$S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \left[\frac{m}{s} \right] \tag{8}$$

Avec :

ρ : La masse volumique moyenne du barrage $\rho_{moy} = \frac{\sum \rho_i A_i}{\sum A_i}$

G : Module de cisaillement moyen du barrage, ou $G = \frac{E_{moy}}{2(1+\nu)}$

$$E_{moy} = \frac{\sum E_i A_i}{\sum A_i} \quad \text{et} \quad \nu_{moy} = \frac{\sum \nu_i A_i}{\sum A_i}$$

$$E_{moy \min} = 427685,2 \text{ KN/m}^2 ;$$

$$E_{moy \max} = 427685,2 \text{ KN/m}^2 \quad \nu_{moy \min} = 0,44 \quad ; \quad \nu_{moy \max} = 0,46$$

Application numérique :

$$S_{min} = \sqrt{\frac{427685,2}{2,1}} = 422,64 \text{ m/s} \quad S_{max} = \sqrt{\frac{1235724,6}{2,1}} = 720,22 \text{ m/s}$$

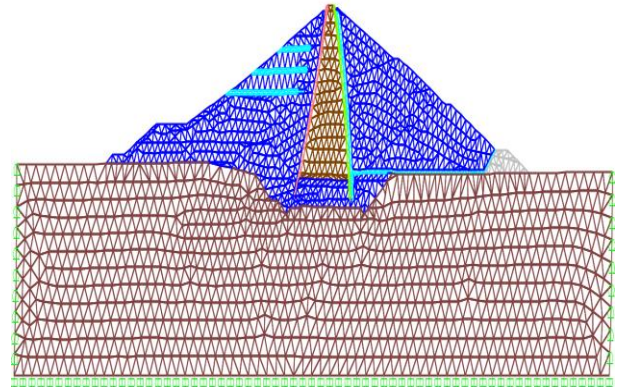
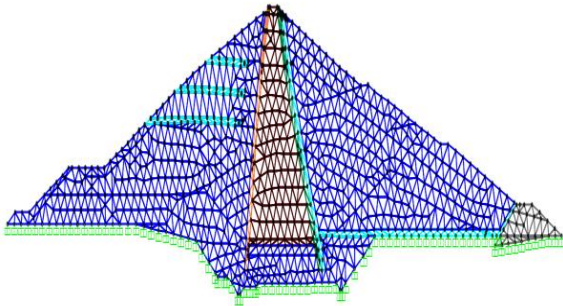
$$D'où : N_{min} = 2,35 \text{ Hz} \quad ; \quad N_{max} = 4,01 \text{ Hz}$$

III.4.2.Frequences propres des modèles 2D

Les fréquences propres des premiers modes de déformation des modèles 2D sans et avec fondation sont calculées en utilisant le logiciel SAP2000 sans prise en compte de la retenue.

Par souci d’allègement du rapport, les figures ci-après ne présentent que les premiers modes. Les modes supérieurs sont joints en annexe.

III.4.2.1. Model 2D sans retenue



Mode 1 du modèle 2D sans fondation et sans retenue
 $f_{max}=1,69 \text{ Hz} / f_{min}= 0,97\text{Hz}$

Mode 1 du modèle 2D avec fondation et sans retenue : $f_{max}=2,67 \text{ Hz} / f_{min}= 1,45 \text{ Hz}$

Figure 25- Premiers modes des modèles 2D sans retenue

Le tableau suivant résume les fréquences obtenu pour des deux cas du model 2D :

Tableau 7-les fréquences obtenu pour des deux cas du model 2D

	Mode 1		Mode 2		Mode 3		Mode 4		Mode 5	
	f_{max} Hz	f_{min} Hz	f_{max} Hz	f_{min} Hz	f_{max} Hz	f_{min} Hz	f_{max} Hz	f_{min} Hz	f_{max} Hz	f_{min} Hz
Model Sans fondation	2,67	1,45	4,27	2,19	4,6	2,66	5,58	2,72	6,09	2,93
Model avec fondation	1,69	0,97	2,61	1,46	3,09	1,79	3,58	1,83	4,05	2,09

III.4.2.2. Prise en compte de la pression hydrodynamique

Afin de simuler le système barrage avec retenue, les masses nodales qui serviront à générer la pression hydrodynamique sont intégrées au modèle, ce qui laisse prédire une fréquence plus faible. Il a été constaté en intégrant ces masses nodales sur le parement amont, l'apparition de modes locaux au droit des nœuds, ce qui ne permet pas d'identifier les modes les plus significatifs mesurés sur site. Ceci est dû sans aucun doute à l'écart important entre les masses attachées et les masses et rigidités des éléments adjacents supportant cette masse.

Des solutions ou astuces pour modéliser l'effet hydrodynamique ont été nécessaires afin de calculer les fréquences propres du système barrage avec retenue :

- La première astuce consiste à distribuer la masse calculée pour un seul nœud sur l'ensemble des nœuds du même niveau de la partie immergée, mais cette astuce n'a pas résolu le problème étant donné que les modes locaux étaient toujours présents.

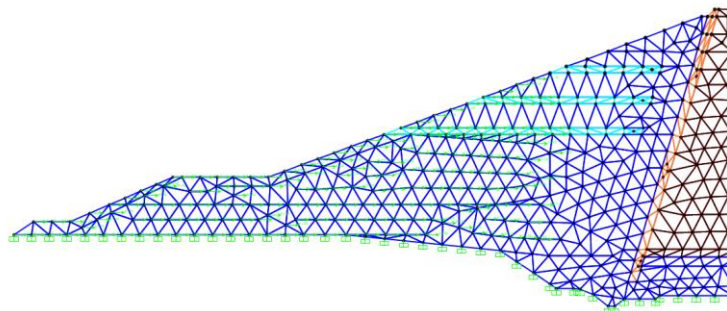


Figure 26-distribution de la masse d'eau sur plusieurs nœuds

- La deuxième consiste à remplacer les masses attachées par une densité équivalente. Cette approche s'est concrétisée par deux modèles :
 1. Le premier modèle prend en compte le rajout la densité équivalente des masses attachées sur toute la partie immergée du barrage (représentée en jaune dans la figure ci-après)

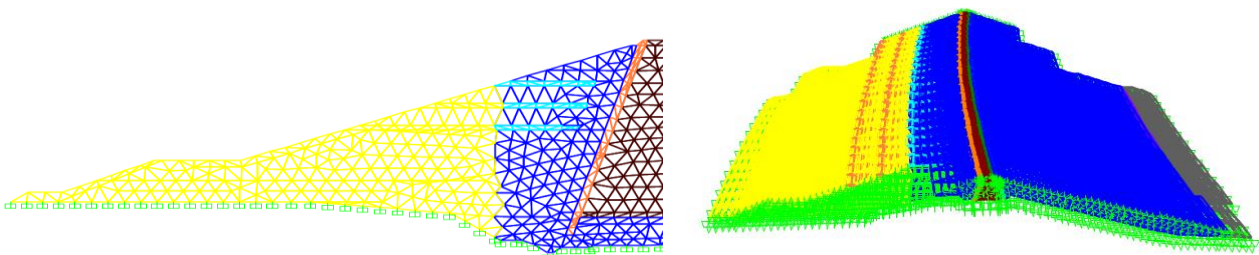


Figure 27-modélisation de la masse d'eau sous forme d'une densité sur le model 2D et 3D

- Le deuxième modèle distribue la densité équivalente des masses attachées par tranches, c'est-à-dire que chaque constante de masse attachée est divisée par le volume des éléments qui concerne sa tranche. Cette approche semble être plus adaptée pour représenter la distribution de la pression hydrodynamique suivant la hauteur.

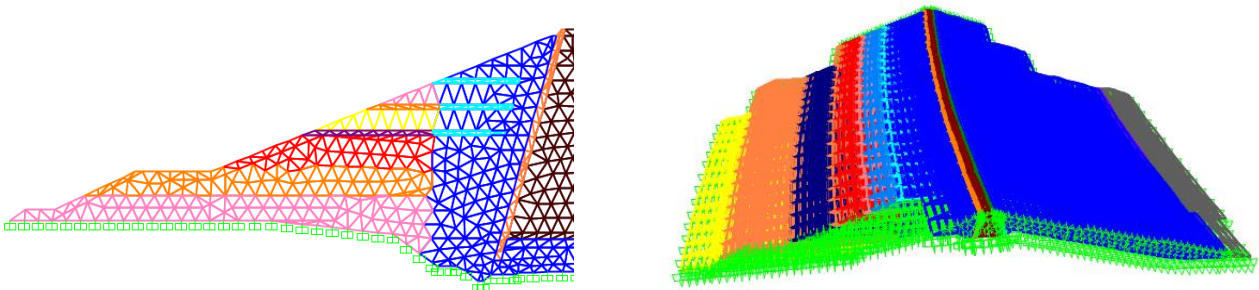


Figure 28-Modélisation de la masse d'eau sous forme d'une densité variant par tranche sur le modèle 2D et 3D

Pour le choix du modèle à utiliser pour les calculs ultérieurs, une comparaison des courbes de variation des masses en fonction de la hauteur est tracé pour les modèles 2D et 3D.

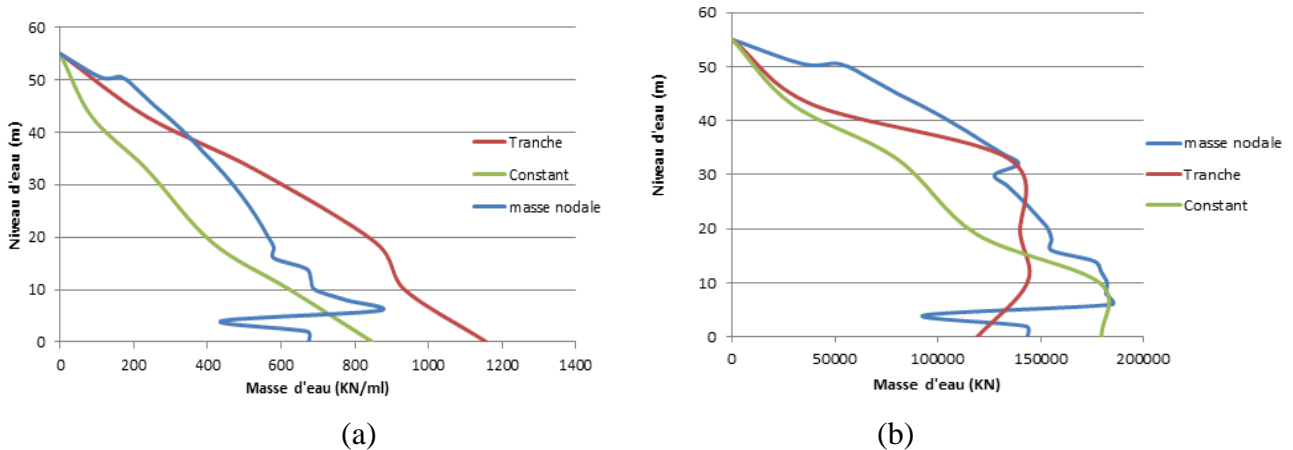
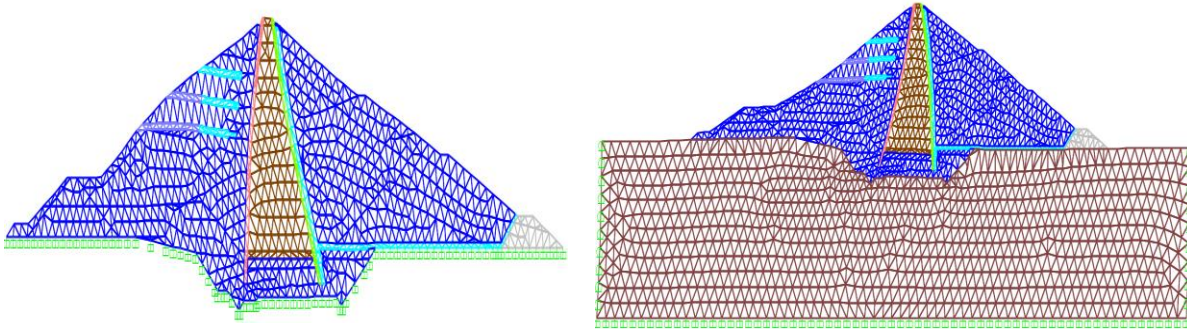


Figure 29- Comparaison entre différentes distribution des masses en 2D (a) et 3D (b)

A partir des courbes précédentes, on constate que la courbe avec densité rajoutée par tranche est la plus proche de celle des masses nodales. Ceci confirme notre proposition faites ci-avant sur le choix du modèle final.

La fréquence propre du modèle 2D a été déterminée en prenant en compte la retenue. Les figures ci-dessous présentent les cinq premiers modes du barrage sans et avec fondation.

III.4.2.3. Model 2D avec retenue



Mode 1 du modèle 2D sans fondation
 $f_{max}=2,319$ Hz / $f_{min}= 1,315$ Hz

Mode 1 du modèle 2D avec fondation
 $f_{max}=1,48$ Hz / $f_{min}= 0,86$ Hz

Figure 30- Premiers modes des modèles 2D avec retenue

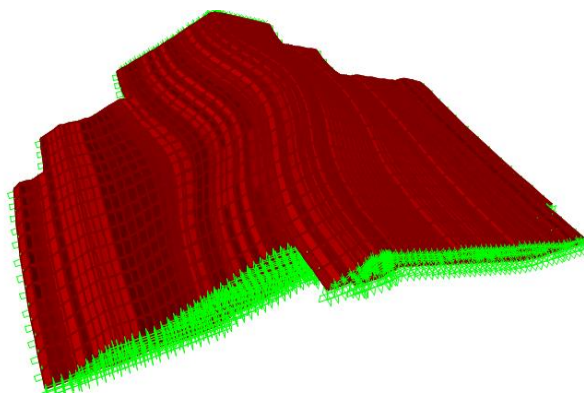
Le tableau suivant synthétise les fréquences obtenues pour les deux cas du model 2D.

Tableau 8- les fréquences obtenues pour les deux cas du model 2D

	Mode 1		Mode 2		Mode 3		Mode 4		Mode 5	
	f_{max} Hz	f_{min} Hz	f_{max} Hz	f_{min} Hz	f_{max} Hz	f_{min} Hz	f_{max} Hz	f_{min} Hz	f_{max} Hz	f_{min} Hz
Model Sans fondation	2,319	1,315	3,71	2,002	4,0465	2,3667	4,7657	2,5987	5,274	2,768
Model avec fondation	1,48	0,86	2,28	1,34	2,69	1,52	3,1	1,66	3,47	1,88

III.4.2.2.3. Détermination de la fréquence propre du barrage en 3D

La fréquence propre du modèle 3D a été déterminée en prenant en compte la retenue. Les figures ci-dessous présentent les cinq premiers modes du barrage sans fondation.



Mode n°1 : $f_{max}= 2,83$ Hz / $f_{min}=1,57$ Hz

Figure 31- Les cinq premiers modes de déformation des modèles 3D avec retenu

CHAPITRE III : ELABORATION DES MODELES NUMERIQUES

Le tableau suivant résume les fréquences obtenues pour le model 3D

Tableau 9- les fréquences obtenues pour le model 3D

	Mode 1		Mode 2		Mode 3		Mode 4		Mode 5	
	f_{max}	f_{min}	f_{max}	f_{min}	f_{max}	f_{min}	f_{max}	f_{min}	f_{max}	f_{min}
Model 3D	2,8257	1,5665	3,1028	1,7838	3,4391	1,8732	4,0148	2,1843	4,0715	2,2373

La comparaison des fréquences du premier mode obtenues pour les différents modèles 2D et 3D avec et sans prise en compte de la retenue, est représentée dans le tableau et les figures ci-dessous.

Tableau 10- La comparaison des fréquences du premier mode

	Modèle	Fréquence min (Hz)	Fréquence max (Hz)
Modèle 2D sans fondation	Sans retenue	1,45	2,67
	Avec retenue	1,32	2,32
Modèle 2D avec fondation	Sans retenue	0,97	1,69
	Avec retenue	0,86	1,48
Modèle 3D sans fondation	Sans retenue	1,77	3,29
	Avec retenue	1,57	2,83
Méthode simplifié	Avec retenue	2,35	4,01

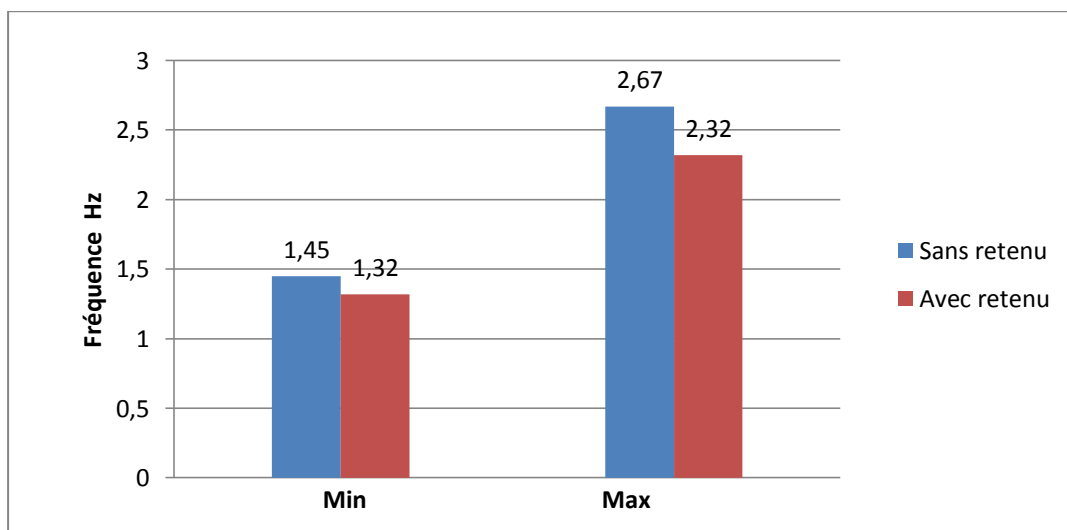


Figure 32- l'effet de la retenue sur la fréquence obtenu par le Modèle 2D sans fondation

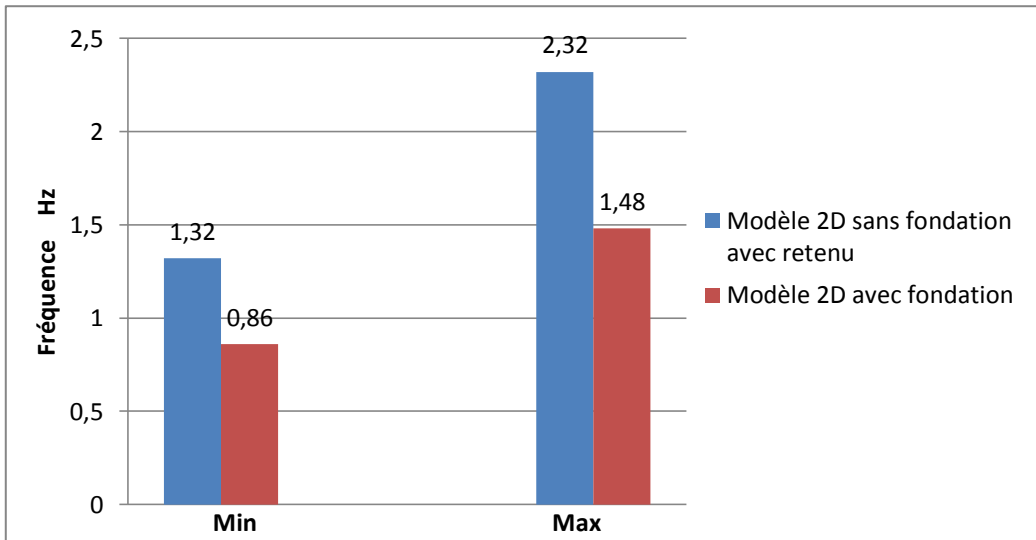


Figure 33-Comparaison entre la fréquence obtenu par le modèle 2D sans et avec fondation

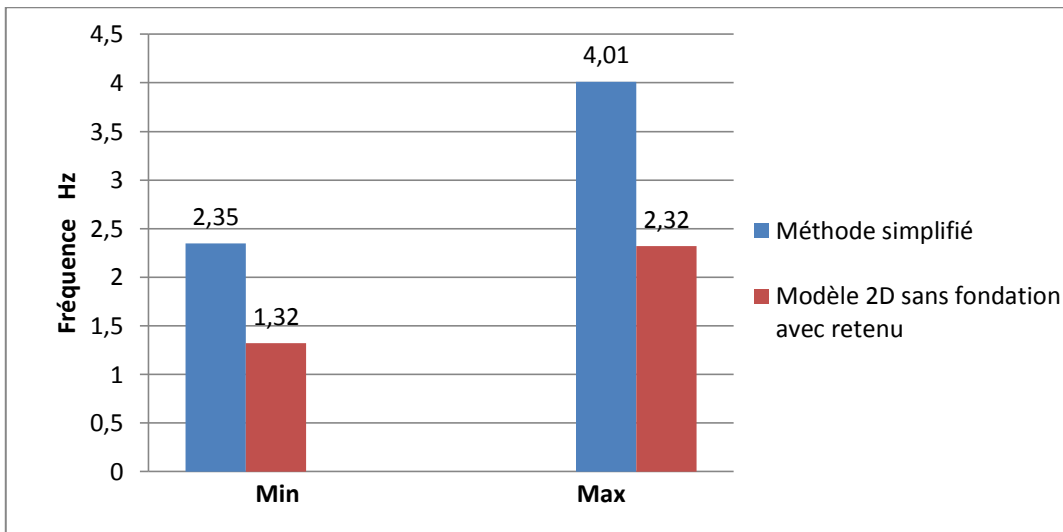


Figure 34-Comparaison entre la fréquence obtenue par le modèle 2D sans fondation et la méthode simplifiée

III.5.CONCLUSIONS

A partir des différentes simulations du barrage il a été constaté que :

- l'approche qui permet de modéliser au mieux les masses attachées représentant la pression hydrodynamique consiste à rajouter une densité équivalente à ces masses par tranche.
- La méthode simplifiée surestime la fréquence fondamentale (conservatrice pour le calcul sismique)

CHAPITRE IV
ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES
ET RECALAGE DES MODELES

IV.1. INTRODUCTION

Pour les structures complexes, volumineuses et lourdes, l'excitation artificielle est tout simplement difficile voire impossible. C'est le cas du barrage de Taksebt, d'où la décision prise d'utiliser une méthode qui permet d'identifier les paramètres modaux de la structure sur la base de mesures des vibrations naturelles.

L'essai de vibrations ambiantes est souvent utilisé pour estimer les fréquences de vibration, l'amortissement, et les formes de mode des structures à grande échelle, dans le domaine linéaire.

Une série de tests des vibrations ambiantes a été menée le 09 février 2014, afin d'identifier les modes de vibration les plus dominants du barrage. Le logiciel Geospy a été utilisé par la suite pour le traitement des signaux enregistrés.

IV.2.ESSAI DE VIBRATIONS AMBIANTES

Les structures de génie civil sont sollicitées en permanence par le sol (bruit de fond sismique), l'atmosphère (vent) et les activités humaines internes (Piétons, ascenseurs, trafic...). Le plus souvent, c'est le bruit de fond sismique, lié aux océans, à l'atmosphère et aux activités humaines, qui domine cette sollicitation. Ce bruit présente la particularité d'être un bruit blanc, c'est-à-dire d'avoir un spectre plat. L'enregistrement des vibrations ambiantes d'une structure, et déduire son amplitude, permet d'estimer les fréquences de vibration, l'amortissement, et les formes de mode de structures à grande échelle, dans le domaine linéaire. L'amplitude du bruit de fond varie en fonction de la proximité et la nature des sources de bruit. Les essais de vibrations ambiantes présentent l'avantage d'un équipement léger et la mobilisation d'un petit nombre d'opérateurs. Ces ondes provoquées peuvent ne pas coïncider avec ceux causés par le séisme ou le vent. Par ailleurs, l'identification des systèmes de données ambiantes a toujours été un domaine de recherche important, avec des applications dans le génie civil.

IV.2.1.Méthodologie

Les essais de vibration ambiante d'une structure consistent à enregistrer sa réponse au bruit ambiant, à des endroits sélectionnés dans la structure. L'instrumentation est choisie de telle sorte qu'elle recouvre les plages d'amplitude et de fréquence d'intérêt, Le choix de l'instrumentation dépend également de la disponibilité de certains types d'équipements [3].

Un capteur convertit le mouvement mécanique d'un point sur la structure (en fonction du temps) en un signal électrique (analogique).

Le convertisseur A / D (Analogique/Digitale) de la station d'acquisition de donnée échantillons, transforme le signal analogique à des intervalles de temps équidistants, et le convertit en format numérique pour un traitement ultérieur par un logiciel [3].

IV.2.2. La Représentation du signal dans le domaine fréquentiels et temporel

Parallèlement à la représentation temporelle d'un signal, il est souvent intéressant d'utiliser une représentation en fonction de la fréquence.

Il a été montré, il y a plus d'un siècle, par Joseph Fourier (1807) que tout signal périodique peut-être reconstitué par la somme d'un nombre infini de signaux sinusoïdaux, ce qui est appelé le développement en série de Fourier [18]

$$x(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} C_n \cdot \sin(n\omega t + \varphi_n) \tag{9}$$

Avec : a_0 est la valeur moyenne de $x(t)$.

$C_n \cdot \sin(n\omega t + \varphi_n)$ est l'harmonique d'ordre n (l'harmonique d'ordre 1 est appelé fondamental)

ω est la pulsation du signal périodique $s(t)$

Soit $x(t)$ le signal enregistré à partir d'un point de mesure, et $X(\omega)$ est sa transformée de Fourier.

C'est deux représentations du signal sont reliées par les relations suivantes :

$$X(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \tag{10}$$

$$x(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} X(\omega) e^{i\omega t} d\omega \tag{11}$$

La manière la plus efficace pour calculer $X(\omega)$ se fait par l'algorithme de la transformée de Fourier rapide (FFT). Cet algorithme célèbre a été inventé par Cooley et Tukey, ingénieurs dans le centre de recherche d'IBM au début des années 1960. Il a eu, du fait de son efficacité, un impact considérable sur le développement des applications en traitement numérique des signaux

La transformée de Fourier rapide réduit considérablement le nombre d'opérations à effectuer, au lieu d'effectuer N^2 opérations il suffira d'en faire $N \log_2 N$ opérations.

IV.2.3. Echantillonnage du signal

Le traitement d'un signal par voie numérique, nécessite une représentation préalable du signal par une suite de valeurs numériques ponctuelles prélevées régulièrement ou irrégulièrement. Un tel prélèvement est appelé échantillonnage. L'échantillonnage consiste à prélever à des instants précis, le plus souvent équidistants, les valeurs instantanées d'un signal.

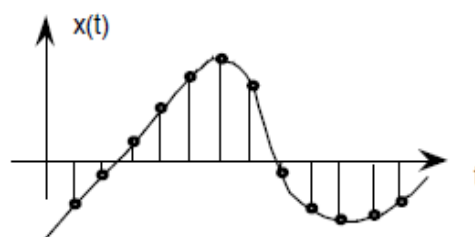


Figure 35- échantillonnage d'un signal

IV.2.4. Methodes D'analyses Modales Expérimentales

La détermination des modes d'une structure permet de décomposer son comportement en des mouvements simples.

L'objectif de l'analyse modale est de déterminer ces modes de manière à décrire plus simplement une structure. Pour cela, l'analyse modale se propose d'exploiter les signaux enregistrés dans la structure.

La méthode non-paramétrique la plus utilisée en génie civil nommée « pointé des pics » (Peak Picking) [5].

IV.2.4.1 Pointés des pics en fréquence (Peak Picking)

IV.2.4.1.1 Fréquence de résonance et déformée

Le principe de cette technique est de passer les signaux enregistrés, $y(t)$, dans le domaine fréquentiel, puis de s'intéresser aux caractéristiques des pics dans le spectre : fréquence, amplitude et largeur du pic. La transformée de Fourier $Y(f)$ (Bendat et Piersol, 1993) [5]:

$$Y(f) = \int_0^{+\infty} y(t)e^{-2j\pi ft} dt \quad (12)$$

Avec : $j^2 = -1$, la densité spectrale de puissance $S_{yy}(f)$ (DSP ou power Spectral Density PSD)

$$S_{yy}(f) = \int_{-\infty}^{+\infty} (\lim_{T \rightarrow \infty} \int_0^{+\infty} y(\tau)y(t + \tau)d\tau)e^{-2i\pi t f} dt \quad (13)$$

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} E[Y^*(f, T)Y(f, t)] \quad (14)$$

Avec $Y(f, T)$ la transformée de Fourier de Y sur l'intervalle $[0 ; T]$ et $*$ le complexe conjugué. Par abus, nous écrivons $S_{yy}(f) = Y^*(f) Y(f)$. Leurs estimations et leurs expressions mathématiques sont assez proches les unes des autres puisque l'amplitude de la DSP est la transformée de Fourier du carré du signal, mais la DSP a pour avantage de représenter l'énergie contenue à chaque fréquence. C'est physiquement plus proche de ce qui doit être considéré pour caractériser un mode.

Le pointé de pics en fréquence consiste à sélectionner les pics dans les spectres $\{Y\}(f)$ ou $[SY](f)$. Montrons que ces pics correspondent aux fréquences de résonance et que l'amplitude est approximativement proportionnelle au vecteur propre.

IV.2.4.1.2. Amortissement

La détermination de l'amortissement peut être réalisée par différentes manières.

La méthode la plus performante est la méthode du décrément aléatoire (Dunand, 2005). Le principe de cette méthode est de considérer qu'à chaque instant, la réponse d'un oscillateur se décompose en la somme de sa réponse impulsionnelle (Impulse Response Function IRF) et de sa réponse à une

CHAPITRE IV: ESSAIS DE VIBRATION AMBIANTE ET RECALAGE DES MODELES

sollicitation aléatoire. En sommant de nombreuses fenêtres de temps avec la même condition initiale, par exemple une vitesse nulle et un déplacement positif, la partie aléatoire s'annule car son espérance mathématique vaut zéro et on en déduit la réponse impulsionnelle.

La technique qui permet de déterminer l'amortissement visqueux équivalent d'une réponse impulsionnelle s'appelle le décrétement logarithmique.

En conclusion, le « pointé de pics » permet d'obtenir facilement et rapidement les fréquences, les déformées et éventuellement l'amortissement d'une structure à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes mais seulement si les modes ne sont pas trop proches, ce qui généralement n'est malheureusement pas le cas.

IV.3. INSTRUMENTATION

Les instruments utilisés pour les mesures de vibration ambiante sont, une station d'acquisition de données City Shark-II avec un capteur d'enregistrement de vitesses selon les trois composantes (Nord-Sud, Est-West et Vertical) de type Lennartz electronic (Le3Dlite), les signaux mesurés ont été traités à l'aide d'un logiciel de géophysique « GEOPSY » capable d'effectuer la plupart des opérations de traitement de signal pour l'analyse des données de vibrations ambiantes.

IV.3. 1. Station d'acquisition de données -City SharkII

City Shark II est une version améliorée de City Shark qui est une station dédiée à l'enregistrement du bruit ambiant, conçu et construit conjointement par l'Institut français de Recherche pour le Développement (IRD), et LEAS une société française dédiée à l'acquisition de données géophysiques,

CityShark II fonctionne d'une manière similaire à CityShark. Les paramètres et les réglages du temps interne sont ajustés sur la station, sans se connecter à un ordinateur externe, avec l'aide de deux boutons étiquetés «gain up» et «gain down". Seuls trois paramètres d'enregistrement, doivent être ajustés: le gain, la fréquence d'échantillonnage, et la durée d'enregistrement.

CityShark II stocke les données enregistrées sur une carte mémoire flash amovible, avec une capacité de stockage allant de 32 Mo à 2 Go.

Une fois que les données sont enregistrées, la carte mémoire est exploitée sur un PC à l'aide du logiciel ReadCity, qui a été développé spécifiquement pour gérer le format de données CityShark pour MS Windows.



Figure 36- Station d'enregistrement et logiciel d'acquisition

IV.3. 2.Sismomètre Lennartz electronic (Le3Dlite)

Le sismomètre Le-3Dlite est un capteur de vitesses selon trois directions, il a un poids de 1.8 kg et un diamètre de 95 mm, une hauteur de 65 mm, avec une fréquence naturelle de 1 Hz

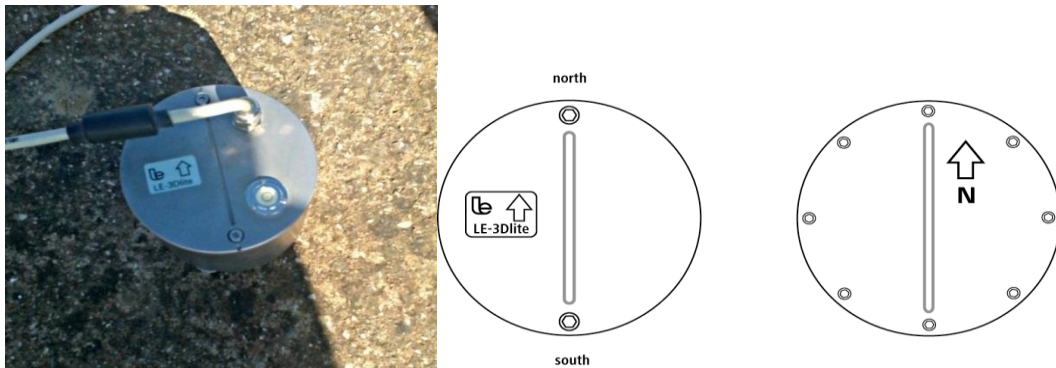


Figure 37- sismomètre lennartz electronic (le 3Dlite) et orientation

Le capteur Le-3Dlite mesure les vitesses selon trois directions orthogonales. N, E, Z.

Le sismomètre à trois pieds réglables et un niveau à bulle. Pour de meilleurs résultats, il faut toujours essayer de régler les pieds de sorte que la bulle soit dans le centre, avec les pieds vissés au mieux.

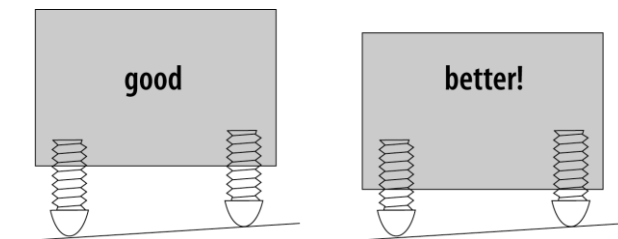


Figure 38- réglage des pieds du sismomètre

IV.3. 3. Logiciel de traitement de signal « GEOPSY »

Le logiciel GEOPSY est logiciel de géophysique utilisé pour le traitement des signaux afin de réaliser l'identification modale d'une structure. La technique utilisée par ce dernier est la transformée de Fourier rapide FFT (Fast Fourier Transform).

Toutes les Transformées de Fourier dans Geopsy sont basées sur les algorithmes développés par Matteo Frigo et Steven G. Johnson (MIT) appelé "Fastest Fourier Transform in the West" encapsulé dans la bibliothèque FFTW. Ceci est une bibliothèque hautement optimisée capable de gérer n'importe quel nombre d'échantillons (non seulement une puissance de 2).

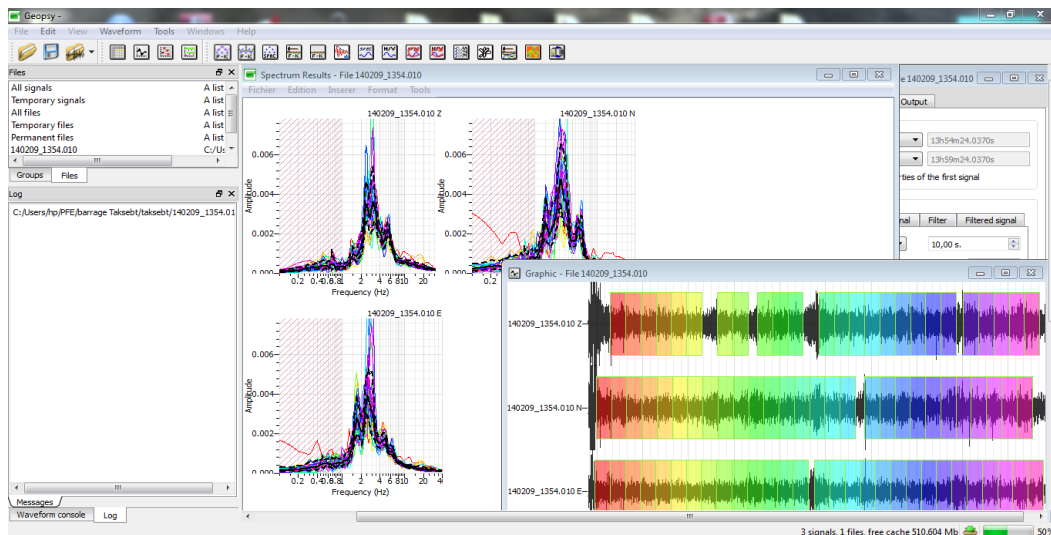


Figure 39 – Capture d'écran du logiciel de traitement de signaux GEOPSY

Paramètre des enregistrements des vibrations ambiantes dans le barrage:

Gain :

On règle le gain pour optimiser la pleine échelle de la carte 2048 bits sans saturation.

La saturation induit des erreurs dans l'estimation des spectres, surtout en amplitude, ce qui affecte les déformées modales. L'erreur induite en fréquence à cause des singularités dans le signal ainsi produites a un effet plus limité.

Pendant l'enregistrement, les vibrations majeures sur ambiance telles que celles du passage d'une voiture seraient automatiquement filtrées.

Fréquence d'échantillonnage :

Les fréquences qui peuvent être intéressantes dans un barrage, sont plus grandes que celles rencontrées dans une autre structure tel un bâtiment.

La fréquence d'échantillonnage doit donc être supérieure à 100 Hz. Pour plus de marge, on choisit généralement 200 Hz.

Durée d'enregistrement :

Brincker et al. (2003) proposent d'enregistrer au minimum $\max\left(\frac{100}{\xi_k \omega_k}\right)$ secondes, où ω_k représentent les pulsations propres ($\omega_k = 2\pi f_k$, f_k les fréquences propres) et ξ_k le taux d'amortissement visqueux équivalent. Cela correspond à 100 fois le temps de décorrélation du premier mode.

Pour notre barrage la première fréquence propre serait $f_{max} = 2,83$ Hz, $f_{min} = 1,57$ Hz et l'amortissement de 10% doit être enregistré pendant au moins 102 s (environ 2 min). Pour avoir plus de marge, une durée d'enregistrement de 5min a été prise en compte.

Procédure d'essais par vibrations ambiantes

La procédure de réalisation des essais de vibrations ambiantes sur le barrage se résume comme suit :

- Etablir un schéma d'instrumentation.
- Enregistrement des signaux du barrage par la station City Shark II.
- Traitement des signaux enregistrés par le logiciel « Geopsy ».

IV.4.SCHEMA D'INSTRUMENTATION (POSITIONNEMENT DES CAPTEURS)

En raison de la complexité de la structure, plusieurs enregistrements ont été effectués. Ces enregistrements se présentent en série sur le long du barrage (18 enregistrements avec une distance de 29 m entre chaque point de mesures). Le schéma ci-dessous montre le positionnement des capteurs

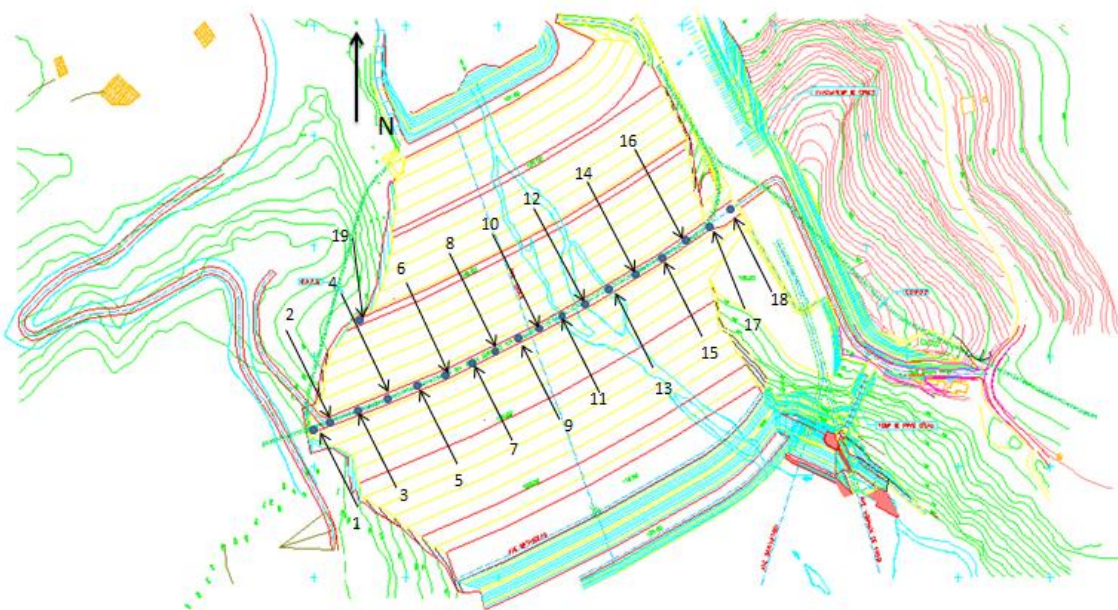


Figure 40- positionnement des stations d'enregistrement –vue en plan

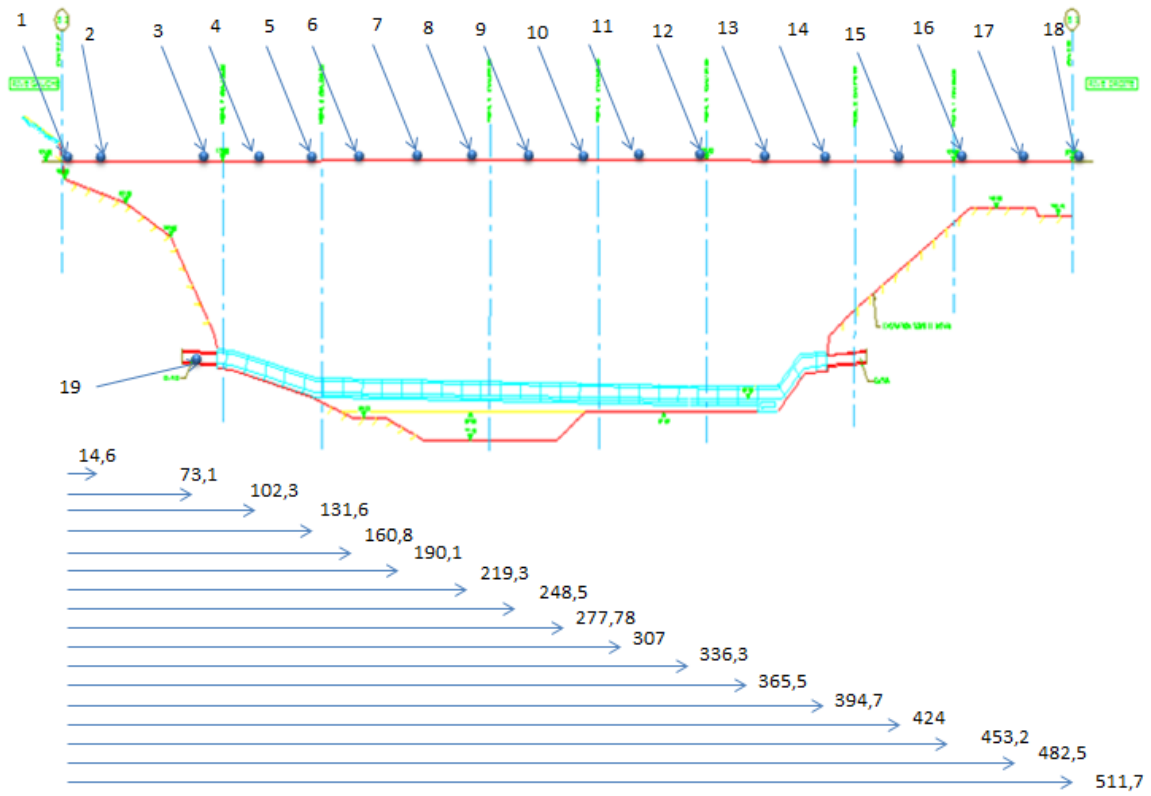


Figure 41- positionnement des stations d'enregistrement-coupe longitudinal



Figure 42- Préparation d'appareillage avant la phase d'enregistrement

IV.5.RESULTATS EXPERIMENTAUX

Le logiciel GEOPSY trace la fonction du spectre de puissance du signal, en utilisant la méthode de « pointé des pics ». Les fréquences propres du barrage sont identifiées et sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 11- Fréquences obtenu après traitements de signal

Stations d'enregistrement	Z			N			E		
1	2,695	9,95		2,695	7,076	13,22	2,695	5,03	11,47
2	8,881	12,137			4,755		2,695	5,80	8,88
3	3,287	5,178	13,126	2,546	3,898	5,801		2,852	
4	2,93	5,178	8,39	2,087	3,025	5,48	2,209	3,025	5,80
5	2,695	4,66	11,80	2,03	2,772	5,801	2,209	3,07	4,25
6	3,025	4,25	5,64	2,546		5,80	2,21	3,025	
7	2,546	4,25	5,80	2,57	4,36	5,54		2,511	4,08
8	2,511	4,25	5,85	2,511		5,65	2,57	4,16	6,37
9	2,472	3,048	4,8	2,55	4,62		2,55	3,072	4,95
10	2,511	3,14	5,48	2,617	4,97		2,57	4,85	6,22
11	2,511	4,24	5,50	2,843	4,66		2,20	3,07	4,08 4,87 6,20
12	2,55	4,25	6,08	2,57	4,41	5,87	2,32	3,07	6,1
13	2,734	4,42		2,184	2,84	4,25 5,63	2,305	2,955	4,25
14	3,41	4,34	6,03	2,323	3,19	4,34 6,2	2,29	2,843	4,34
15	4,41	5,96	9,42	3,02	4,32	5,61	2,323	3,025	6,08
16	4,79	5,84		2,34	3,19	4,51	2,34	3,19	4,42 5,33
17		6,32		4,49	6,32		3,19	5,15	
18	3,13	5,60	12,65	2,34	3,19	4,42 5,89	2,1	3,14	5,42
19	2,23	3,19		2,51			2,434		

VI.6.RECALAGE DES FREQUENCES AVEC LE MODEL NUMERIQUE 3D

Le recalage des résultats obtenus par les mesures de vibrations ambiantes avec le modèle 3D du barrage se fait en se basant sur la forme des modes et la participation massique de chaque mode.

La figure 43 montre l'emplacement des essais réalisés sur le barrage dans le modèle 3D, l'emplacement des essais 1, 2, 3, et 16, 17, 18 ne figure pas dans le modèle.

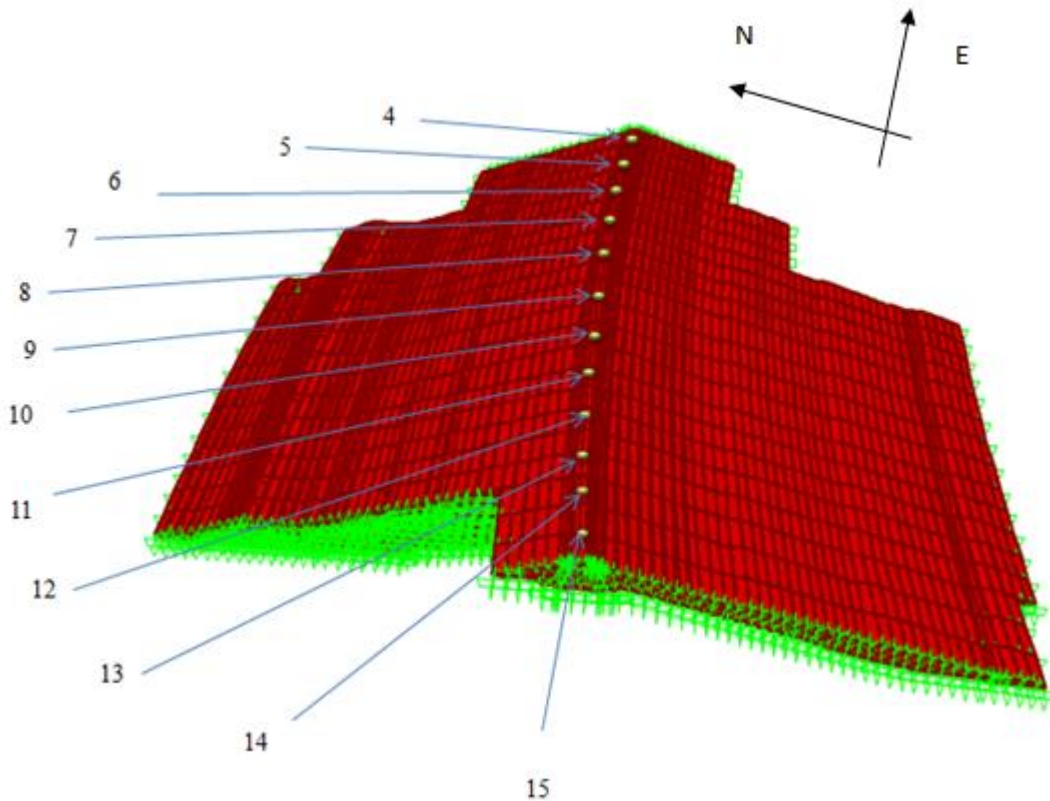


Figure 43- positionnement des stations d'enregistrement sur le modèle 3D

L'identification du 1^{er} mode a été faite à partir de sa déformée modale. La déformée du 1^{er} mode a été analysée ce qui a permis de noter que la structure se déforme dans les 3 directions, avec un déplacement dominant suivant le sens N.

L'identification de l'emplacement des stations d'enregistrement avec déplacements maximums se situe entre les stations d'enregistrement 9 et 10 (voir figure 44).

La fréquence du premier mode a été choisie selon la direction (N amont-aval) qui présente la plus grande déformée du mode par rapport aux autres directions.

La lecture de la première fréquence du barrage a été choisie en se basant sur les enregistrements des stations 9 et 10. Ces derniers qui ont été positionnés lors des essais sur site dans la région centrale du barrage pas loin du nœud centrale qui présente le déplacement maximal.

La valeur retenue est de 2,617 Hz qui correspond à l'amplitude maximale dans le spectre d'amplitude (voir figure 45).

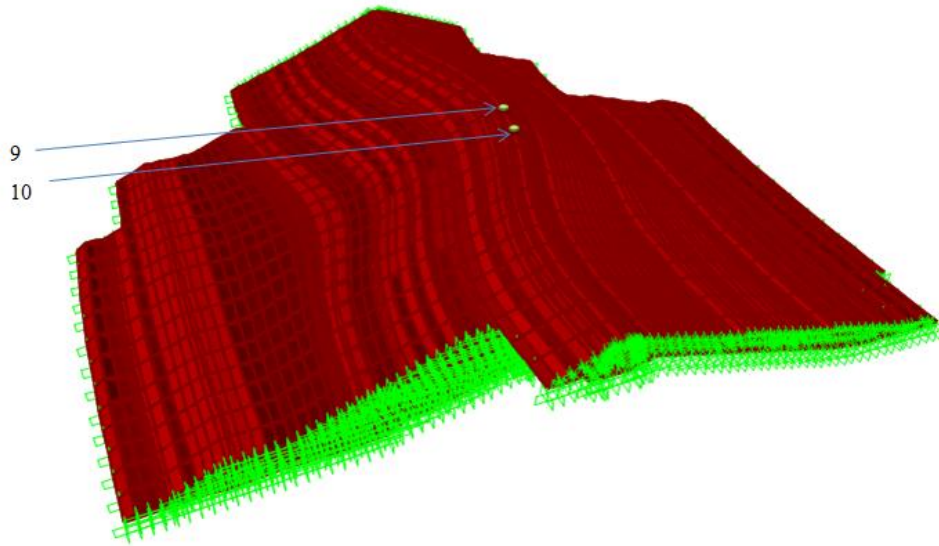


Figure 44–identification du 1^{er} mode

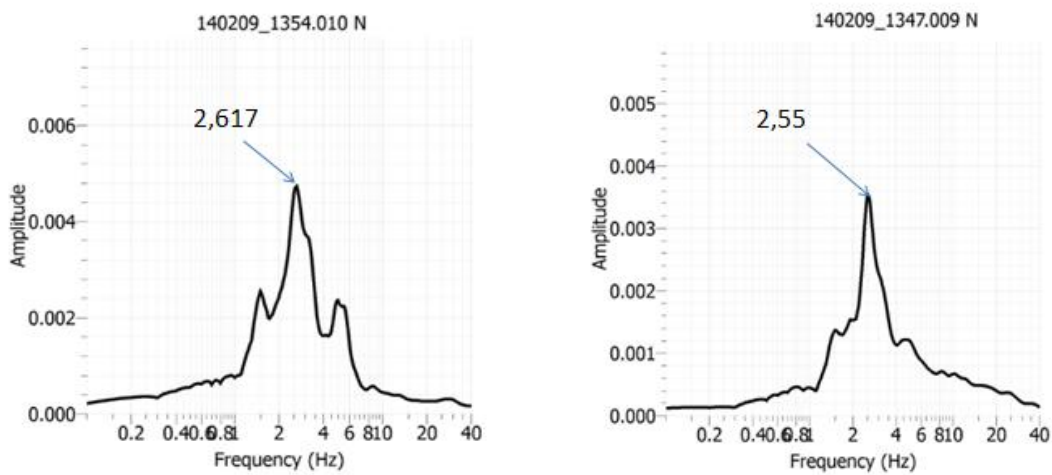


Figure 45– lecture du 1^{er} mode

Tableau 12- Fréquence du 1er mode

Fréquence	Hz
Fréquence max	2,83
Fréquence min	1,57
Fréquence expérimentale	2,62

À partir de la fréquence obtenue expérimentalement du 1^{er} mode, et afin d’avoir une meilleure précision lors du recalage, la fréquence a été approchée par un modèle 3D en ajustant les caractéristiques des matériaux définies lors de la modélisation.

Les nouvelles caractéristiques (ajustées) des matériaux, constituant le barrage sont données dans le tableau ci-après.

CHAPITRE IV: ESSAIS DE VIBRATION AMBIANTE ET RECALAGE DES MODELES

Tableau 13- Caractéristiques des matériaux après mise à jour

Types de sols	Noyaux argileux	Filtres (sables secs)	Drain (grès)	Recharge Alluviale	Enrochement
ρ (kg/m ³)	1800	1900	2200	2100	2000
E (MPa)	2770	1100	15700	1830	7500
E (KN/m ²)	2770000	1100000	15700000	1830000	7500000
N	0,44	0,39	0,32	0,45	0,33

Les nouvelles fréquences des modes sont données dans le tableau suivant :

Tableau 14- les dix premier modes obtenus par SAP2000

Mode	Période (s)	Fréquence (s ⁻¹)	U x (%)	U y (%)	U z (%)
1	0,387488	2,5807	0,48304	0,00546	0,00034
2	0,352861	2,834	0,0067	0,37012	9,949E-08
3	0,318378	3,1409	0,00039	0,05312	0,00082
4	0,272699	3,667	0,01435	0,00335	0,00041
5	0,268911	3,7187	0,07643	0,02193	0,00165
6	0,264336	3,7831	0,00275	0,02871	0,02504
7	0,258289	3,8716	0,01789	0,02156	0,01681
8	0,250425	3,9932	0,00333	0,0037	0,0006
9	0,245238	4,0777	0,00289	0,03685	0,00001042
10	0,237721	4,2066	0,0092	0,00404	0,00095

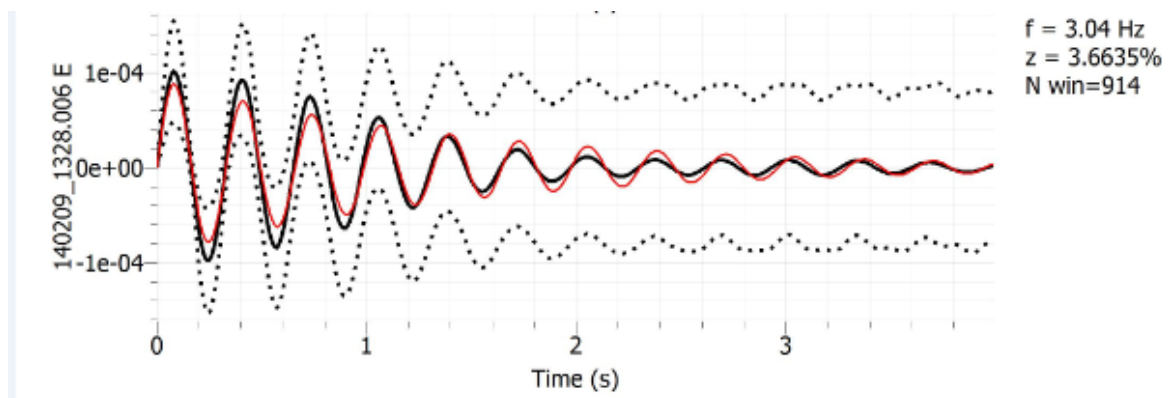
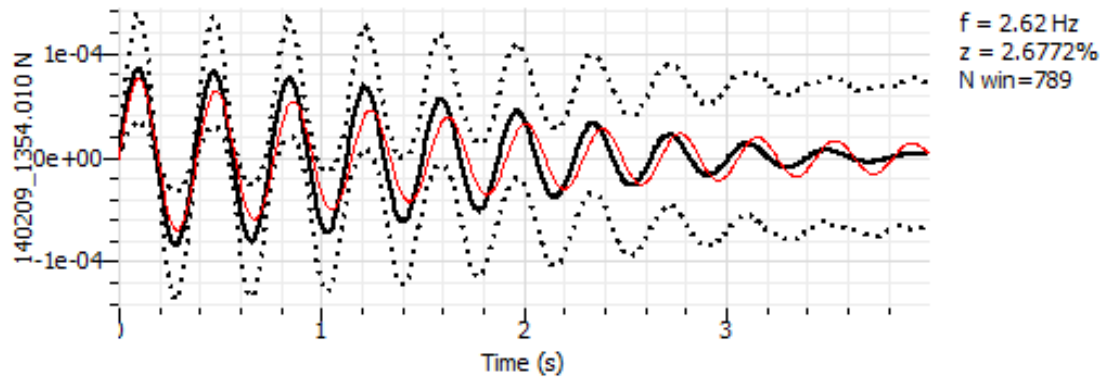
Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenu pour le recalage des modes :

Tableau 15- Recalage des cinq premiers modes

Mode	Station d'enregistrement	Sens de la lecture	Fréquences (Hz)
1	10	N	2,62
2	6 ; 11	E, Z	3,02
3	14, 16, 19	E	3,19
4	12	Z	4,25
5	12, 13	Z	4,42
6	11, 9	N	4,66
7	3, 5, 6, 12	N	5,80

VI.6.1. Identification des taux d'amortissement modale

Le taux d'amortissement est une grandeur sans dimension caractérisant l'évolution et la décroissance au cours du temps des oscillations d'un système physique. Il prend en compte notamment l'effet des frottements et la nature des matériaux ou, plus généralement les déperditions d'énergie. Le taux d'amortissement permet notamment de déterminer la nature du régime transitoire du système



VI.6.2. Corrélation entre analyse modal et expérimentale

En utilisant les propriétés adaptées des matériaux, une bonne corrélation entre les fréquences naturelles expérimentales et analytiques est atteinte dans la plupart des cas, comme exposé dans le tableau 15

Le modèle 3-D a un très grand nombre de modes de vibration. En raison de la complexité des modes, seuls quelques modes (les plus visibles) ont été identifiés.

Sur la base des formes repérées sur le modèle, les capteurs sont positionnés sur site pour effectuer les mesures.

Les différences (erreurs) enregistrées entre les fréquences (analytiques et expérimentales) dans différentes directions varient entre 2 à 16 % environ.

Tableau 16- Fréquences analytiques et expérimentales et les amortissements correspondant

Mode	Type	Expérimental (Hz)	Analytique (Hz)	Erreur (%)	Amortissement (%)
1	Transversale	2,62	2,58	1,53%	2,68
2	Longitudinale	3,02	2,83	6,3%	3,66
3	Transversale	3,19	3,14	1,57%	0,96
4	Verticale	4,25	3,67	13,88%	0,6
5	Verticale	4,42	3,72	15,84%	1,03
6	Transversale	4,66	3,87	16,95%	1,34
7	Transversale	5,80	4,43	23,62%	0,83

IV.7.CONCLUSIONS

Ce travail appliqué au barrage de Taksebt, contribue à généraliser l'utilisation de la méthode des vibrations ambiantes. La corrélation entre les données modales expérimentales et analytiques est permet d'évaluer la précision des modèles analytiques utilisés.

Les principales conclusions à noter sont les suivantes :

-L'adaptation des propriétés des matériaux a conduit à une bonne corrélation entre les fréquences naturelles expérimentales et analytiques dans la plupart des cas.

- Des valeurs relativement faibles d'amortissement sont obtenues pour des excitations à très faibles amplitudes comme celles des vibrations ambiantes.

CHAPITRE V : CALCULS DYNAMIQUES

V.1.INTRODUCTION

Les barrages et digues en terre ou en enrochement sont des ouvrages qui présentent un bon comportement sous sollicitations sismiques. Le retour d'expérience montre une très faible vulnérabilité des grands barrages en terre construits avec les moyens modernes de compactage.

La prévision de la réponse d'un barrage en terre pendant un séisme constitue un défi important. Pendant les dernières décennies, des progrès importants ont été réalisés dans l'analyse dynamique des barrages. Les méthodes numériques en éléments finis ou en différences finies peuvent fournir un outil puissant pour prévoir la réponse des barrages sous actions sismiques. [16].

Le présent chapitre porte sur l'analyse dynamique des barrages en terre et plus particulièrement le cas du barrage de Taksebt.

Les facteurs tels que les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux constituant le barrage, les conditions de site, et les caractéristiques du chargement sismique affectent fortement les réponses dynamiques des barrages. La prise en compte du comportement non-linéaire des matériaux, influencent également la réponse des barrages.

Le but de ce chapitre est d'arriver à travers l'analyse de la réponse dynamique du barrage de Taksebt à établir un plan de surveillance du barrage pour prévenir les désordres dans le cas d'un séisme.

V.2.METHODES DE CALCUL :

Dans l'analyse sismique des barrages, il est recommandé de commencer par des méthodes simplifiées et progresser vers une analyse plus fine selon le besoin. Une analyse simplifiée permet d'établir rapidement une base de comparaison avec les analyses raffinées. Dans certains cas, elle peut fournir une indication précieuse concernant la réponse de la structure. À titre d'exemple, les méthodes simplifiées de calcul sont issues de l'analyse pseudo-statique ou de méthode utilisant le spectre de réponse avec un mode.

Il existe également des méthodes simplifiées pour analyser la stabilité des barrages (glissement et basculement) pendant une excitation sismique. Les déplacements irréversibles peuvent être calculés en utilisant le modèle de bloc rigide de Newmark. L'utilisation du spectre de réponse par superposition modale représente une étape en plus dans la méthode progressive de l'analyse dynamique. La méthode tient compte du comportement dynamique multimode de la structure, mais reste limitée au comportement linéaire-élastique et ne fournit que les valeurs maximales des quantités de réponses. Enfin, la méthode d'analyse temporelle est utilisée pour calculer des

CHAPITRE V : CALCULS DYNAMIQUES

déformations, des contraintes plus précises en tenant compte de la variation de la réponse en fonction du temps [14].

V.2.1.Choix De La Méthode De Calcul

Le choix de la méthode de calcul, suit une classification qui dépend, selon les pays, de la taille du barrage et/ou des risques potentiels (Voire Chapitre II).

Le barrage de Taksebt présente une hauteur de 76m et un volume total de 181 hm³.

La classification du barrage suivant chaque pays est résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 17- Classification du barrage de Taksebt suivant les classifications de chaque pays

Pays	Classe du barrage (Taksebt)	Méthodes de calcul
Suisse	Classe I	- Calculs bidimensionnels statique et dynamique par éléments finis ; - Analyse simplifiée dynamique de la stabilité : vérification de la stabilité pendant et après le séisme, sollicitations horizontales et verticales ; - Calcul des déplacements de glissement en cas de possibilité de glissement.
Espagne	Classe A	P3 : étude pseudo-statique et analyse dynamique
Allemagne	Classe 1	Méthodes dynamiques: - spectrales - temporelles
Canada	Niveau IV	Analyse dynamique - Approche en contraintes totales Principalement la méthode linéaire équivalente développée par Seed and al.

Suivant les recommandations suivies dans ces différents pays, il a été décidé d'effectuer un calcul dynamique temporel.

V.3.CHARGEMENT SISMIQUE

Pour déterminer la charge sismique temporelle, l'action sismique peut être décrite par un ensemble de :

- Accélérogrammes réels (naturels)
- Accélérogrammes artificiels

Cet ensemble doit contenir un nombre assez important d'accélérogrammes pour obtenir une estimation fiable des efforts de l'action sismique. Généralement, un groupe de 7 accélérogrammes permet d'obtenir des forces sismiques moins élevées et plus réalistes, car on y permet d'utiliser la réponse structurale moyenne. Les groupes de 3 s accélérogrammes ont, dans certains cas, donnés des réponses sismiques pas assez conservatrices et dans d'autres cas, trop conservatrices [15].

Si la réponse est obtenue à partir d'au moins 7 analyses chronologiques non linéaires avec des mouvements de sol conformément aux règles citées ci-après, il convient d'utiliser la moyenne des valeurs obtenues par toutes ces analyses comme valeur de calcul dans les vérifications de l'effet des actions sismiques [28]

La détermination du chargement sismique a été effectuée suivant l'Eurocode8 [28]. Il est à noter que cette norme n'est pas applicable aux barrages, mais pour des fins académiques il a été décidé de l'appliquer notamment dans le mode de génération des signaux.

Des accélérogrammes enregistrés, ou des accélérogrammes élaborés à partir d'une simulation physique des mécanismes à la source et de propagation des ondes, peuvent être utilisés, à condition que les échantillons utilisés soient reconnus comme représentatifs des caractéristiques des sources sismogènes et des conditions de sol du site, et que leurs valeurs soient calées par rapport à la valeur de agS pour la zone considérée.

Pour la présente étude, il est proposé d'utiliser une combinaison d'accélérogrammes réels et artificiels.

V.3.1. Caractéristiques du spectre de réponse élastique du site

- Le barrage est situé dans la wilaya de Tizi-Ouzou, classé comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).
- Pour les barrages en remblais le coefficient d'amortissement varie entre 8% à 20%. Le coefficient choisi est égal à 10%.
- Le groupe d'usage : 1A
- Le site est un site rocheux : S1
- Le facteur de qualité : $Q=1,35$
- Le coefficient de comportement : $R=1$ (spectre élastique).

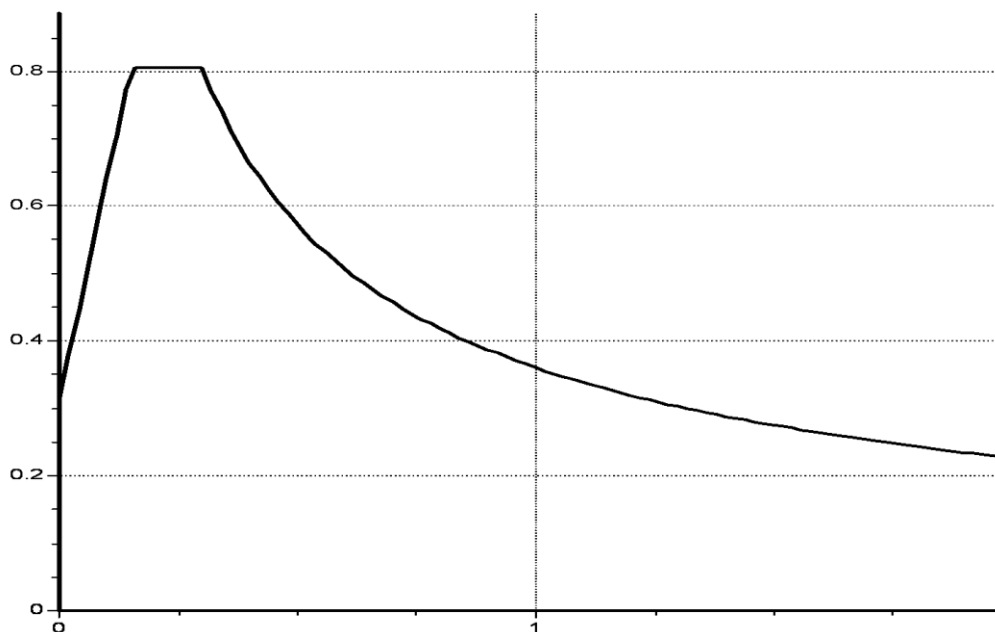


Figure 48- Spectre de réponse élastique de RPA99v2003

V.3.2. Accélérogrammes artificiels

La génération des accélérogrammes artificiels est effectuée à partir du spectre élastique du site à l'aide du logiciel SeismoArtif.

Les accélérogrammes artificiels sont générés à partir d'accélérogrammes synthétiques et du spectre de réponse élastique, suivant les règles de l'Eurocode8. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour deux directions horizontales. Il a donc été décidé de générer un accélérogramme pour chaque direction :

- Lointain N-S
- Lointain E-W
- Proche1 N-S
- Proche1 E-W
- Proche2 N-S
- Proche2 E-W

V.3.3. Accélogrammes réels

Il a été décidé d'utiliser quatre accélogrammes réels qui correspondent à des enregistrements du séisme de Boumerdes du 21-05-2003 à différentes stations :

- Blida E-W
- Blida N-S
- Kedara E-W
- Kedara N-S
- Tizi-Ouzou E-W
- Tizi-Ouzou N-S
- Boumerdes E-W
- Boumerdes N-S

Ces accélogrammes doivent être adaptés au spectre de réponse du site en vérifiant les conditions imposées par l'Eurocode 8, pour cela le logiciel SeismoMatch a été utilisé.

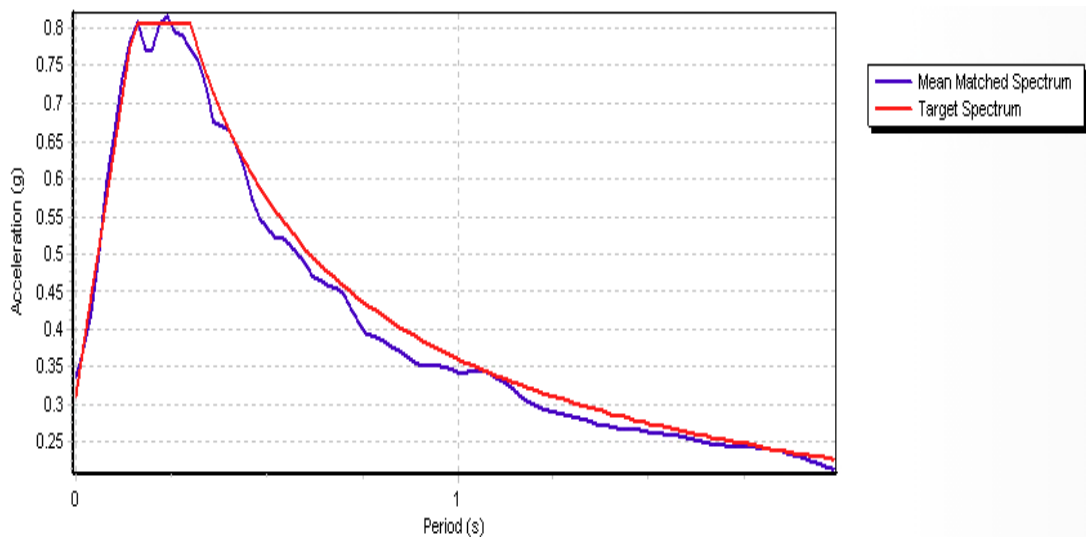


Figure 49- Spectre de réponse élastique moyen calculé pour tous les accélogrammes

V.3.5. Verification Des Conditions De L'Eurocode 8

Il convient que la suite d'accélérogrammes enregistrés ou simulés et /ou artificiels à utiliser soit conforme aux règles suivantes :

- a) Utiliser un minimum de 3 accélérogrammes.
- b) La moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) ne soit pas inférieure à la valeur de agS pour le site en question.
- c) Aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen avec 5 % d'amortissement, calculée à partir de tous les accélérogrammes, ne soit inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique avec 5 % d'amortissement et ce dans le domaine des périodes comprises entre $0,2T_1$ et $2T_1$, où T_1 est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué,

1- Vérification de la condition b) :

Vérification de l'accélération spectrale à période nulle

Tableau 18- Vérification de l'accélération spectrale à période nulle

T (sec)	Sa (g) accélérogrammes	Sa (g) spectre élastique	Vérification
0	0,338	0,313	Vérifié

CHAPITRE V : CALCULS DYNAMIQUES

Vérification de la condition c) :

La période fondamentale de la structure : $T = 0,4 \text{ s}$ D'où $0,2T = 0,08 \text{ s}$ et $2T = 0,8 \text{ s}$:

Tableau 19- vérification de la condition c)

T (sec)	Sa (g) spectre de réponse élastique de RPA99v2003	Sa (g) spectre de réponse élastique moyen	Sa2/Sa1	Vérification
0.000	0,313	0,338		
0.020	0,378	0,374		
0.040	0,444	0,423		
0.060	0,51	0,5		
0.080	0,575	0,598	1,04	Vérifié
0.100	0,641	0,663	1,03432137	Vérifié
0.120	0,707	0,733	1,03677511	Vérifié
0.140	0,773	0,783	1,01293661	Vérifié
0.160	0,806	0,807	1,00124069	Vérifié
0.180	0,806	0,771	0,95657568	Vérifié
0.200	0,806	0,768	0,9528536	Vérifié
0.220	0,806	0,805	0,99875931	Vérifié
0.240	0,806	0,815	1,01116625	Vérifié
0.260	0,806	0,795	0,98635236	Vérifié
0.280	0,806	0,79	0,98014888	Vérifié
0.300	0,806	0,77	0,95533499	Vérifié
0.320	0,772	0,757	0,98056995	Vérifié
0.340	0,741	0,723	0,9757085	Vérifié
0.360	0,713	0,674	0,94530154	Vérifié
0.380	0,688	0,669	0,97238372	Vérifié
0.400	0,665	0,663	0,99699248	Vérifié
0.420	0,644	0,641	0,99534161	Vérifié
0.440	0,624	0,612	0,98076923	Vérifié
0.460	0,606	0,573	0,94554455	Vérifié
0.480	0,589	0,548	0,93039049	Vérifié
0.500	0,573	0,533	0,93019197	Vérifié
0.520	0,558	0,521	0,93369176	Vérifié
0.540	0,544	0,522	0,95955882	Vérifié
0.560	0,531	0,511	0,96233522	Vérifié
0.580	0,519	0,499	0,96146435	Vérifié
0.600	0,507	0,488	0,96252465	Vérifié
0.620	0,496	0,472	0,9516129	Vérifié
0.640	0,486	0,465	0,95679012	Vérifié
0.660	0,476	0,458	0,96218487	Vérifié
0.680	0,467	0,456	0,9764454	Vérifié
0.700	0,458	0,447	0,97598253	Vérifié
0.720	0,449	0,428	0,9532294	Vérifié
0.740	0,441	0,408	0,92517007	Vérifié
0.760	0,433	0,395	0,91224018	Vérifié

CHAPITRE V : CALCULS DYNAMIQUES

0.780	0,426	0,391	0,91784038	Vérifié
0.800	0,419	0,387	0,92362768	Vérifié

V.4. RESULTATS DES SIMULATIONS

Pour les simulations numériques, plusieurs modèles éléments finis ont été étudiés, à commencer par des modèles 2D puis 3D.

Pour le cas bidimensionnel « 2D » la coupe type du barrage en fond de vallée a été modélisée avec prise en compte de la retenue. Le niveau du plan d'eau correspond au niveau 152 NGA, qui a été atteint lors de la prise des mesures In-situ. Pour le premier cas deux modèles 2D ont été étudiés :

1. Model 2D sans fondation
2. Model 2D avec fondation : Afin d'apprécier l'effet des conditions aux limites, deux cas ont été étudiés, le premier correspond un encastrement à la base et des appuis simples aux extrémités latérales et le deuxième un encastrement à la base et aux extrémités latérales.

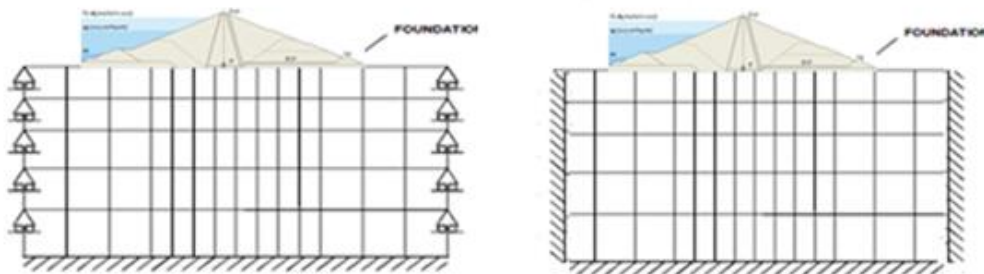


Figure 50- Les condition aux limites pour le modèle 2D avec fondation

Concernant le modèle tridimensionnel « 3D », il définit le barrage comme un corps solide encastéré au rocher de fondation avec prise en compte de la retenue (Niveau 152NGA).

V.4.1.Déplacements

La variation des déplacements est déterminée à partir des points situés à différentes hauteurs avec comme rapport entre la hauteur du point et la hauteur total du barrage les valeurs suivantes : 1 ; 2/3 ; 1/2 ; 1/3 ; 1/7 ; 0

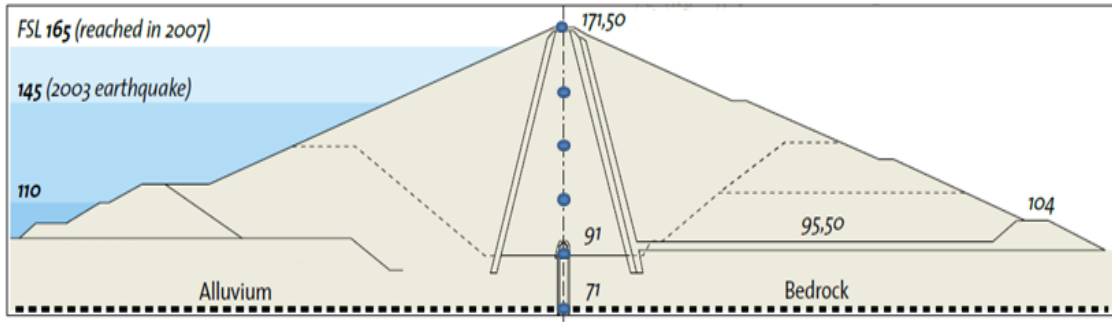


Figure 51- les points choisis pour la détermination du déplacement

V.4.1.1. Déplacements max pour le model 2D sans fondation

Dans ce paragraphe les déplacements maximums ont été tracés à différentes hauteurs du barrage avec comme sollicitations séismes choisis. Les résultats sont tracés sur la figure ci-après.

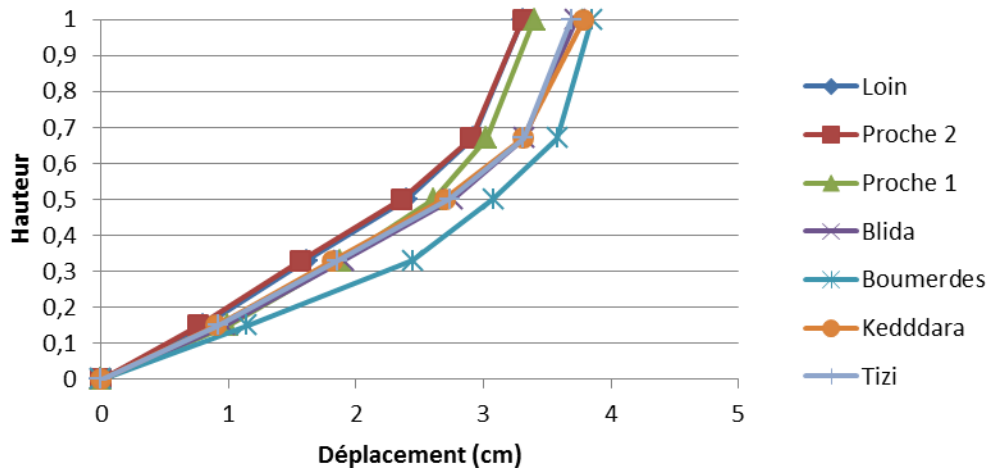


Figure 52- Déplacements relatifs obtenus par modèle 2D sans fondation

Il est à noter que les déplacements maximums en crête Amont-Aval du modèle 2D sans fondation varient entre 3,31 cm et 3,85 cm avec une moyenne de 3,62 cm. L'évolution des déplacements maximums en fonction de la hauteur varie suivant un courbe qui similaire pour les différents séismes.

VI .4.1.2. Déplacements maximums pour le model 2D avec fondation

Avec la prise en compte de la fondation dans le modèle deux cas ont été étudiés. Le 1^{er} cas avec des conditions aux limites d'encastrement à la base et des appuis simples latéralement a donné les résultats en déplacements Amon-Aval tracés sur la figure suivante.

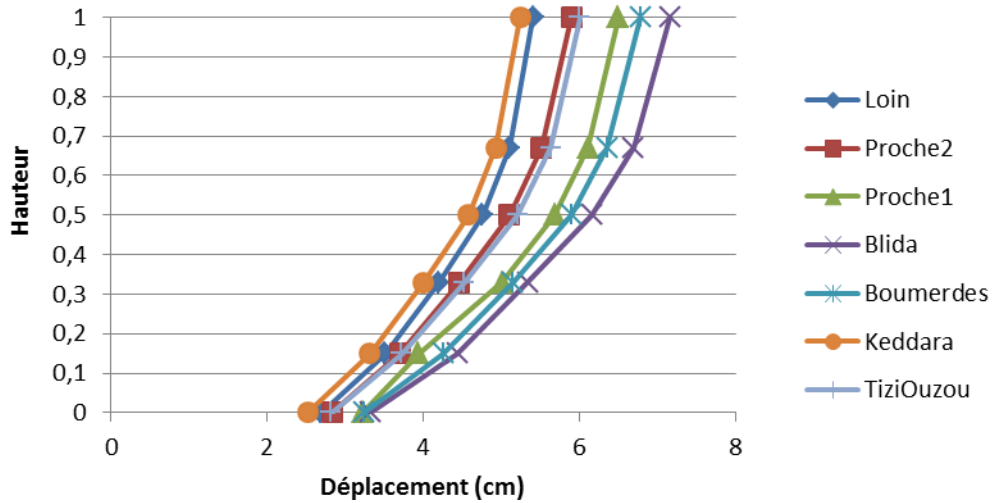


Figure 53- Déplacements Amont-Aval du barrage obtenu par le modèle 2D avec fondation cas 1

Les déplacements maximums en crête Amont-Aval du modèle 2D avec fondation pour le 1^{er} cas de conditions aux limites varient entre 5,24 cm et 7,17 cm avec une moyenne de 6,16 cm. L'évolution des déplacements maximums en fonction de la hauteur varie suivant un courbe qui similaire pour les différents séismes.

Pour le 2^{ème} cas de conditions aux limites modélisée pour le barrage avec fondation, un encastrement a été imposé à la base et latéralement. Les résultats sont illustrés sur la figure suivante.

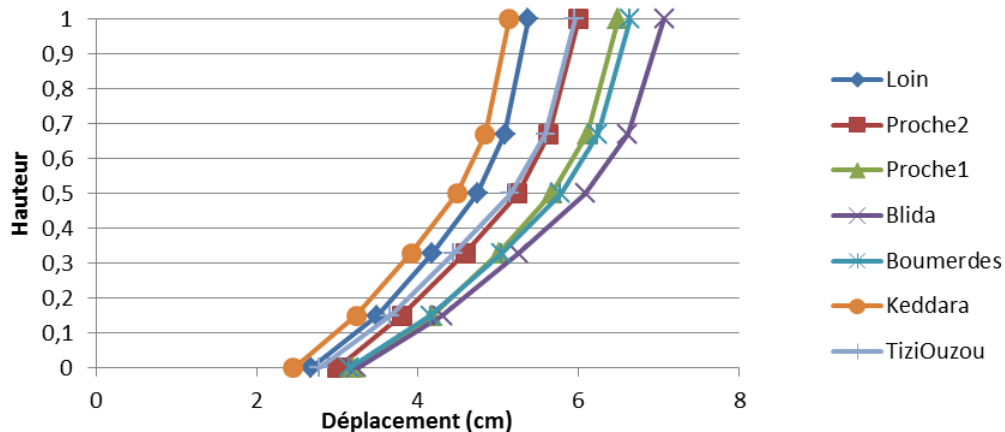


Figure 54- Déplacement Amont-Aval du barrage obtenu par le modèle 2D avec fondation cas 2

Les déplacements maximums Amont-Aval de la crête du modèle 2D avec fondation et 2^{ème} cas de conditions aux limites varié entre 5,14 cm et 7,06 cm avec une moyenne de 6,09 cm. Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenu par les différents modèles bidimensionnels.

Tableau 20- Déplacement moyenne de la crête pour les modèles bidimensionnels

Modèle	Déplacement moyen de la crête (cm)	
Modèle 2D sans fondation	3,62	
Modèle 2D avec fondation	Cas1	6,16

CHAPITRE V : CALCULS DYNAMIQUES

	Cas2	6,09
--	------	------

En comparant les modèles bidimensionnels, on remarque un écart important des déplacements de la crête. Cet écart peut s'expliquer par les conditions aux limites adoptées dans le modèle 2D sans fondation (encastrement) qui ne traduisent pas la réalité.

Une autre comparaison est faite entre le 1^{er} et le 2^{eme} cas de conditions aux limites du modèle 2D avec fondation :

Les figures ci-après illustrent la superposition des deux réponses (accélération et déplacement respectivement) du barrage en crête pour les deux cas de modèle 2D avec fondation.

Pour cette comparaison l'accélérogramme de Keddara a été choisi.

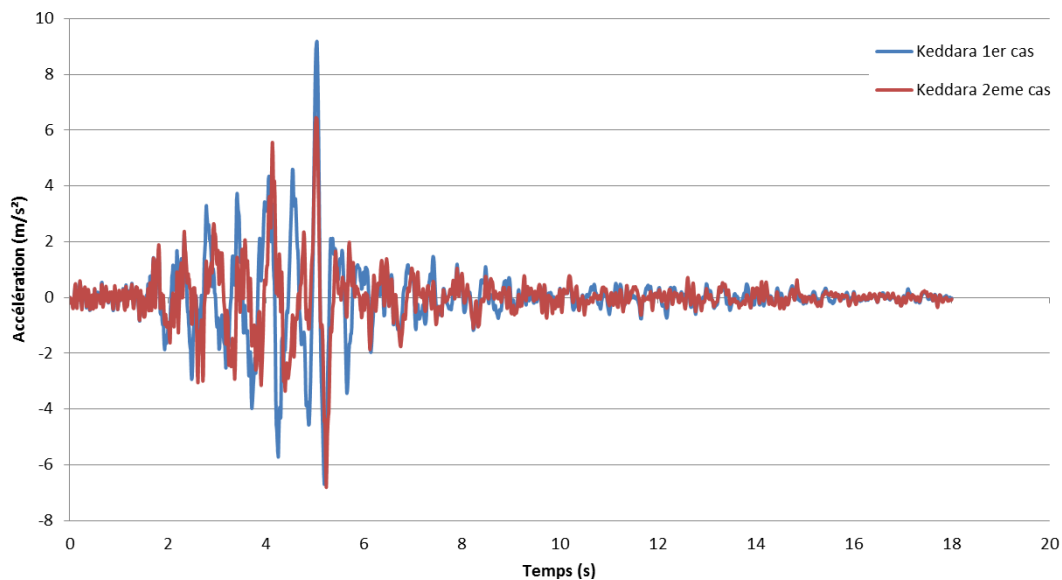


Figure 55- L'accélération en crête pour l'accélérogramme de Keddara

Il est à noter que le modèle avec le 1^{er} cas de conditions aux limites présente une accélération en crête (0,92g) plus importante que le modèle avec le 2^{eme} cas de conditions aux limites (0,68 g).

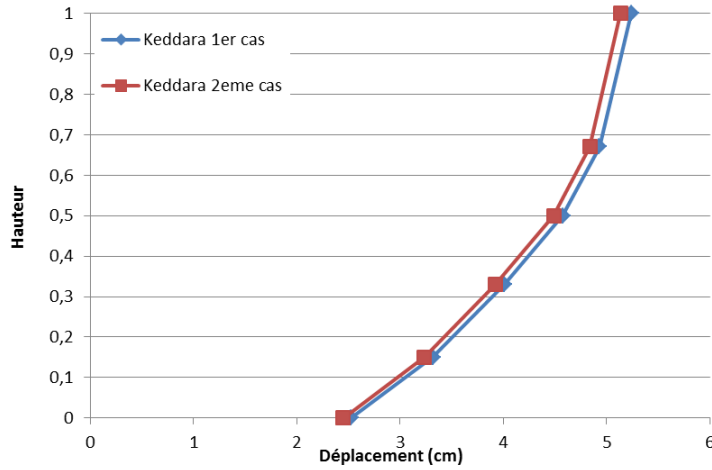


Figure 56- Comparaison des déplacements Amon-Aval du barrage pour les deux cas sous l'accélérogramme de Keddara

Les conditions aux limites jouent un rôle important dans la détermination de la réponse du barrage. Ces conditions aux limites interviennent sur la rigidité du système ce qui donne pour un modèle plus rigide un déplacement moins important. La différence entre les résultats des deux cas simulés est faible, mais le but de la démarche c'est d'apprécier qualitativement l'effet des conditions aux limites et non pas quantitativement.

V.4.1.3. Déplacements maximums pour le model 3D

La figure ci-après illustre les déplacements Amont-Aval obtenus par le modèle 3D pour chaque accélérogramme.

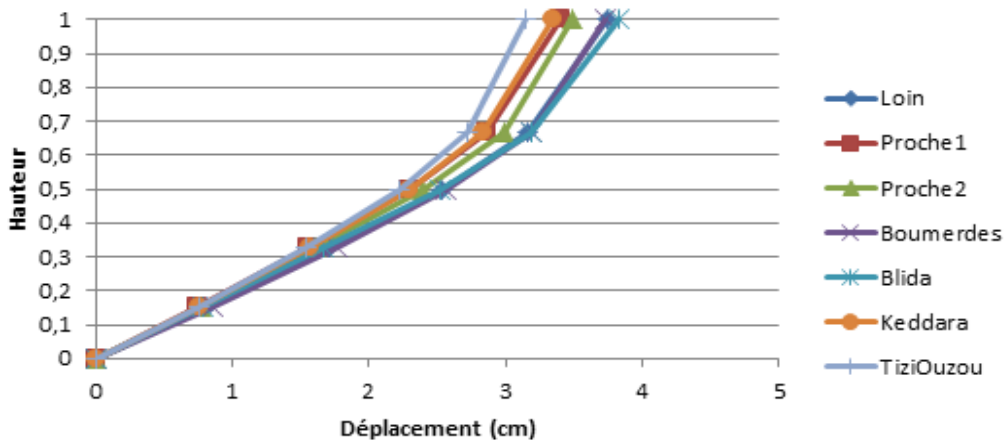


Figure 57- Déplacement max pour le model 3D

CHAPITRE V : CALCULS DYNAMIQUES

Les déplacements maximums Amont-Aval en crête du modèle 3D varient entre 3,15 cm et 3,84 cm avec une moyenne de 3,5 cm. Il apparaît que les déplacements obtenus avec le modèle 2D sans fondation et le modèle 3D sont très proches, ce qui permet d'apprécier la concordance des deux modèles.

Tableau 21- Comparaison des déplacements Amont-Aval entre modèle 2D et 3D

Modèle	Déplacement moyen de la crête (cm)
Modèle 2D sans fondation	3,62
Modèle 3D	3,5

VI .4.2.Analyse des contraintes

Les diagrammes présentés ci-après illustrent les contraintes enveloppes de traction compression sur les deux faces du barrage Amont-Aval, et Rive-Rive obtenu de l'analyse dynamique afin de déterminer les zones les plus sollicitées du barrage sous chargement sismique.

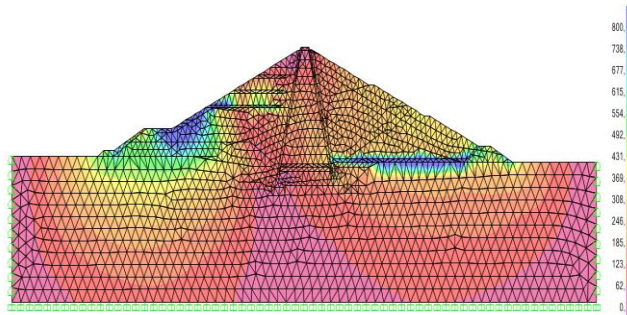


Figure 58- Contrainte Amont-Aval (modèle 2D avec fondation) 1^{er} Cas

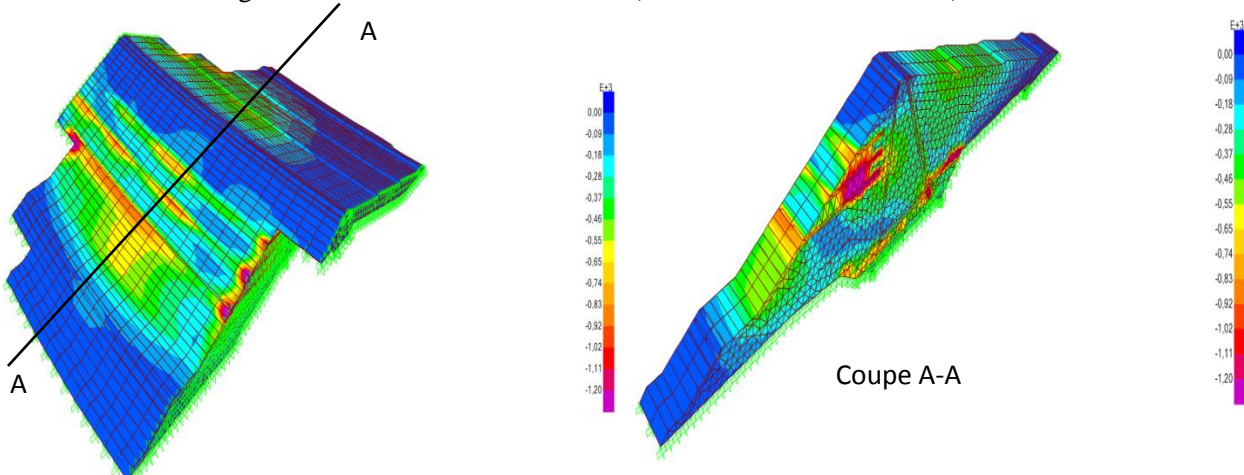


Figure 59- Contrainte Amont-Aval (modèle 3D)

A

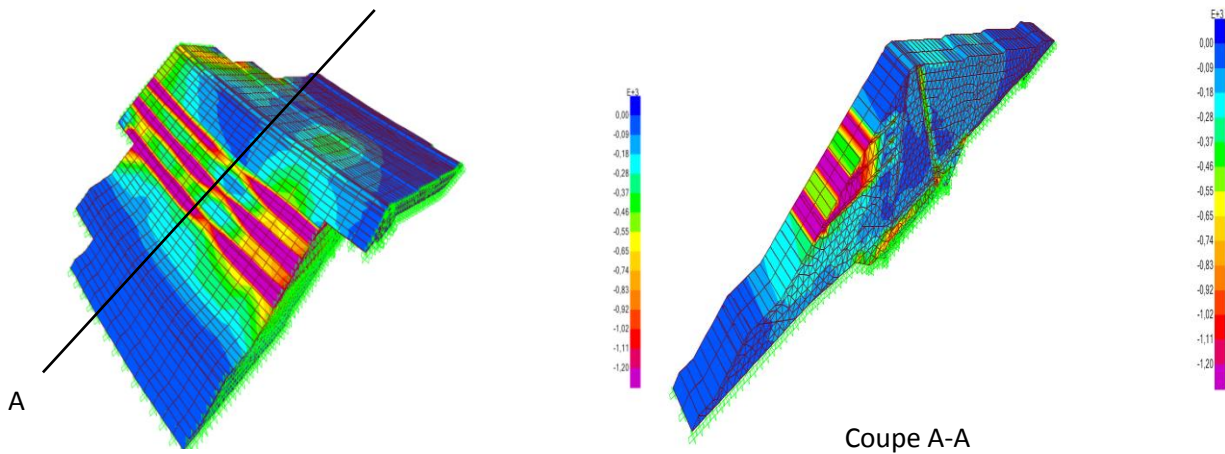


Figure 60- Contrainte Rive-Rive (modèle 3D)

À partir des isovaleurs affichées dans les figures ci-dessus, il est possible d'identifier les régions concernées par des concentrations de contraintes. Il a été noté que la zone du parement amont et la zone de contact barrage-fondation sont les deux zones les plus sollicitées, avec une contrainte moyenne Amont-Aval de 7,55 MPa, et de 6,51 MPa pour les contraintes Rive-Rive.

Pour les contraintes verticales et les contraintes de cisaillements, les valeurs obtenues sont relativement faibles par rapport aux contraintes Amont-Aval et Rive-Rive.

Les valeurs moyennes obtenues pour les contraintes verticales présentent une valeur de 3,9 MPa, quant aux contraintes de cisaillements elles varient entre 1,9 à 2,8 MPa.

Il est à rappeler que les calculs sont menés en élasticité linéaire et qu'ils sont destinés à permettre une appréciation qualitative du comportement du barrage. Des calculs plus précis en prenant en compte des lois de comportement adaptées pour les matériaux constituant le barrage permettront une analyse plus précise. Cela ne fait pas l'objet de la présente étude et pourra être traité dans le futur.

V.5.PLAN SURVEILLANCE DU BARRAGE

En se basant sur l'instrumentation des ouvrages décrite dans le chapitre II, et les résultats obtenus du calcul dynamique (accélérations, déplacements et contraintes), un plan de surveillance du barrage de Taksebt a été élaboré. Les types principaux de mesures utilisées est exposé ci-après.

1. Mesures géodésiques en utilisant les appareils de triangulation

Principe de mesure :

Le principe de la triangulation consiste à déterminer la position d'un point par des techniques géodésiques, En règle générale, il s'agit de la définition des coordonnées spatiales (3 dimensions, situation et altitude), La détermination du déplacement "absolu" des points de contrôle situés sur un barrage et dans ses environs, par rapport aux points de référence situés hors de la zone d'influence du barrage, se fait par la mesure des directions (éventuellement d'angles horizontaux), des angles verticaux et des distances.

Les instruments utilisés à cet effet sont:

- Le théodolite de précision.
- L'appareil de précision pour la mesure des distances.

La triangulation exige une instrumentation importante et un personnel technique expérimenté.

Le réseau doit être établi en collaboration avec un ingénieur civil, un géomètre expérimenté et un géologue.

Une visibilité suffisante entre les points (prendre en considération la végétation et la neige) est nécessaire.



Figure 61- Appareille de mesure triangulaire (Théodolite)

2. Mesures sismiques par accélérographes :

Les accélérographes utilisés pour cette instrumentation sont des accélérographes piézoélectriques :

Les accélérographes piézoélectriques sont les plus répandus. Ils intègrent une masse (dite "sismique") qui exerce, sous l'effet de l'accélération, des efforts de compression ou de cisaillement sur un matériau piézoélectrique. Celui-ci génère alors une charge électrique proportionnelle à la force qui lui est appliquée, donc à l'accélération à mesurer.

Ces accélérographes piézoélectriques à compression, très répandus il y a quelques années, sont aujourd'hui remplacés de plus en plus par les accélérographes à cisaillement, généralement peu sensibles aux accélérations transversales et aux contraintes mécaniques exercées à la base du capteur. [20]

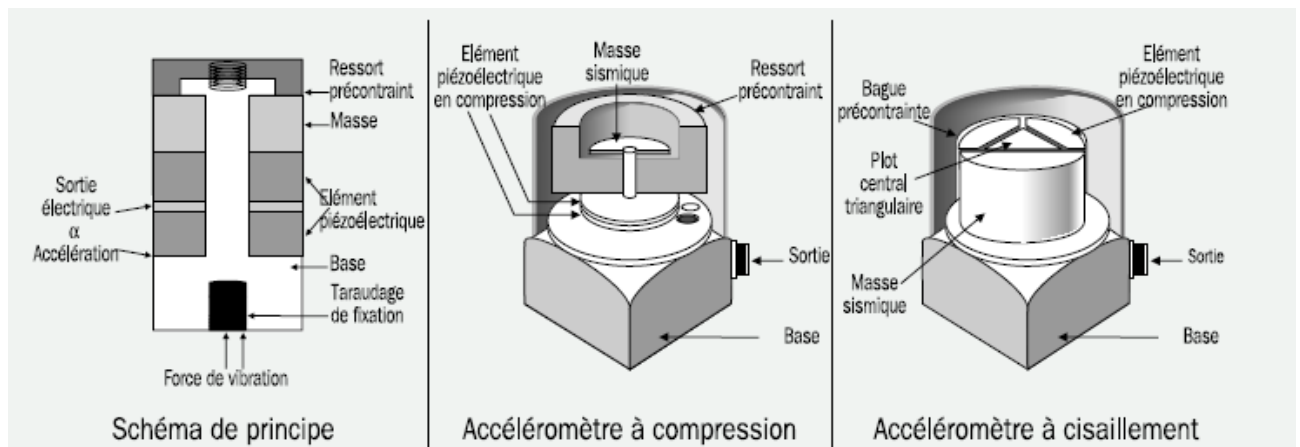


Figure 62- principe des accélérographes piézoélectriques

L'emplacement des accélérographes sur le barrage :

Il ne nous a pas été possible selon les éléments en notre possession et même après la visite sur site de repérer les différents appareils d'auscultation existants sur le barrage. Néanmoins ce paragraphe expose une proposition établie à partir des recommandations citées dans le chapitre II, et de la projection des résultats (Déplacements, Contraintes) obtenus à partir du calcul dynamique.

Les plans, ci-dessous montrent l'emplacement proposé pour les accélérographes sur le barrage de Taksebt.

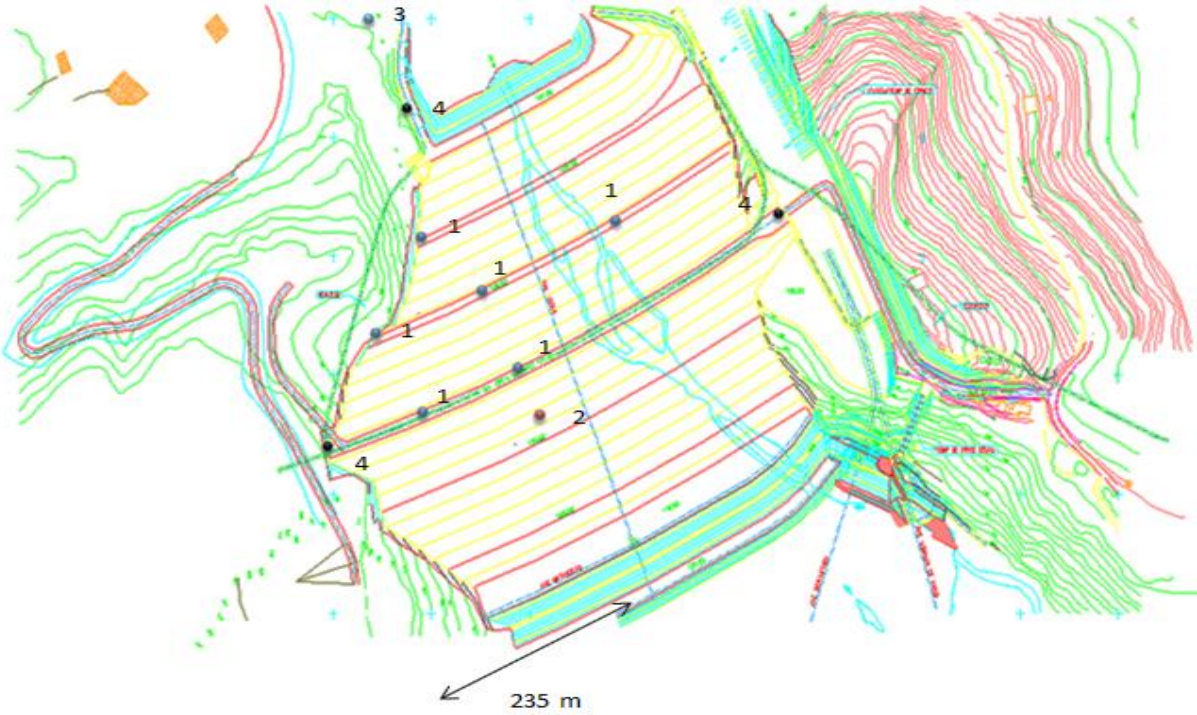


Figure 63- L'emplacement proposé pour les accélérographes sur le barrage de Taksebt (Vue en plan)

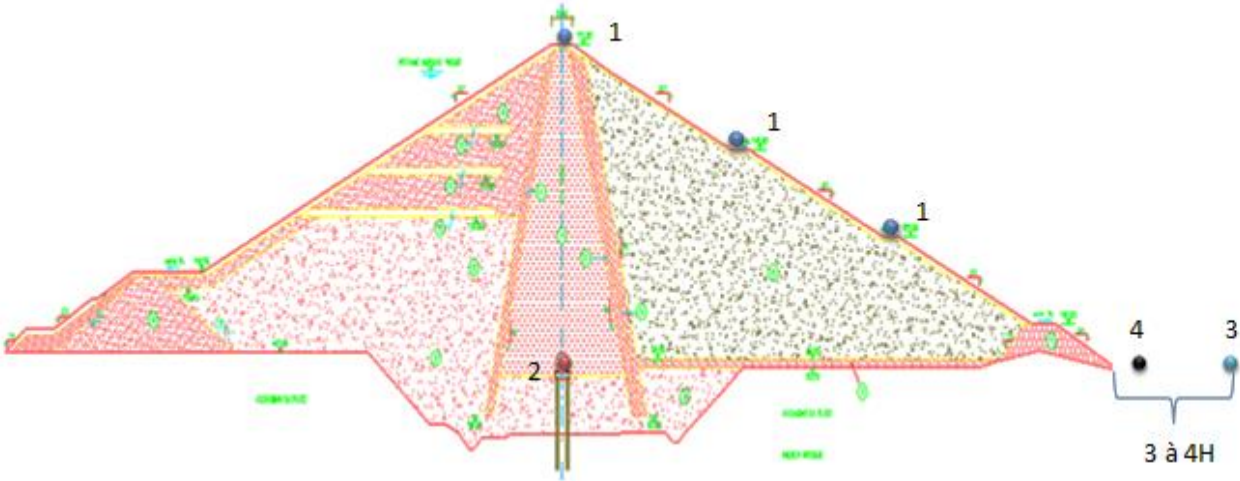


Figure 64- L'emplacement proposé pour les accélérographes sur le barrage de Taksebt (coupe transversale)

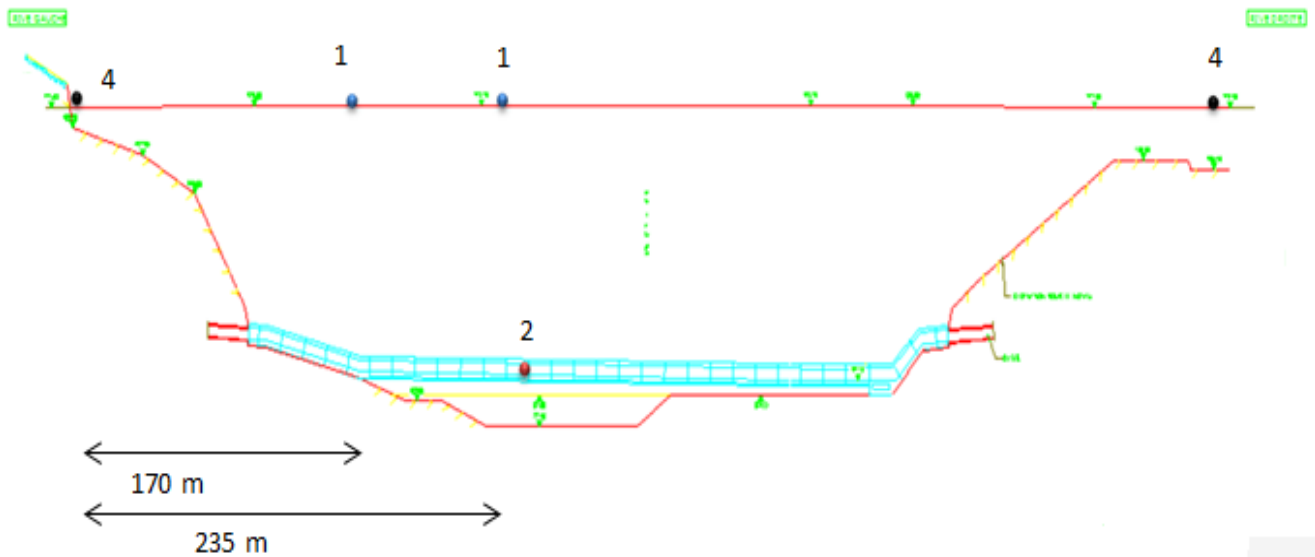


Figure 65- L'emplacement proposé pour les accélérographes sur le barrage de Taksebt (coupe longitudinale)

Les accélérographes sont numérotés de 1 à 4 suivants leur catégorie :

- Les accélérographes nommés « 1 » correspondent aux accélérographes dédiés à mesurer la réponse du barrage,
- Les accélérographes nommés « 2 » correspondent aux accélérographes dédiés à l'instrumentation de rupture,
- Les accélérographes nommés « 3 » correspondent aux accélérographes dédiés à l'instrumentation des mouvements dits de champ libre,
- Les accélérographes nommés « 4 » correspondent aux accélérographes dédiés à l'instrumentation d'entrée.

La position à 235 m correspond à la position où l'accélération est maximal en crête.

La position à 170 m correspond à une distance de l'appui soit égale à environ un quart de la longueur de la crête du barrage.

Comme cité ci-avant les types d'accélérographes choisis pour cette instrumentation, sont des accélérographes piézoélectriques à trois directions.

V- 6- CONCLUSIONS

A partir des résultats obtenues de l'analyse dynamique (contraintes, déplacements) :

- L'accélération maximale en crête se trouve à 235 m de la rive gauche du barrage. Elle correspond à la plus grande coupe type du barrage ce qui est prévisible.
- A partir des diagrammes des contraintes il a été constaté que la zone du parement amont et la zone de contact barrage-fondation sont les deux zones les plus sollicitées et ce qui est confirmé par la littérature.
- La réponse de l'ensemble du barrage et de sa fondation est nettement différente de celle du barrage seul.
- Les conditions aux limites ont un effet crucial sur la détermination de la réponse du barrage par les différentes simulations.

CHAPITRE IV

CONCLUSION ET PERSPECTIVES

L'étude menée dans ce mémoire vise à comprendre le comportement dynamique des barrages en remblais et tirer les enseignements des applications sur le cas du barrage de Taksebt.

Dans un premier temps, une synthèse bibliographique relative aux barrages en remblais et leur comportement sismique, ainsi que l'application de la surveillance des barrages en remblais a été présentée.

L'effet de la pression hydrodynamique calculée avec la formule de Zangar a été mis en évidence par une approche qui a permis de modéliser au mieux les masses attachées représentant la pression hydrodynamique avec densité équivalente à ces masses par tranche.

Une corrélation entre les simulations éléments finis et des mesures In-Situ ont permis de valider le modèle. Une fois le modèle validé, des calculs dynamiques ont été menés notamment en utilisant une combinaison d'accélérogrammes réels et simulés.

Finalement, et à partir du calcul dynamique et des recommandations citées dans la synthèse bibliographique, un plan de surveillance du barrage de Taksebt a été élaboré.

Malgré le travail accompli à travers cette étude et les différentes approches et méthodes auxquelles nous avons été initiés, il sera nécessaire et intéressant de compléter cette étude afin d'améliorer le modèle et affiner encore plus les résultats obtenus. Le temps consacré pour cette étude ne permettait malheureusement pas de le faire. Parmi les améliorations possibles :

- Calculer le déplacement irréversible du barrage en utilisant l'approche de Newmark.
- Elaboré un model 3D avec fondation.
- Etendre l'étude avec prise en compte des lois de comportement non linéaire.

REFERENCES

- [1] **.E.J. Cross, K. Worden and C.R. Farrar** “Structural Health Monitoring for Civil Infrastructure” Dynamics Research Group, Department of Mechanical Engineering, University of Sheffield
- [2] **Daniel Balageas, Claus-Peter Fritzen and Alfredo Güemes** “Structural Health Monitoring” ISTE USA
- [3] **S.S. Ivanovic and M.D. Trifunac** “ambient vibration surveys of full-scale structures using personal computers{ examples for kaprielian hall} university of southern California department of civil engineering report no. ce 95-05
- [4] **Huzaifa Hashim, Zainah Ibrahim, Hashim Abdul Razak** “Dynamic characteristics and model updating of damaged slab from ambient vibration measurements” Department of Civil Engineering, University of Malaya, LembahPantai, 50603 Kuala Lumpur, Malaysia
- [5] **Clotaire MICHEL., [2007]**, “Vulnérabilité Sismique de l'échelle du bâtiment à celle de la ville”. Thèse de doctorat, Université de Josèphe Fourier, Grenoble I.
- [6] **Jean Jacques Peters** “Les Barrages” Ingénieur-conseil Professeur à temps partiel (VUB, UCL & KUL)
- [7] **USBR.** “Design of small dams, Third edition”. USA: United states department of the interior. Bureau of Reclamation, 1987.
- [8] **Coyne et Belier** Cour interne “**Principaux types de barrages** ”Ingénierie des barrages et aménagements hydroélectrique
- [9] **CFBR** “Risque sismique et sécurité des ouvrages hydraulique” Comité Francais des Barrages et Réservoirs CFBR, 2010.
- [10] **Mohammed Khayreddine ABIDI** “Étude du comportement des barrages poid sous différents cas de charges Application au cas du barrage de Koudiat Acerdoune” Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics, 2014
- [11] **Abdelghani, SI-CHAIB, Noureddine, BOURAHLA et Mohammed Khayreddine, ABIDI.** “As-built modal characteristics identification of an rcc gravity dam using ambient vibration testing”. Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology. 2014.
- [12] **Vercherin, Philippe.** “Etude de la stabilité sous séisme du barrage de Tabellout modélisation avec Code Aster”. Paris : Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2010.

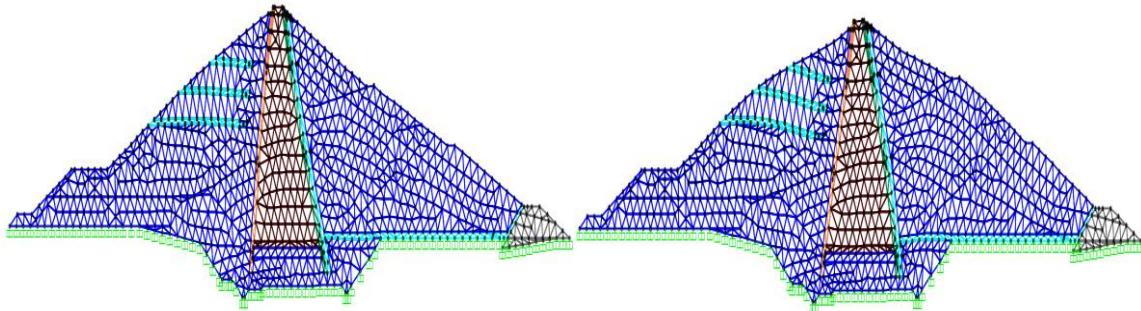
- [13] **Michel Chouteau Bernard Giroux** “Géophysique appliquée II Méthodes sismiques”
Notes de cours GLQ 3202
- [14] **USACE**. “Time-history dynamic analysis of concrete hydraulic structures”. Washington D.C, Department of the army. US Army Corps of Engineers, 2003. EM 1110-2-6051.
- [15] **DOMINIC MICHAUD** “méthodologie pour la sélection et l’étalonnage d’accélérogrammes pour l’analyse sismique non linéaire de bâtiments localisés dans l’est de l’Amérique du nord” .département des génies civil, géologique et des mines école polytechnique de Montréal, 2012
- (16) **CIGB-ICOLD**. Bulletin 52 : “Méthodes de calcul sismique pour barrages” Commission Internationale des Grands barrages CIGB-ICOLD,
- [17] **CIGB-ICOLD**. Bulletin 120: “Aspects de la conception parasismique des barrages”. s.l: Commission Internationale des Grands barrages CIGB-ICOLD, 2001. ISSN 0534-8293.
- [18] **Michel LECOMTE** “Transformation de Fourier Cours et exercices”
Ecole des Mines de Douai, Juillet 2001
- [19] **C.N.Zangar**. “Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects”. Denver. Colorado: united States department of interior. Bureau of reclamation, 1952
- [20] Guide d’achat “mesures mécaniques les accéléromètres” MESURES 746 - JUIN 2002
- [21] **Comité suisse des barrages** “Dispositif d’auscultation des barrages” Edition avril 2005
- [22] **USACE**. “Instrumentation of embankment dams and levees”. Washington D.C: Department of the army. US Army Corps of Engineers, 1995. EM 1110-2-1908.
- [23] **CFBR**. “Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages et des digues en remblai”. Paris : Comité Français des Barrages et Réservoirs CFBR, 2010.
- [24] **USACE** “General design and construction considerations for earth and rock-fill dams”. Washington D.C: Department of the army. US Army Corps of Engineers, 2004. EM 1110-2-2300.
- [25] **POST, Georges, TARDIEU, Bernard et LINO, Michel**. “Conception Parasismique des barrages”. Génie parasismique.
- [26] **Jean-Luc Chatelain, Bertrand Guillier, Philippe Guéguen, Julien Fréchet, Jacques Sarrault** “Ambient Vibration Recording for Single-Station, Array and Building Studies Made Simple: CityShark II” .Institut de Recherche pour le Développement, Grenoble, France, 2012
- [27] **Joseph J. Fedock** “Strong-motion instrumentation of earth dams” USGS, Report 82-469
- [28] **Eurocode 8** “Calcul des structures pour leur résistance aux séismes”, Septembre 2005

ANNEXE A

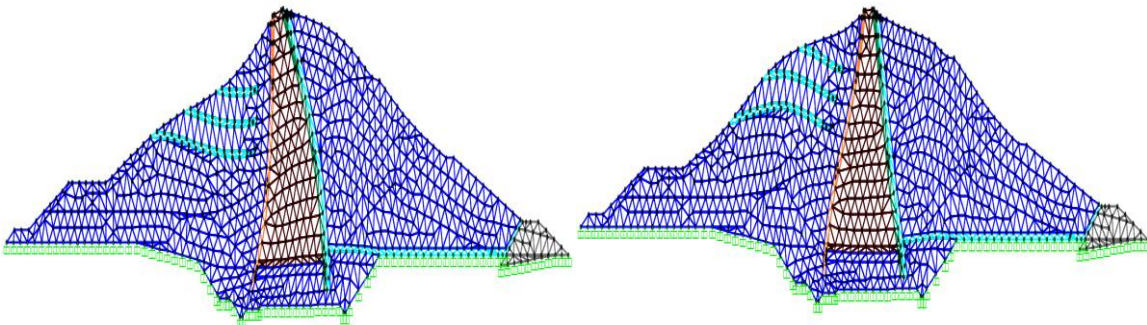
FREQUENCES PROPRE OBTENUS A PARTIR DES MODELES NUMERIQUE

Fréquence du barrage sans retenue

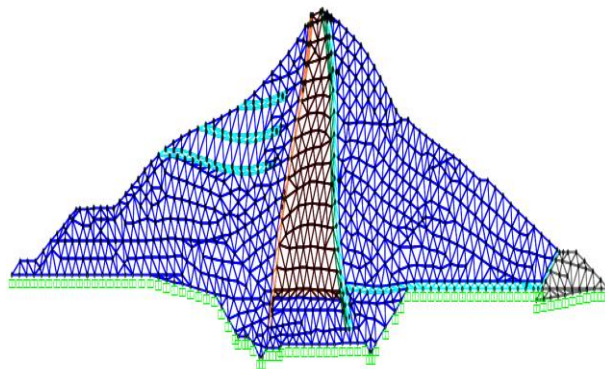
Model 2D sans fondation



Mode 1 : $f_{max}=2,67$ Hz / $f_{min}= 1,45$ Hz Mode 2 $f_{max}=4,27$ Hz / $f_{min}=2,19$ Hz



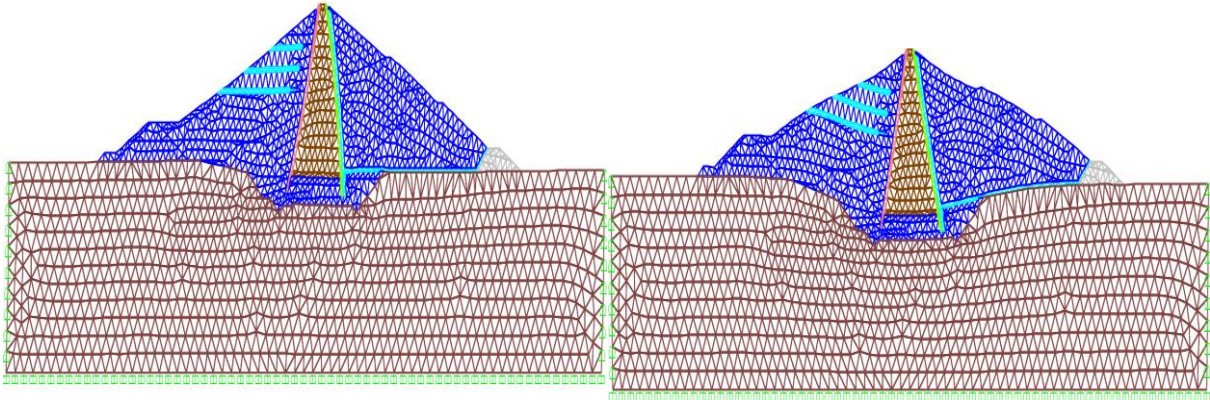
Mode 3 : $f_{max}=4,6$ Hz / $f_{min}= 2,66$ Hz Mode 4 $f_{max}=5,58$ Hz / $f_{min}=2,72$ Hz



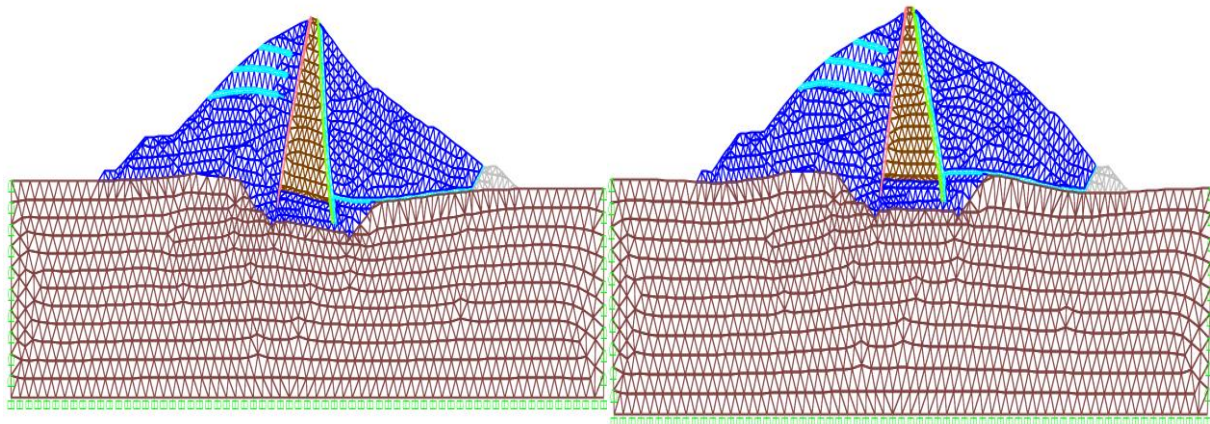
Mode 5 : $f_{max}=6,09$ Hz / $f_{min}= 2,93$ Hz

Figure A.1 Les cinq premiers modes de déformation des modèles 2D sans fondation

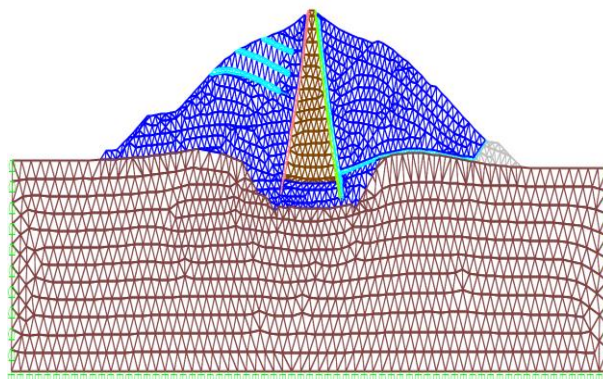
Model 2D avec fondation



Mode 1 : $f_{max}=1,69$ Hz / $f_{min}= 0,97$ Hz Mode 2 $f_{max}=2,61$ Hz / $f_{min}=1,46$ Hz



Mode3 : $f_{max}=3,09$ Hz / $f_{min}= 1,79$ Hz Mode 4 $f_{max}=3,58$ Hz / $f_{min}=1,83$ Hz

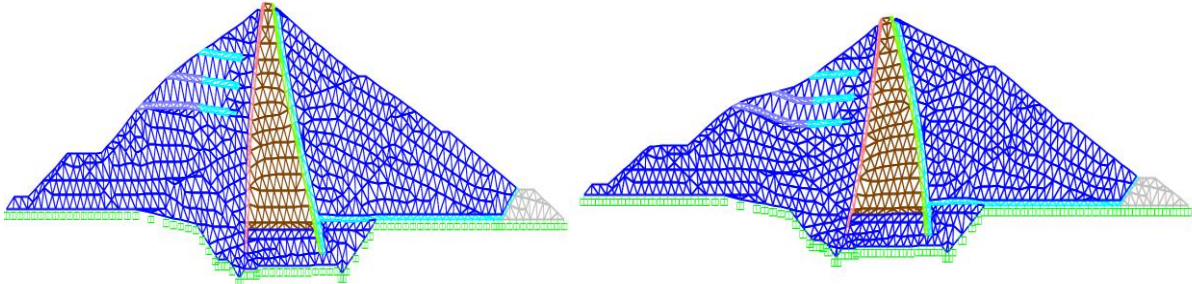


Mode 5 : $f_{max}=4,05$ Hz / $f_{min}= 2,09$ Hz

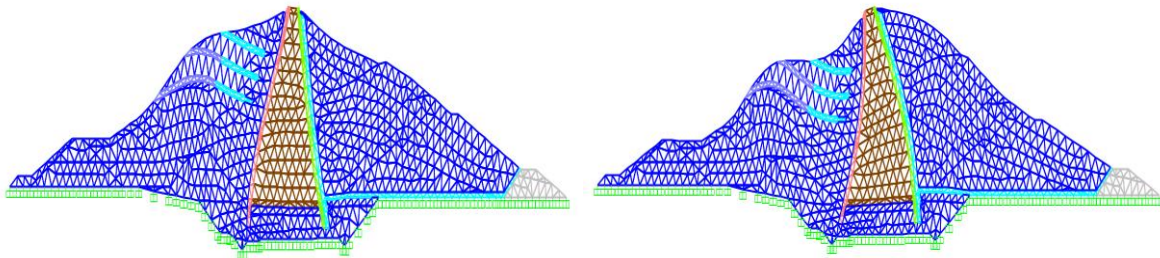
Figure A.2 Les cinq premiers modes de déformation des modèles 2D avec fondation

Fréquence du barrage avec retenue

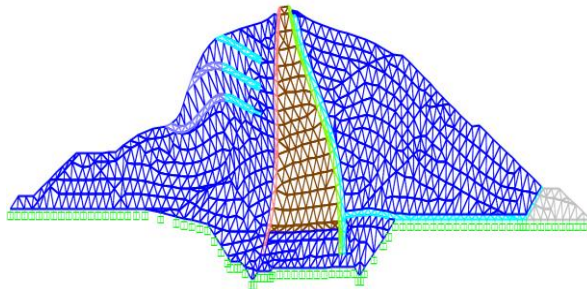
Model 2D sans fondation



Mode 1 : $f_{max}=2,319 / f_{min}=1,315$ Mode 2 $f_{max}=3,71 / f_{min}=2,00$



Mode 3 $f_{max}=4,046 / f_{min}=2,367$ Mode 4 $f_{max}=4,76 / f_{min}=2,59$



Mode 5 $f_{max}=5,27 / f_{min}=2,768$

Figure A.3 Les cinq premiers modes de déformation des modèles 2D avec retenu et sans fondation

Model 2D avec fondation :

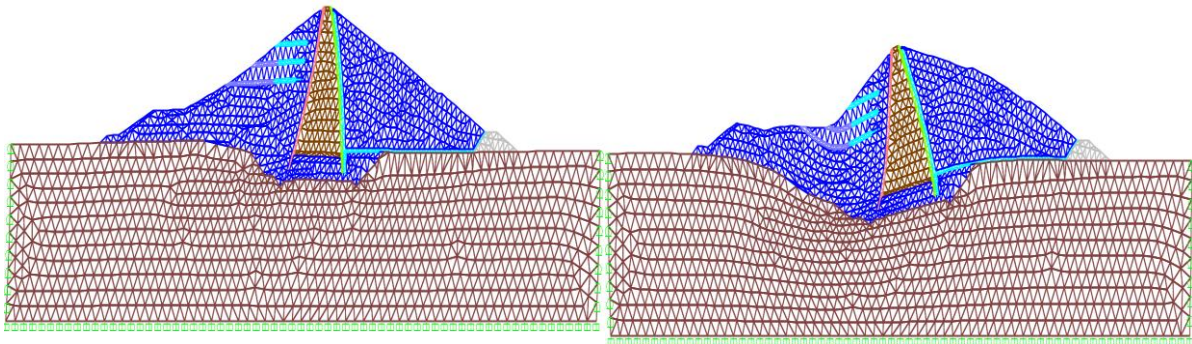
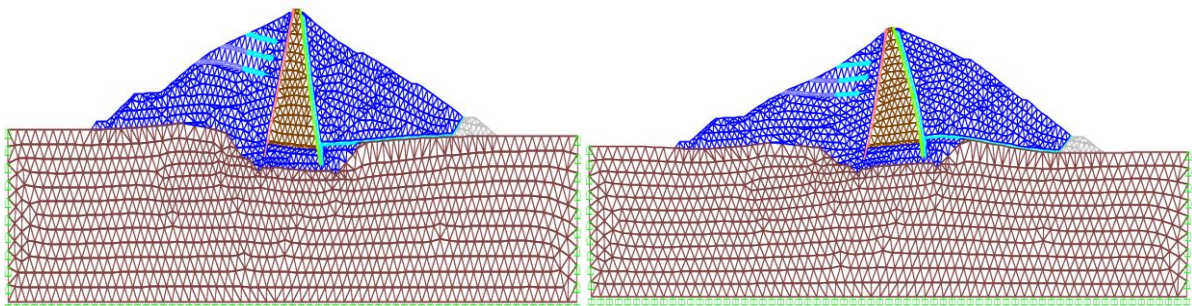
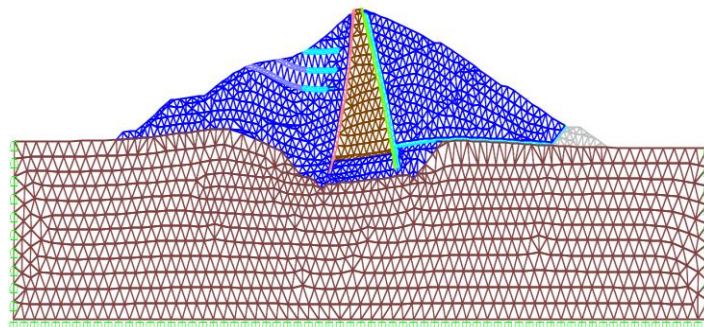
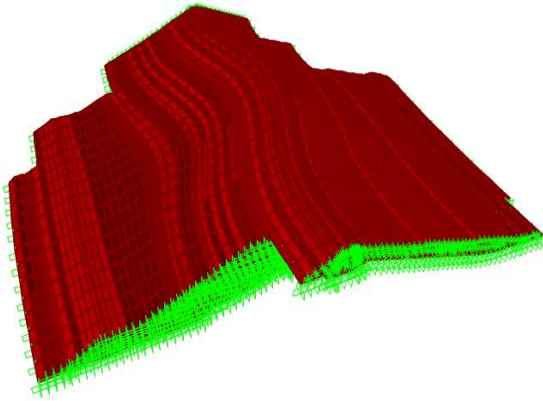
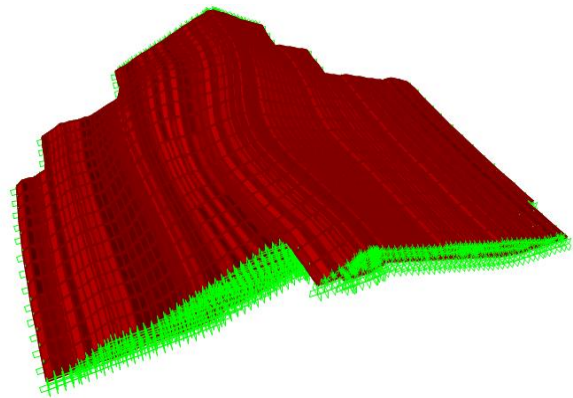
Mode 1 : $f_{max}= 1,48 / f_{min}= 0,86$ Mode 2 $f_{max}= 2,28 / f_{min}=1,34$ HzMode 3 $f_{max}= 2,69 / f_{min}=1,52$ Mode 4 $f_{max}= 3,1$ Hz / $f_{min}=1,66$ HzMode 5 $f_{max}=3,47$ Hz / $f_{min}=1,88$ Hz

Figure A.4 Les cinq premiers modes de déformation des modèles 2D avec retenu et avec fondation

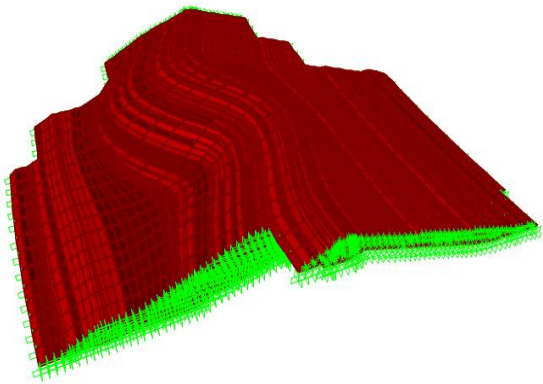
Fréquence propre du barrage en 3D



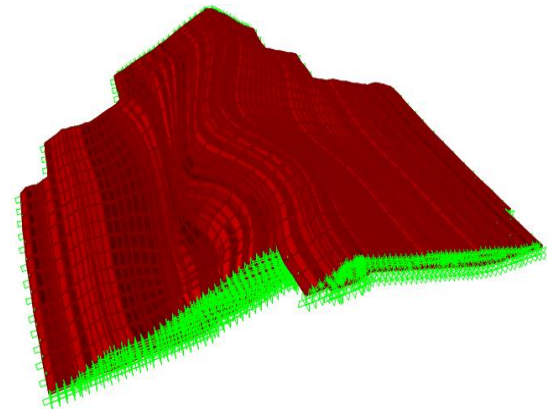
Mode n°1 : $f_{max}= 2,83 \text{ Hz} / f_{min}=1,57 \text{ Hz}$



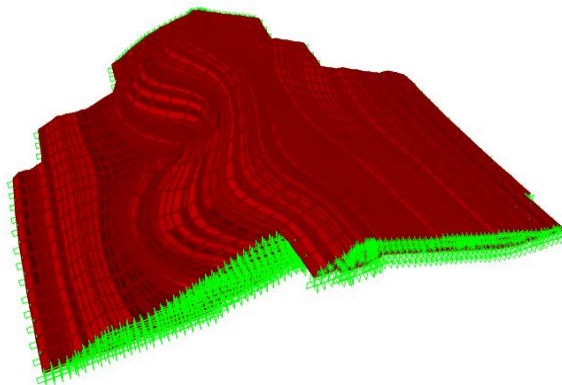
Mode n°2 : $f_{max}=3,1 \text{ Hz} / f_{min}=1,78 \text{ Hz}$



Mode n°3 : $f_{max}=3,44 \text{ Hz} / f_{min}=1,87 \text{ Hz}$



Mode n°4 : $f_{max}=4,01 \text{ Hz} / f_{min}=2,18 \text{ Hz}$



Mode n°5 : $f_{max}= 4,07 \text{ Hz} / f_{min}=2,24 \text{ Hz}$

Figure A.5 Les cinq premiers modes de déformation des modèles 3D avec retenu

ANNEXE B
TRAITEMENT DE SIGNAL PAR GEOSPSY ET RECALAGE
SUR MODELE 3D

- Identification du 2^{ème} mode :

Pour l'identification du 2^{ème} mode, le déplacement maximal dominant est selon la direction E (Rive-rive) et Z (Vertical), proche des stations d'enregistrement 6, 11, et 12 voir figure

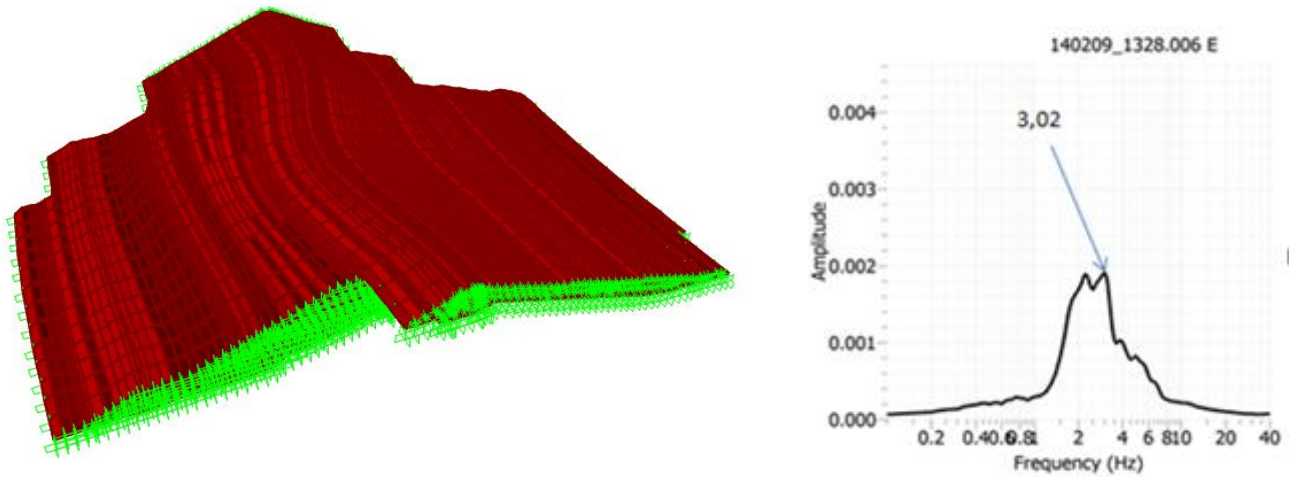


Figure 66- L'identification du 2eme mode- vue 3D

- Identification du 3^{ème} mode :

Pour le 3^{ème} mode le déplacement est intéressant selon deux directions Z (Vertical), et N (Amont-Aval), le plus grand des deux étant suivant la direction N (Amont-Aval). Il a été noté que suivant N (Rive-Rive) la fréquence a été lisible dans les stations 14, 16, avec une fréquence de 3,19 Hz, et suivant Z (Vertical) la fréquence a été lisible dans la station 19 avec la même fréquence que dans la direction N

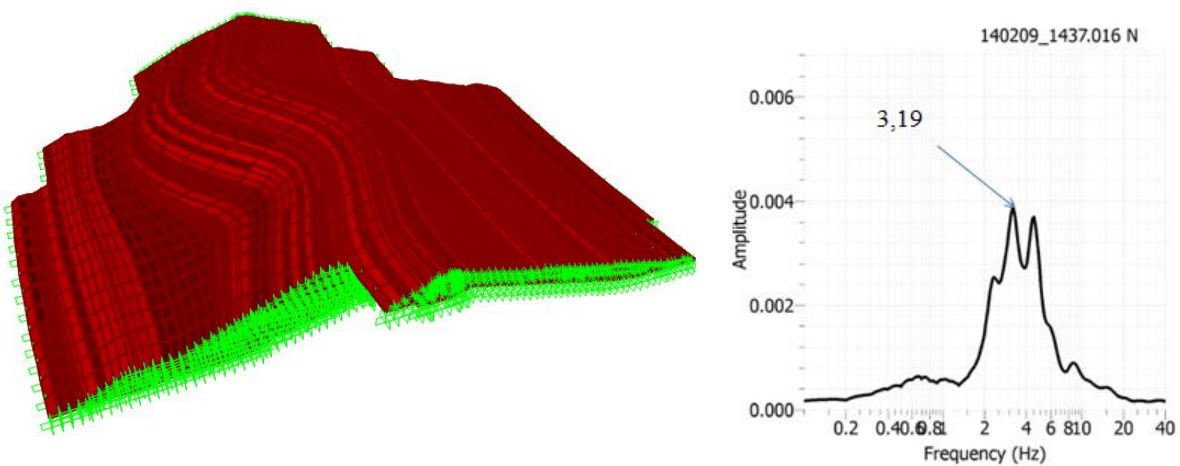


Figure 67- L'identification du 3^{ème} mode

- Identification du 4^{ème} mode :

Pour ce 4^{ème} mode le déplacement dominant correspond à la direction Z (Verticale) et a été repéré suivant la station d'enregistrement 12.

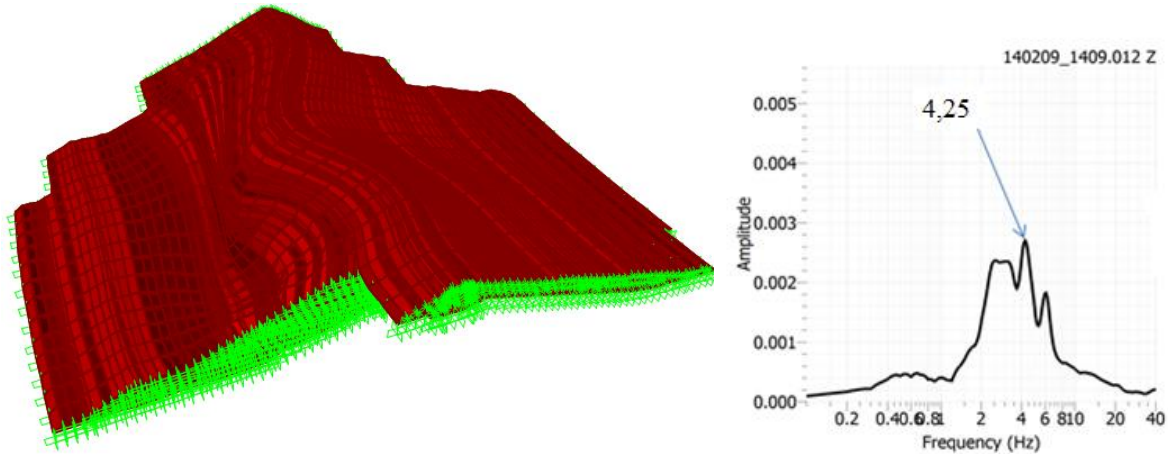


Figure 68- L'identification du 4^{ème} mode

- Identification du 5^{ème} mode

Le 5^{ème} mode est proche du mode 4. Le déplacement maximum correspond toujours à la direction Z, repéré par 2 stations d'enregistrement 12, 13.

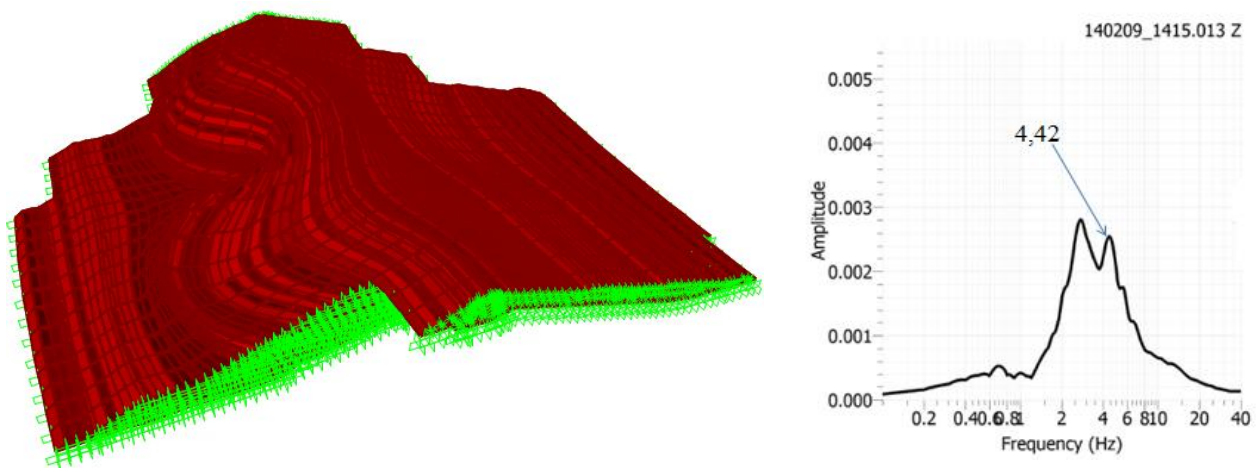
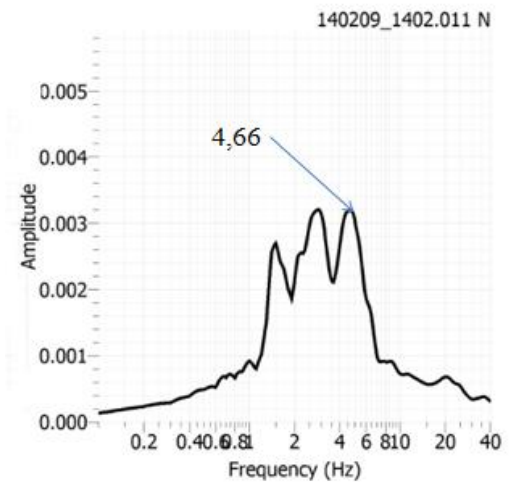
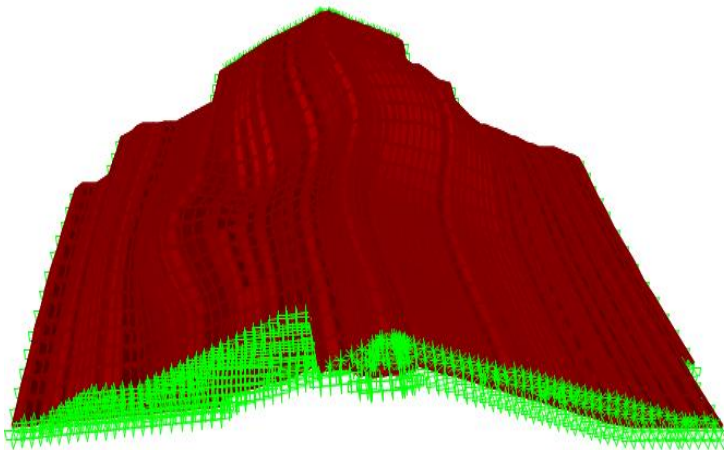


Figure 69- - L'identification du 5^{ème} mode

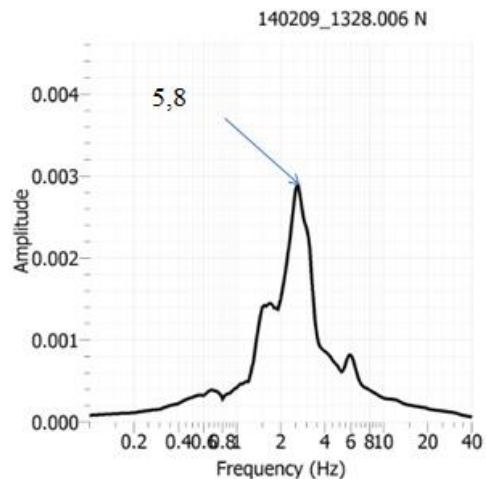
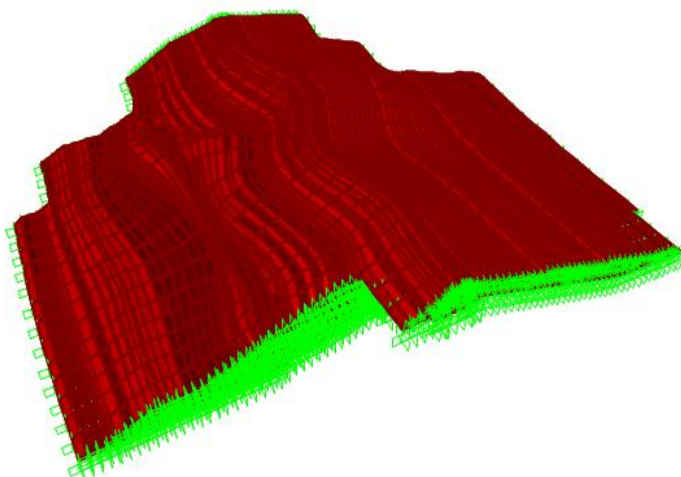
- Identification du 6^{ème} mode :

Pour l'identification du 6^{ème} mode, le déplacement maximal dominant est selon la direction N (Amont-Aval), proche des stations d'enregistrements 11, et 9 voir figure



- Identification du 7^{ème} mode (mode 13 sur modèle numérique) :

Pour ce 7^{ème} mode le déplacement dominant correspond à la direction N (Amont-Avale) et a été repéré suivant les stations d'enregistrement 3, 5, 6, et 12 avec une fréquence de 5,8 Hz.



ANNEXE C
CHARGEMENT SISMIQUE

SeismoArtif:

SeismoArtif est une application capable de générer des accélérogrammes artificielle de tremblement de terre adapté à un spectre de réponse spécifique en utilisant différentes méthodes de calcul.

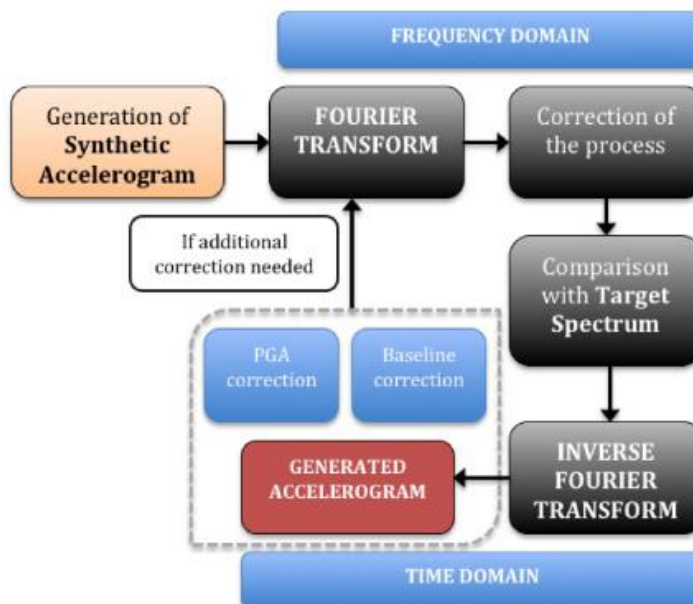
Un accélérogramme artificiel est généré et une comparaison entre le spectre de réponse et le spectre de la cible est donnée y compris l'erreur moyenne en pourcentage, le coefficient de variation et de PGA de l'accélérogramme.

Enfin, en raison de son intégration complète avec l'environnement Windows, SeismoArtif permet des résultats numériques et graphiques à être copié à toute application Windows (par exemple MS Excel, MS Word, etc.).

La méthode de calcul choisie sur SeismoArtif :

La méthode qu'on a utilisée sur SeismoArtif est la méthode : Génération et adaptation des accélérogrammes synthétique, cette dernier est la méthode de calcul par défaut donnée par le logiciel Les accélérogrammes synthétiques ont tendance à apparaître réaliste et ils peuvent être générés avec quelques connaissances de base (ou plus étendue) de tremblement de terre et les conditions du sol par rapport à la région ou site d'intérêt. Cette méthode est capable de combiner efficacement les données d'entrée simples avec de bons résultats.

L'accélérogramme artificielle est définie à partir d'une une synthèse (simulé par l'utilisateur), compatible avec le spectre de cible, et d'adapter son contenu de fréquence en utilisant la méthode de transformation de Fourier.



Les paramètres des accélérogrammes synthétique :

- Régime inter-plaques : un tremblement de terre inter-plaque est celui qui se produit à une limite de plaque et ils sont les plus fréquents.
- La distance entre la station et l'épicentre : on a générée 3 accélérogrammes avec différents distance dont 2 sur un champ proche le premier à 10Km et le deuxième a 8,8Km et 1 sur un champ lointain à 25Km
- Magnitude : 6,4
- Effet du site : l'effet du site n'est pas pris en compte.

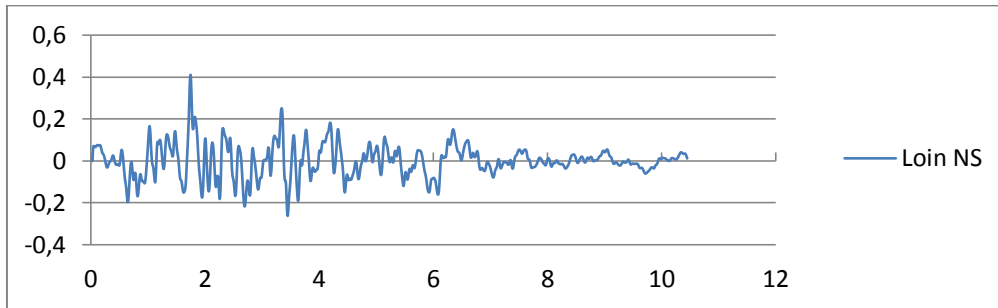


Figure 70-Accélérogramme du champ lointain NS

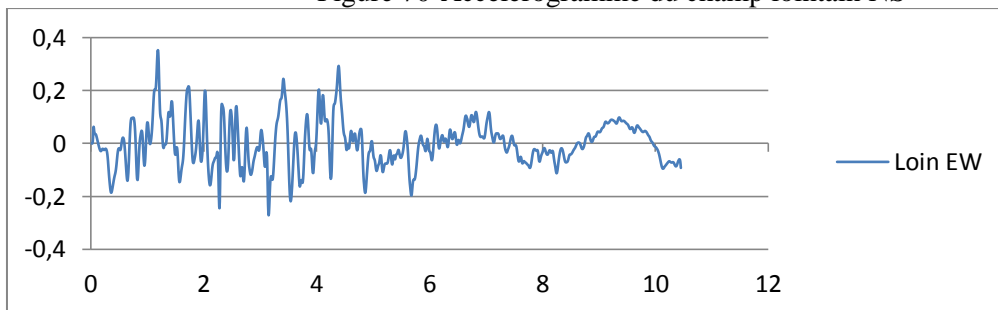


Figure C-2 Accélérogramme du champ lointain EW

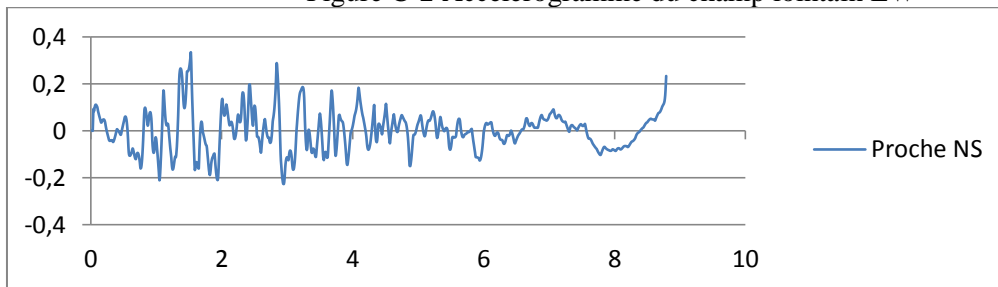


Figure C-3 Accélérogramme du champ Proche NS

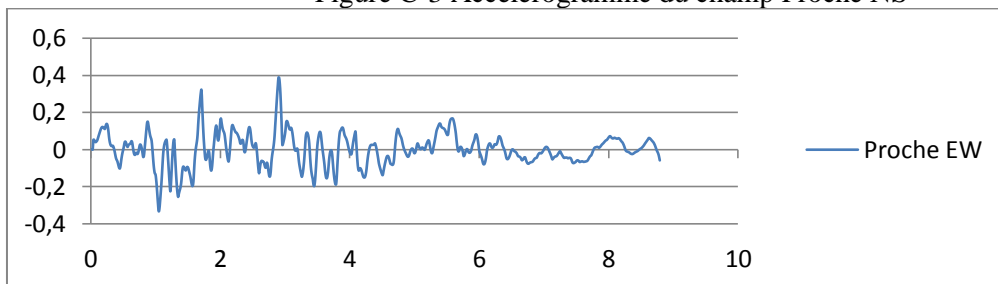


Figure C-4 Accélérogramme du champ Proche EW

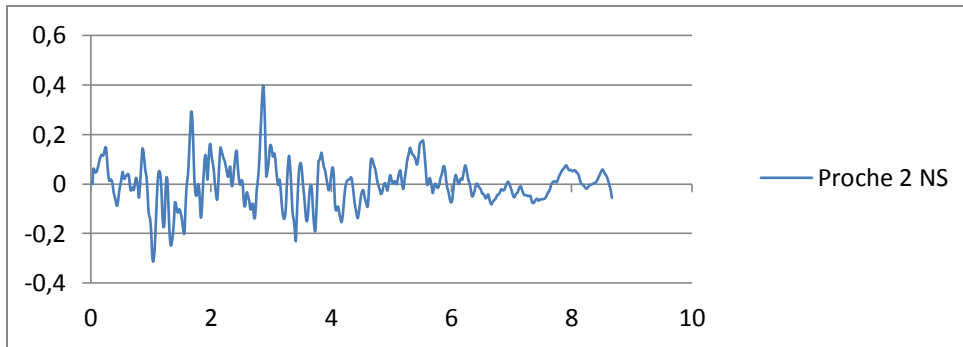


Figure C-5 Accélérogramme du champ Proche 2 NS

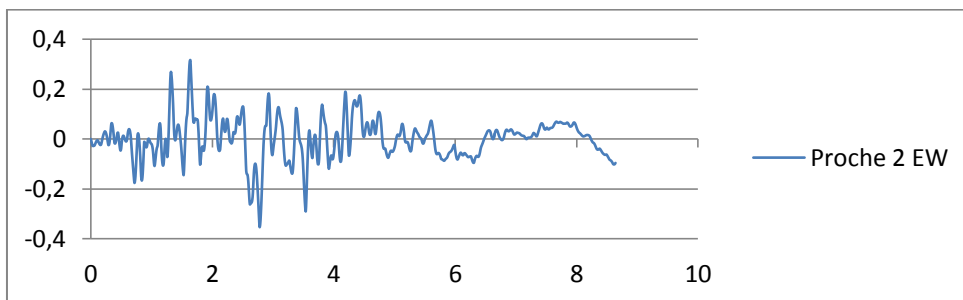


Figure C-6 Accélérogramme du champ Proche 2 EW

SeismoMatch :

SeismoMatch est une application capable d'ajuster les accélérogrammes des séismes pour correspondre à un spectre de réponse cible spécifique, en utilisant l'algorithme proposé par ondelettes Abrahamson [1992] et Hancock et al. [2006]. Certaines de ses caractéristiques sont:

Adaptation simultanée d'un certain nombre d'accélérogrammes, puis la création d'un spectre apparié moyen

Capacité de lire accélérogrammes simples définis dans les deux valeurs simples ou multiples par formats de ligne (les deux formats les plus populaires utilisés par les bases de données de mouvements forts) ou de lire un certain nombre d'accélérogrammes en même temps (se ils sont définis dans la simple valeur par format de ligne)

Enfin, et en raison de son intégration complète avec l'environnement Windows, SeismoMatch permet des résultats numériques et graphiques à être copié à toute application Windows (par exemple MS Excel, MS Word, etc.).

Les figures suivantes représentent les accélérogrammes après traitement par Seismomatch :

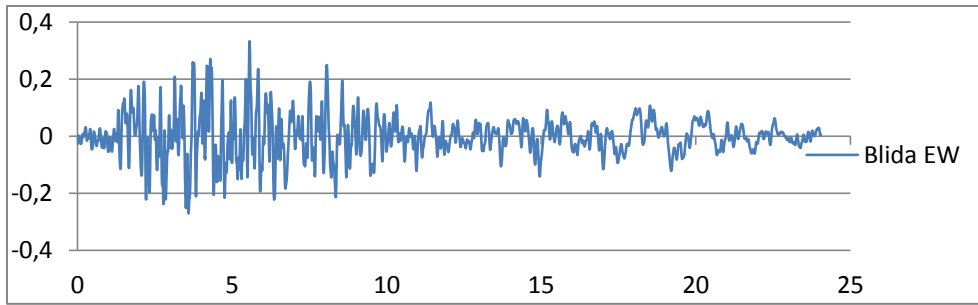


Figure C-7 Accélérogramme de Blida EW

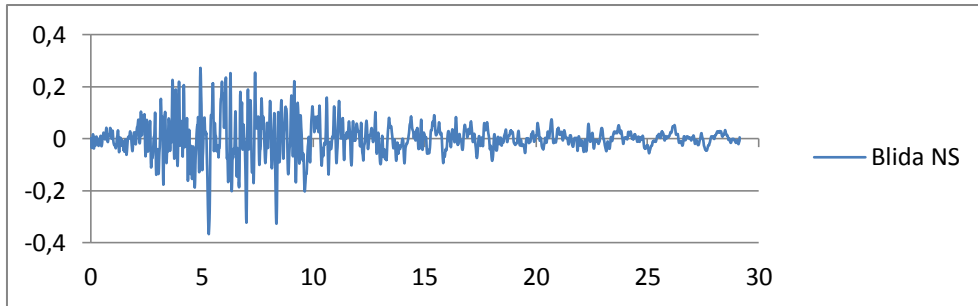


Figure C-8 Accélérogramme de Blida NS

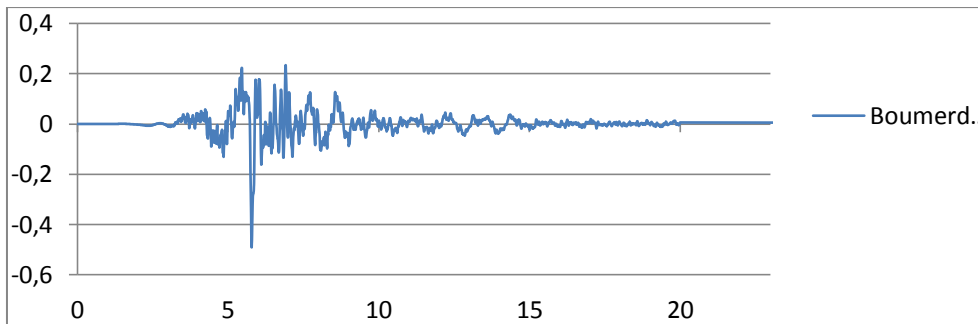


Figure C-9 Accélérogramme de Boumerdes EW

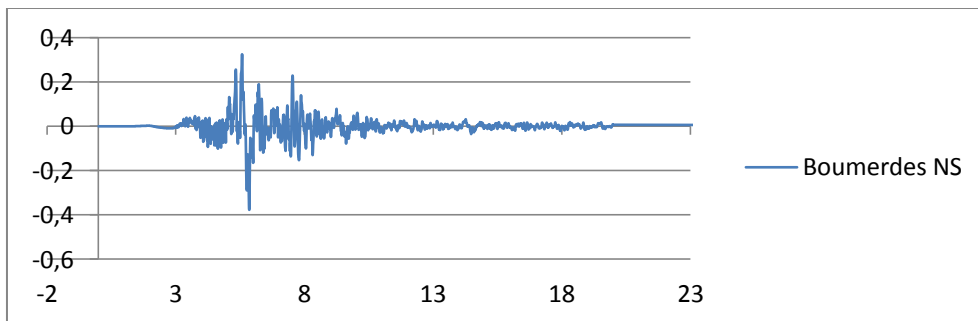


Figure C-10 Accélérogramme de Boumerdes NS

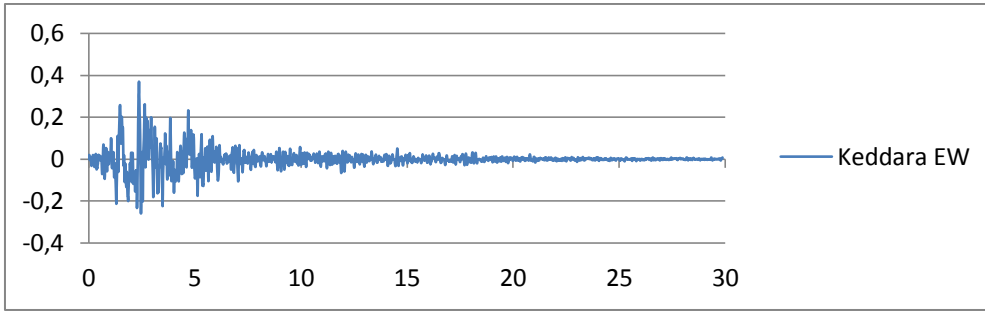


Figure C-11 Accélérogramme de Keddara EW

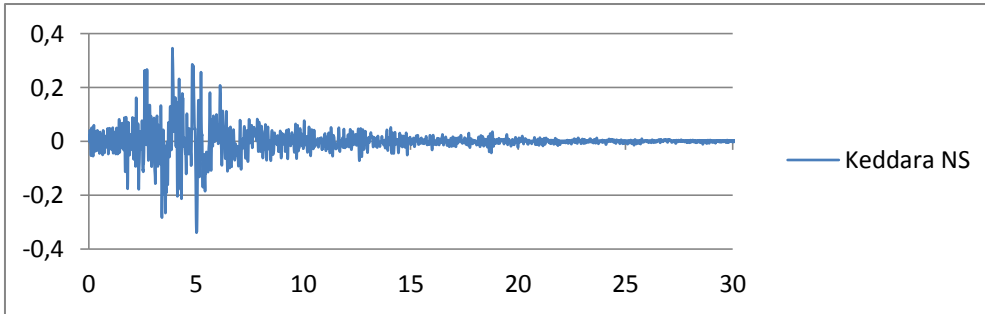


Figure C-12 Accélérogramme de Keddara NS

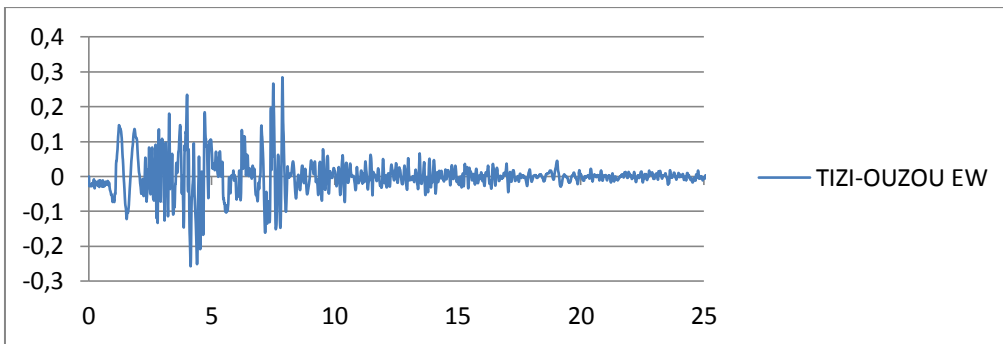


Figure C-13 Accélérogramme de TIZI-OUZOU EW

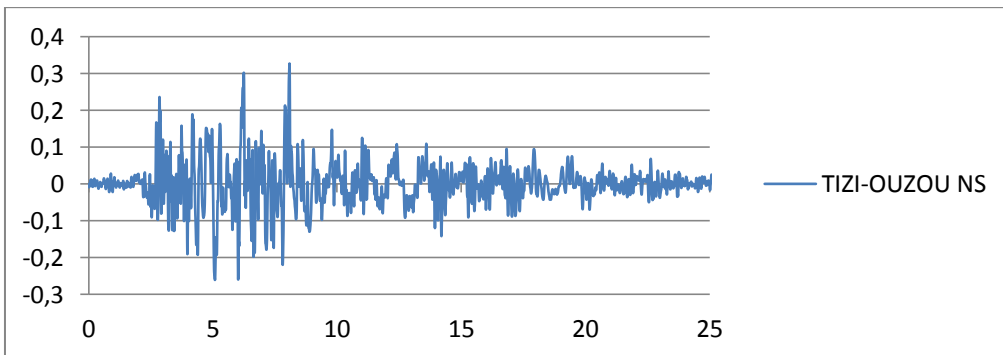


Figure C-14 Accélérogramme de TIZI-OUZOU NS