

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

**Simulation numérique d'une
surveillance vibratoire sur le
barrage de Béni-Haroun**

Réalisé par :

Sabri ATTAL

Chafik Mohamed GHARBI

Sous la direction de :

Mme H. MOHABEDDINE & M. A. SI-CHAIB

Présenté et soutenu publiquement le 24/06/2018

Composition du Jury :

Président	M. N. BOURAHLA	Pr.	USD Blida
Promoteurs	Mme H. MOHABEDDINE	Dr.	ENP
	M. A. SI-CHAIB	Dr.	Coyne et Bellier
Examineur	M. S. BELKACEMI	Pr.	ENP

ENP 2018

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures
Mémoire de projet de fin d'études
Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en Génie Civil

**Simulation numérique d'une
surveillance vibratoire sur le
barrage de Béni-Haroun**

Réalisé par :

Sabri ATTAL

Chafik Mohamed GHARBI

Sous la direction de :

Mme H. MOHABEDDINE & M. A. SI-CHAIB

Présenté et soutenu publiquement le 24/06/2018

Composition du Jury :

Président	M. N. BOURAHLA	Pr.	USD Blida
Promoteurs	Mme H. MOHABEDDINE	Dr.	ENP
	M. A. SI-CHAIB	Dr.	Coyne et Bellier
Examineur	M. S. BELKACEMI	Pr.	ENP

ENP 2018

Remerciements

Nous remercions infiniment nos encadreurs Mme MOHABEDDINE et M. Abdelghani SI-CHAÏB pour tous les efforts et la patience qu'ils ont fournis afin de nous faciliter et de nous aider à accomplir ce travail.

Un grand remerciement au Professeur BOURAHLA Noureddine pour sa disponibilité et pour ses précieux conseils qui ont rendu ce travail possible.

Nous tenons à remercier l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil de l'Ecole Nationale polytechnique qui ont contribué à notre formation.

Nous tenons à remercier également tout le personnel du Bureau d'Études Tractebel Engineering (France) et sa filiale Coyne et Bellier el Djaïr : M. Djamel AMRANI, M. Mohammed Khayreddine ABIDI, M. Mohamed Lotfi ALIANE et M. ROUAZ Idriss, ingénieur au CNERIB.

Sans oublier tous nos amis de la promotion de Génie Civil 2015/2018 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.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

À mes très chers parents qui ont toujours tout mis en œuvre
pour ma réussite et mon éducation.

À ma famille qui m'a toujours encouragé dans mes études.

À tous mes amis proches, notamment Mehdi, Amine, Anis, Lotfi,
Leila et surtout Nayla qui ont toujours été à mes côtés.

À mon binôme Chafik avec qui j'ai travaillé tout au long de mon
cursus.

À tous ceux que j'ai oublié de citer.

Merci infiniment.

Sabri

Je dédie ce modeste travail

À mes parents, que dieu les protège.

À celles que j'aime beaucoup et qui m'ont soutenu tout au long
de ce projet, mes sœurs MILINA et SOUAD et toute ma famille.

À mes amis, mon binôme SABRI et à tous ceux qui ont contribué
de près ou de loin pour que ce projet soit possible.

Je vous dis merci.

Chafik

ملخص

سد بني هارون عبارة عن سد ثقيل مصنوع من الخرسانة المدكوكة. تبلغ سعته مليار متر مكعب، وهو أكبر مجمع للطاقة المائية في الجزائر. يقع على بعد 40 كيلومتر شمال مدينة قسنطينة و350 كلم شرق الجزائر العاصمة شمال شرق الجزائر في واد كبير.

الهدف من هذه الدراسة هو محاكاة رقميا لرصد الاهتزاز لسد بني هارون. النهج المتبع هو تصميم السد باستخدام برنامج العناصر المنتهية SAP2000، بداية بتصميم ثنائي الأبعاد ثم ثلاثي الأبعاد من أجل مراعاة هندسة السد من جانب الشاطئ. ثم بعدها يتم تأكيد النموذج الرقمي عن طريق تجارب الاهتزاز في الموقع، ليتم استخدامه لاحقاً من أجل محاكاة مختلف الأضرار على السد التي تسمح بتقدير التغيير في الخصائص الديناميكية للنموذج، بما في ذلك التغييرات في التشوهات تم تقييمه باستخدام MAC (Modal Assurance Criterion)

الكلمات المفتاحية

بني هارون؛ السد؛ العناصر المحددة؛ ويسترجارد. الاهتزازات المحيطة؛ المراقبة الاهتزازية؛ معيار التأمين الشرطي؛ الأشكال المبسطة.

Abstract

The Beni-Haroun Dam is a gravity dam made of Roller Compacted Concrete (RCC). With a capacity of one billion cubic meters, it is the largest hydraulic complex in Algeria. The dam is located 40 kilometers north of the city of Constantine and 350 kilometers east of Algiers city in northeastern Algeria on Oued Kebir.

This study aims to simulate numerically the vibration based monitoring of the Beni-Haroun dam. The approach adopted is to model the dam, using the finites elements software SAP2000®, starting with a plane strain model, then a 3D model in order to take into account the shore-side geometry of the structure. The numerical model is then confirmed via ambient vibration tests, and will later be used in various damaging simulations that will allow appreciation and quantifying the change in dynamic properties of the model, including changes in mode shapes, evaluated using the MAC (Modal Assurance Criterion).

Key words

Beni-Haroun ; Dam ; Finites elements ; Westergaard ; Ambient vibrations ; Vibration based monitoring ; Modal Assurance Criterion ; Reduced modal shape.

Résumé

Le barrage de Béni-Haroun est un barrage poids réalisé en béton compacté au rouleau (BCR). Avec son bassin versant d'un milliard de mètre cube, il représente le plus grand complexe hydraulique d'Algérie. Il est situé à 40 kilomètres au nord de la ville de Constantine et à 350 kilomètres à l'Est d'Alger dans le nord-est de l'Algérie sur l'Oued Kébir.

L'objectif de ce mémoire consiste à simuler numériquement une surveillance vibratoire du barrage de Béni-Haroun. La démarche adoptée consiste à modéliser le barrage en utilisant le logiciel aux éléments finis SAP2000®, en déformation plane dans un premier temps, puis en 3D afin de prendre en considération la géométrie rive-rive de l'ouvrage. Le modèle numérique est par la suite confirmé via des essais de vibrations ambiantes, et servira par la suite à diverses simulations d'endommagement qui permettront d'apprécier et de quantifier le changement des propriétés dynamiques du modèle, notamment les changements survenus au niveau des déformées modales, évalués en utilisant le MAC (Modal Assurance Criterion).

Mots clés

Béni-Haroun ; Barrage ; Éléments finis ; Westergaard ; Vibrations ambiantes ; Surveillance Vibratoire ; Modal Assurance Criterion ; Forme modale réduite.



TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GÉNÉRALE 15

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 LES BARRAGES.....	19
I.1.1 Introduction.....	19
I.1.2 Définition.....	19
I.1.3 Usage de l'eau.....	19
I.1.4 Ouvrages annexes.....	20
I.1.5 Les types de barrage	23
I.1.5.1 Les barrages en terre.....	23
I.1.5.1.1 Les barrages en terre homogènes	24
I.1.5.1.2 Les barrages à noyau.....	25
I.1.5.1.3 Les barrages à masques	26
I.1.5.2 Les barrages en béton	27
I.1.5.2.1 Les barrages voûtes	27
I.1.5.2.2 Les barrages poids à contreforts	29
I.1.5.2.3 Les barrages poids.....	30
I.1.6 Critères de choix	32
I.2 SURVEILLANCE VIBRATOIRE	34
I.2.1 Introduction.....	34
I.2.2 Avantages de la surveillance des structures.....	34
I.2.3 Surveillance vibratoire	35
I.2.3.1 Excitation des structures	36
I.2.3.1.1 Vibrations forcées.....	36
I.2.3.1.2 Vibration Ambiante.....	37
I.2.3.2 Niveaux de détections	38
I.2.3.3 Capteurs et acquisition des données.....	39
I.2.3.4 Méthodes de traitement de signale.....	40
I.2.4 Méthodes de détection	41
I.2.4.1 Méthodes basées sur les paramètres modaux.....	41
I.2.4.1.1 Changement des fréquences propres	41
I.2.4.1.2 Changement de l'amortissement.....	41
I.2.4.1.3 Changement des déformées modales	42
I.2.4.2 Méthodes basées sur les matrices rigidité et flexibilités.....	44
I.2.4.3 Méthodes basées sur l'intelligence artificielle.....	44

CHAPITRE II : MODELISATION NUMERIQUE

II.1 INTRODUCTION	47
II.2 PRESENTATION DU BARRAGE.....	47



II .3 GEOMETRIE DU BARRAGE	49
II .4 CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	51
II .5 EVALUATION DE LA FREQUENCE FONDAMENTALE DU BARRAGE	53
II .5.1 Méthode Tardieu :	53
II .5.2 Méthode Chopra :	55
II .6 MODELES 2D	58
II .6.1 Hypothèse de travail	58
II .6.2 Modèle 2D sans retenue	60
II .6.2.1 Présentation du modèle	60
II .6.2.2 Analyse modale du modèle 2D sans retenue :	61
II .6.3 Modèle avec retenue	62
II .6.3.1 Présentation du modèle	62
II .6.3.2 Analyse modale du modèle 2D avec retenue :	66
II .7 MODELES 3D	69
II .7.1 Présentation du modèle	69
II .7.2 Analyse modale du modèle 3D sans retenue	70
II .7.3 Analyse modale du modèle 3D avec retenue	71
II .7.4 Conclusions	75

CHAPITRE III : ESSAIS DE VIBRATIONS AMBIANTES

III .1 INTRODUCTION	77
III .2 COLLECTE DES DONNEES	77
III .2.1 Source d'excitation	77
III .2.2 Emplacement des mesures	78
III .2.3 Instrumentation	79
III .2.3.1 Capteur	79
III .2.3.2 Station d'acquisition	81
III .2.3.3 Logiciel d'acquisition	82
III .2.4 Paramétrage des enregistrements	83
III .2.4.1 Gain	83
III .2.4.2 Fréquence d'échantillonnage	83
III .2.4.3 Durée d'enregistrement	83
III .3 TRAITEMENT DES DONNEES	84
III .3.1 Logiciel	84
III .3.2 Méthodologie	84
III .3.2.1 Domaine fréquentiel	84
III .3.3 Résultats des mesures	86
III .7 CONCLUSIONS	89

CHAPITRE IV : SIMULATION D'UNE SURVEILLANCE VIBRATOIRE

IV .1 INTRODUCTION	91
IV .2 PRINCIPE	91
IV .3 METHODOLOGIE	92
IV .4 APPLICATION DES CAS D'ENDOMMAGEMENTS	93
IV .4.1 Endommagement en crête	93
IV .4.1.1 Diminution de la rigidité	93



IV .4.1.2 Fissuration	95
IV .4.2 Endommagement au niveau de la fondation	97
IV .4.2.1 Diminution de rigidité	97
IV .4.2.2 Ouverture en pied	98
IV .5 FORMES MODALES REDUITES.....	100
IV .6 FORMES MODALES REDUITES 3D	104
IV .7 CONCLUSIONS	108
V CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	109
VI RÉFÉRENCES.....	110
VII ANNEXE A.....	113
VIII ANNEXE B.....	119



LISTE DES TABLEUX

Tableau I-1 Liste des avantages et inconvénients des barrages en terre et des barrages à noyau.....	25
Tableau I-2 Liste des avantages et inconvénients des barrages à masque	26
Tableau I-3 Liste des avantages et inconvénients des barrages voûte	28
Tableau I-4 Liste des avantages et inconvénients des barrages à contrefort	29
Tableau I-5 Liste des avantages et inconvénients des barrages poids	31
Tableau I-6 Avantages et inconvénients des méthodes « input-output ».....	36
Tableau I-7 Avantages et inconvénients des méthodes « output-only ».....	37
Tableau II-1 Caractéristiques du barrage et de sa fondation	51
Tableau II-2 Fréquence fondamentale du barrage avec et sans retenue par la méthode de Tardieu.....	54
Tableau II-3 Valeur de R_f et de ξ_r pour différentes valeurs du coefficient de réflexion et du module de Young [17]	56
Tableau II-4 : T_r et f_r pour différents coefficients de réflexion.....	57
Tableau II-5 Fréquence fondamentale du barrage avec et sans retenue par la méthode de Chopra	57
Tableau II-6 Valeurs de la masse ajoutée en chaque neuds.....	65
Tableau II-7 Participation massique du barrage 2D (plein) en fonction des modes propres.....	67
Tableau II-8 Comparaison des fréquences du barrage avec et sans retenue	68
Tableau II-9 Fréquences propres du modèle 3D avec et sans retenue.....	73
Tableau II-10 articipation massique du modèle 3D	74
Tableau III-1 Tableau 3-1 : Liste des caractéristiques techniques du capteur de vitesse VSE-15D-6	80
Tableau III-2 Comparaison entre les fréquences expérimentales et les fréquences du modèle MEF	88
Tableau IV-1 Valeur du MAC pour des diminutions de rigidité de 30% et 50%.....	94
Tableau IV-2 Valeur du MAC pour l'endommagement de type fissure.....	95
Tableau IV-3 Valeur du MAC pour un endommagement de type ouverture en pied...	98



Tableau IV-4 valeurs du MAC pour les déformées totales et réduites pour les 4 premiers modes	104
Tableau IV-5 valeur du MAC pour les deux cas d'endommagements	108
Tableau VII-1 Valeurs des masses ajoutées.....	115



LISTE DES FIGURES

Figure I-1 Evacuateur de crue du barrage de Bort les orgues, France.....	20
Figure I-2 Tours de prise du barrage de Hoover, Nevada.....	21
Figure I-3 Vidage de fond du barrage de Cushman, Washington.....	22
Figure I-4 Centrale hydroélectrique du barrage de Hoover, Nevada	23
Figure I-5 Schéma d'un barrage en terre homogène	24
Figure I-6 Schéma d'un barrage à noyau	25
Figure I-7 Schéma d'un barrage à masque amont.....	26
Figure I-8 Schéma d'un barrage voûte.....	27
Figure I-9 résultantes des forces appliquées sur les rives [4].....	28
Figure I-10 Schéma d'un barrage à contrefort	29
Figure I-11 Schéma d'un barrage poids	30
Figure I-12 Bilan des forces appliquées sur un barrage poids [5].....	30
Figure I-13 Géométrie simplifiée d'un site de barrage	32
Figure I-14 Avantage de SHM pour les Maîtres d'ouvrage	35
Figure I-15 Bruit de fond sismique induit par le mouvement des couches sous-jacentes	37
Figure I-16 Schéma des 4 niveaux de détection de l'endommagement dans le SHM... 38	
Figure I-17 schéma électrique d'un sismomètre	39
Figure I-18 Changement d'amortissement modal : fissure sur l'élément.....	42
Figure I-19 Un réseau perceptron avec entrée, sortie et une couche cachée.....	45
Figure II-1 Vue aérienne du barrage de Béni-Haroun.....	47
Figure II-2 vue en plan du barrage de Béni-Haroun	48
Figure II-3 Coupe transversale du barrage de Béni-Haroun hors évacuateur de crue 49	
Figure II-4 Coupe transversale du barrage de Béni-Haroun au niveau de l'évacuateur de crue.....	50
Figure II-5 Coupe longitudinale du barrage de Béni-Haroun.....	51
Figure II-6 Coupe transversale montrant un joint d'étanchéité Waterstop	52
Figure II-7 Résonateur simple à deux degrés de liberté [16]	53
Figure II-8 Section standard [17]	55
Figure II-9 Schéma d'un model en déformation plane.....	58
Figure II-10 Modèle numérique en 2D du barrage vide	60
Figure II-11 Modes propres du barrage en 2D sans retenue.....	61



Figure II-12 Système barrage-réservoir	63
Figure II-13 Distribution parabolique de Westergaard.....	64
Figure II-14 Variation de la masse ajoutée en fonction de niveau d'eau	65
Figure II-15 Modes propres du barrage 2D vide	66
Figure II-16 Variation de la fréquence fondamentale en fonction du niveau d'eau	67
Figure II-17 Comparaison des fréquences du modèle 2D avec et sans retenue.....	68
Figure II-18 Modèle 3D vue du côté aval.....	69
Figure II-19 Modèle 3D vue du côté amont	69
Figure II-20 Modes propres du barrage 3D vide	70
Figure II-21 Distribution hydrodynamique de Westergaard	71
Figure II-22 Distribution des masses ajoutées sur le modèle 3D	71
Figure II-23 Modes propres du barrage 3D avec retenue.....	72
Figure II-24 fréquences propres du modèle 3D avec et sans retenue.....	73
Figure II-25 Comparaison de la fréquence fondamentale calculée par les différentes méthodes.....	75
Figure III-1 Position des points de mesures, coupe longitudinale	78
Figure III-2 Position des points de mesures, vue en plan	78
Figure III-3 Schéma d'un capteur	79
Figure III-4 Vélocimètres VSE-15D-6.....	79
Figure III-5 Station d'acquisition Controlab.....	81
Figure III-6 Préparation des enregistrements.....	81
Figure III-7 Interface graphique du logiciel Pwave32	82
Figure III-8 Phénomène d'Aliasing.....	83
Figure III-9 Interface graphique du logiciel de traitement de signal GEOPSY	84
Figure III-10 échantillonnage d'un signal.....	85
Figure III-11 Méthodologie à suivre lors d'essais de vibrations ambiantes	85
Figure III-12 Exemple d'un signal brut, enregistrement 3, capteur Nord	86
Figure III-13 Exemple d'un fenêtrage du signal, enregistrement 3, capteur Nord	86
Figure III-14 Spectre associé au signal du capteur horizontale (Est) relatif au sens amont-aval.....	87
Figure III-15 Spectre associé au signal du capteur horizontale (Nord) relatif au sens rive-rive	87
Figure III-16 Spectre associé au signal du capteur vertical.....	88



Figure IV-1 Eléments endommagés en crête (diminution de rigidité)	93
Figure IV-2 variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés.....	94
Figure IV-3 Fissure au niveau de la crête, coté aval	95
Figure IV-4 Comparaison du MAC pour un endommagement de type fissure et des réduction de rigidité de 30 et 50%	96
Figure IV-5 Eléments endommagés en pied (diminution de rigidité)	97
Figure IV-6 variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés pour une diminution de rigidité de 50%.....	97
Figure IV-7 Soulèvement du pied (Endommagement sur deux éléments)	98
Figure IV-8 variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés.....	99
Figure IV-9 Degré de libertés maitres du modèle 2D	100
Figure IV-10 1eres déformées modales totales et réduites du modèle 2D	101
Figure IV-11 2emes déformées modales totales et réduites du modèle 2D	101
Figure IV-12 3emes déformées modales totales et réduites du modèle 2D	102
Figure IV-13 4emes déformées modales totales et réduites du modèle 2D	102
Figure IV-14 Déformées modales réduites du modèle 2D pour les états sains et endommagé.....	103
Figure IV-15 Emplacement des points choisis sur la crête du modèle 3D	104
Figure IV-16 Premier cas d'endommagement du modèle 3D	105
Figure IV-17Deuxième cas d'endommagement du modèle 3D.....	105
Figure IV-18 Déformées modales réduites du mode 1 (cas 1).....	106
Figure IV-19 Déformées modales réduites du mode 2 (cas 1).....	106
Figure IV-20 Déformées modales réduites du mode 3 (cas 1).....	106
Figure IV-21 Déformées modales réduites du mode 4 (cas 1).....	106
Figure IV-22 Déformées modales réduites du mode 1 (cas 2).....	107
Figure IV-23 Déformées modales réduites du mode 2 (cas 2).....	107
Figure IV-24 Déformées modales réduites du mode 3 (cas2).....	107
Figure IV-25 Déformées modales réduites du mode 4 (cas 2).....	107
Figure VII-1 L'emplacement d'un nœud x dans le parement amont	114
Figure VII-2 Capteur d'écran du tableau Excel.....	114
Figure VIII-1 Capteur d'écran de tableau de déplacements obtenus par SAP2000....	122

INTRODUCTION GÉNÉRALE



▪ Introduction

Le présent travail a été conjointement proposé par l'École Nationale Polytechnique et le Bureau d'Étude Tractebel Engineering France – Coyne et Bellier dans le cadre du projet de fin d'étude. Il concerne la simulation numérique d'une surveillance vibratoire appliquée au barrage de Beni-Haroun.

▪ Problématique

La surveillance de l'état de santé des barrages présente des enjeux importants, tant sur le plan sécuritaire, que sur le plan économique, en raison de l'importance de l'impact de ces ouvrages en cas de défaillance et des coûts de leur maintenance. Cette surveillance est déjà effectuée en partie par les différents dispositifs d'auscultation qui équipent les différents barrages en exploitation. Quant à la surveillance systématique basée sur des techniques d'évaluation de l'endommagement, il existe différentes méthodes comme les méthodes acoustiques, les méthodes de champ magnétique, la radiographie, la méthode des courants Foucault ou les méthodes de champ thermique. Toutes ces techniques d'auscultations nécessitent pour être efficace, que la partie de la structure à inspecter soit facilement accessible.

De nouvelles techniques qui utilise la réponse vibratoire ont été mise au point, d'abord dans le domaine mécanique (roulement, engrenage, ...) et par la suite transposée au domaine du Génie Civil, afin de prendre en considération les structures dans leur globalité.

L'idée de base tire profit des paramètres modaux mesurés qui dépendent des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse, amortissement). De ce fait, les modifications pouvant intervenir sur ces propriétés physiques ou mécaniques doivent être détectables par rapport aux changements dans les paramètres modaux. C'est pourquoi, dans cette thèse, nous nous intéressons aux méthodes vibratoires mais également aux méthodes d'identification des paramètres modaux.

▪ Objectifs

Le but de ce travail est de mettre en évidence l'importance des méthodes vibratoires [1], plus particulièrement de la méthode du MAC « Modal Assurance Criterion ». Le MAC prend en considération le changement des déformées modales du barrage, entre un état initial censé représenté l'état sain de l'ouvrage et l'état actuel qui peut contenir quelques différences dû à des endommagements locaux suite aux différentes sollicitations subies par la structure.

À cet effet, une modélisation numérique du barrage de Beni-Haroun sera réalisée, associée à des essais in-situ de vibrations ambiantes afin de valider les modèles



numériques. Ces différentes mesures serviront par la suite à diverses simulations de détection d'endommagement.

▪ **Organisation de la thèse**

Ce mémoire commence par la présente introduction générale, suivie par quatre chapitres, puis se termine par des conclusions et des recommandations.

Le premier chapitre est consacré à la revue bibliographique, qui intègre deux parties :

- Une première synthèse bibliographique sur les barrages qui nous a permis de mieux comprendre leurs rôles et leurs fonctionnements.
- Une deuxième synthèse bibliographique sur la surveillance de l'état de santé des structures, en mettant l'accent sur la surveillance vibratoire.

Le deuxième chapitre porte sur la modélisation du barrage de Béni-Haroun, et les différentes étapes suivies ; de la formulation simplifiée jusqu'au modèle numérique 3D, en passant par le modèle 2D.

Le troisième chapitre expose les essais in-situ de vibrations ambiantes, réalisés sur le barrage de Beni-Haroun.

Le quatrième chapitre met en exergue les différentes simulations numériques menées sur les modèles 2D et 3D suivant plusieurs scénarios d'endommagement.

Enfin, le rapport s'achève par une conclusion synthétisant les principaux résultats issus de ces travaux et les perspectives de recherche envisageables suite à cette étude.

CHAPITRE I
Synthèse
bibliographique



I.1 Les barrages

I.1.1 Introduction

L'eau est l'une des ressources les plus importantes et la demande augmente régulièrement à travers le monde. D'après la commission internationale des grands barrages (CIGB ICOLD), depuis les trois derniers siècles, la quantité d'eau extraite des sources naturelles a été multipliée par 35 et la population mondiale par 8. Avec une population mondiale actuelle de 7,5 milliards grandissant en moyenne de 90 millions par an et les attentes légitimes des populations, la demande mondiale en eau devrait augmenter d'au moins 2 à 3% dans les décennies à venir.

I.1.2 Définition

Les barrages ont joué un rôle important dans le développement de la civilisation humaine en répondant à de nombreux besoins tels que la nécessité de contrôler : les crues, la navigation, la qualité de l'eau et les sédiments mais également la production d'énergie. Par conséquent des barrages polyvalents ont été construits pour répondre à tous ces besoins.

Un barrage est un ouvrage d'art construit au travers d'un cours d'eau afin de relever de manière permanente ou temporaire le niveau d'une étendue d'eau et constitue, en association avec les rives naturelles, une réserve. Les réservoirs créés par les barrages permettent non seulement le contrôle des inondations mais fournissent également de l'eau pour des activités telles que l'irrigation, la consommation, l'utilisation industrielle, l'agriculture et la production d'électricité. Les barrages ont généralement pour but principal de retenir l'eau, tandis que d'autres structures telles que les vannes ou les digues sont utilisées pour gérer ou empêcher l'écoulement de l'eau dans des régions terrestres spécifiques.

I.1.3 Usage de l'eau

On construit des barrages pour stocker, à titre provisoire un volume d'eau plus ou moins important afin de pouvoir le restituer plus tard. Ils sont également utilisés pour un usage exclusivement touristique et pour lequel l'idéal est un plan d'eau à niveau constant [2].

Les raisons pour lesquelles on crée une retenue peuvent être très variées :

- **L'alimentation en eau potable** : L'alimentation en eau de certaine agglomération est souvent assurée en complément d'autres sources, par des retenues pour lesquelles la qualité de l'eau est évidemment un enjeu majeur. Ceci englobe à la fois la consommation individuelle et les besoins industriels.
- **La navigation** : A défaut d'alimentation naturelle suffisante pour relier deux bassins versants, les barrages créent des biefs de partage entre les canaux afin de faciliter la navigation. Certains barrages comportent des écluses qui permettent le passage de bateaux.



- **L'irrigation en période sèche** : il s'agit de fournir directement de l'eau ou en maintenir un débit suffisant dans la rivière pendant les périodes d'étiage afin de poursuivre les prélèvements effectués à l'aval.
- **La production d'énergie** : L'énergie potentielle emmagasinée par la retenue peut, via des turbines être ensuite transformée en énergie électrique. L'énergie hydroélectrique, avec une production annuelle de 2 100 TWh, représente actuellement 20 % de la production électrique totale, et 7 % environ de toute l'énergie consommée dans le monde [3].
- **Le contrôle des crues** : ce type de retenue retient une partie du volume d'eau amené par une crue de manière à limiter les conséquences de la crue à l'aval. Le volume stocké est relâché ultérieurement en période de décrue.
- **Le stockage des déchets industriels** : les plus répandus sont les barrages servant à la décantation des boues provenant de l'industrie minière. Le barrage est durant toute sa durée de vie, régulièrement surélevé parallèlement à la montée des résidus de décantation.

I.1.4 Ouvrages annexes

Un barrage peut comporter un ou plusieurs ouvrages annexes qui sont considérés comme des équipements de sécurité, de circulation ou d'entretien, on distingue :

- **L'évacuateur des crues** : Il s'agit d'organes hydrauliques qui permettent de relâcher à l'aval une partie ou la totalité d'une crue survenant de l'amont, de telle sorte que la sécurité du barrage ne soit pas mise en question pendant cet épisode. Il se présente sous la forme d'un trop plein permettant de limiter le niveau d'eau dans le barrage lorsque le débit d'alimentation devient trop important. L'évacuation se fait par le haut du barrage soit le long d'un canal à l'air libre où une partie de la puissance sera consommée par les remous, soit par-dessus le barrage où une partie de l'énergie est absorbée par frottement et pulvérisation dans l'air.



Figure I-1 Evacuateur de crue du barrage de Bort les orgues, France



Pour les ouvrages en béton de type barrages poids ou barrages voutes, cet ouvrage est incorporé dans le corps du barrage.

Pour les barrages en remblais, ce type d'ouvrage repose généralement directement sur le sol et n'est donc pas soumis aux tassements sous l'effet du massif des remblais.

Si la pente du versant est forte, un déversoir latéral conduit à des déblais importants et un déversoir frontal est alors préférable.

Lorsque la hauteur du barrage est de 10 à 15 m, le déversoir frontal est construit avec un massif en béton, tandis que pour des hauteurs inférieures, l'ouvrage peut être réalisé directement sur le couronnement du remblai, en modifiant le profil en travers de celui-ci et en protégeant le canal contre l'érosion.

- **La tour de prise :** Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'utilisation (Irrigation, station de traitement d'eau potable ou de production d'énergie électrique), en éliminant, dans tous les cas et dans la mesure du possible les matières solides transportées par le cours d'eau et en réduisant les pertes de charge à l'entrée de la prise. Un déversoir latéral est adopté dans le cas où la pente du versant est faible.



Figure I-2 Tours de prise du barrage de Hoover, Nevada



- **Equipements de circulation** : On distingue plusieurs types d'équipement qui permettent la circulation :
 - Les barrages sont équipés de galeries permettant l'accès aux équipements hydrauliques et électriques et permettant l'auscultation, le contrôle du barrage et le drainage de la fondation.
 - Pour permettre la navigation fluviale, des écluses ou canaux de dérivation peuvent être aménagés (exceptionnellement on peut utiliser des ascenseurs à bateaux pour de fortes dénivellations).
 - Pour favoriser la circulation des poissons migrateurs (saumons), on équipe les barrages de passes à poissons (canaux à faible vitesse d'écoulement).
 - Il est très fréquent que les barrages soient utilisés comme voie de circulation en crête, on équipe donc le sommet d'une chaussée et des dispositifs usuels de sécurité [4].

- **La vidange de fond** : Il s'agit avant tout d'un équipement de sécurité, elle se présente sous la forme de prises d'eau situées à un point bas du barrage permettant la vidange pour l'entretien. Pour éviter la cavitation, qui entraînerait une érosion importante des conduites, on utilise des formes très progressives et des parois les plus lisses possibles (blindages métalliques). En sortie, on cherche à réduire la vitesse de l'écoulement par élargissement des conduites et éventuellement projection dans l'air.



Figure I-3 Vidage de fond du barrage de Cushman, Washington



- **Equipements hydroélectriques** : les équipements hydroélectriques peuvent se décomposer en 3 parties :
 - Une partie d'équipement hydraulique concernant la circulation de l'eau.
 - Une partie qui transforme l'énergie (turbine, alternateur)
 - Une partie électrique concernant la transformation et le transport de l'électricité.

Les prises d'eau doivent être convenablement protégées (criblage, dessablage) pour éviter la dégradation des équipements. Les conduites forcées doivent être très résistantes avec des parois très lisses pour limiter les pertes de charge et les cavitations. L'ensemble des équipements hydrauliques est équipé de vannes et de dispositifs de régulation des pressions et des débits.

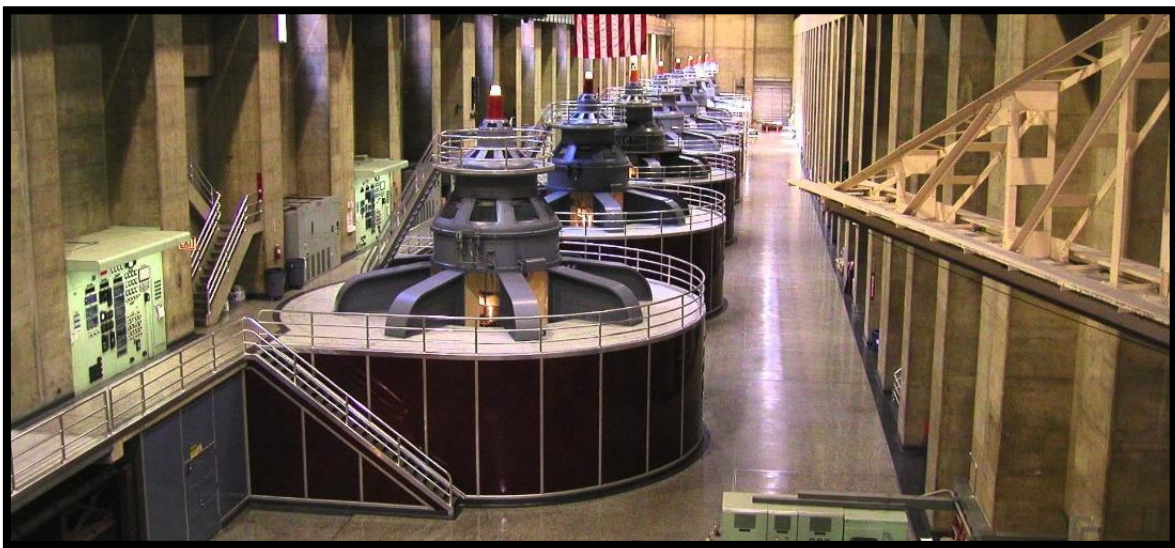


Figure I-4 Centrale hydroélectrique du barrage de Hoover, Nevada

I.1.5 Les types de barrage

De par leur grande diversité, les barrages sont sujets à de nombreuses classifications qui se basent essentiellement soit, sur l'utilisation de l'ouvrage (irrigation, production d'électricité...), sur la capacité de la retenue ou sur le type de matériaux utilisés.

Par ailleurs, cette dernière classification nous permet de simplifier toute la variété de ces ouvrages en deux grandes familles : les barrages en terre et les barrages en béton.

I.1.5.1 Les barrages en terre

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

Ils sont particulièrement adaptés aux sites présentant des qualités de terrain médiocre. La stabilité propre du barrage est assurée par le poids du massif de terre.



En général, ces barrages présentent des répartitions de charge qui les rendent compatibles avec les supports compressibles. Par ailleurs, leur souplesse permet une adaptation aux déformations et tassements des supports. Par contre, les volumes à mettre en œuvre deviennent rapidement très importants.

Cette famille regroupe plusieurs catégories :

- Les barrages en terre homogènes, constitués de matériaux étanches.
- Les barrages à zones avec masque amont ou noyau central assurant l'étanchéité.
- Les barrages en matériaux perméables (sable, grave, cailloux, tout-venant) munis d'un dispositif d'étanchéité artificielle.

Les différences proviennent des types de matériaux utilisés, et de la méthode employée pour assurer l'étanchéité.

I.1.5.1.1 Les barrages en terre homogènes

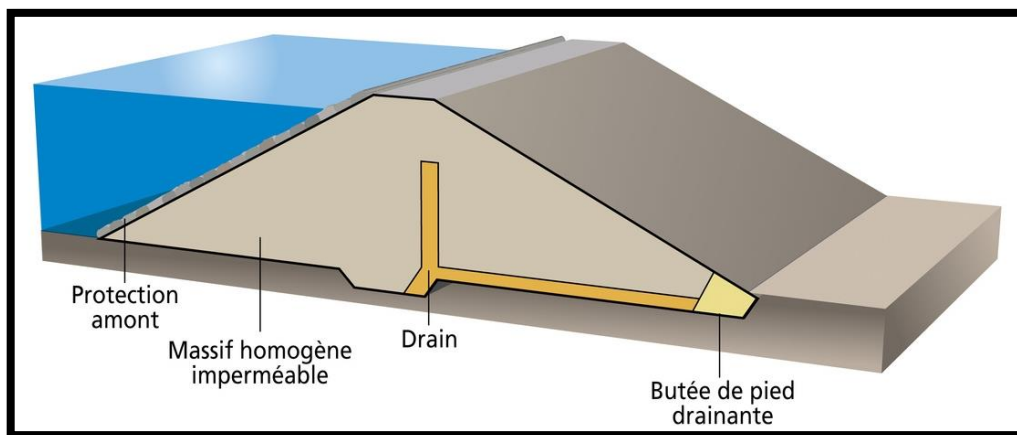


Figure I-5 Schéma d'un barrage en terre homogène

Un barrage est qualifié d'homogène lorsqu'il est réalisé avec un seul matériau en terre compacté (argile, limon) [4].

La stabilité des parements amont et aval sera assurée par des talus dont la pente est fixée par les conditions mécaniques du massif et de ses fondations. Quant à l'étanchéité du barrage, elle sera garantie par l'épaisseur du massif et l'imperméabilité du matériau.

I.1.5.1.2 Les barrages à noyau

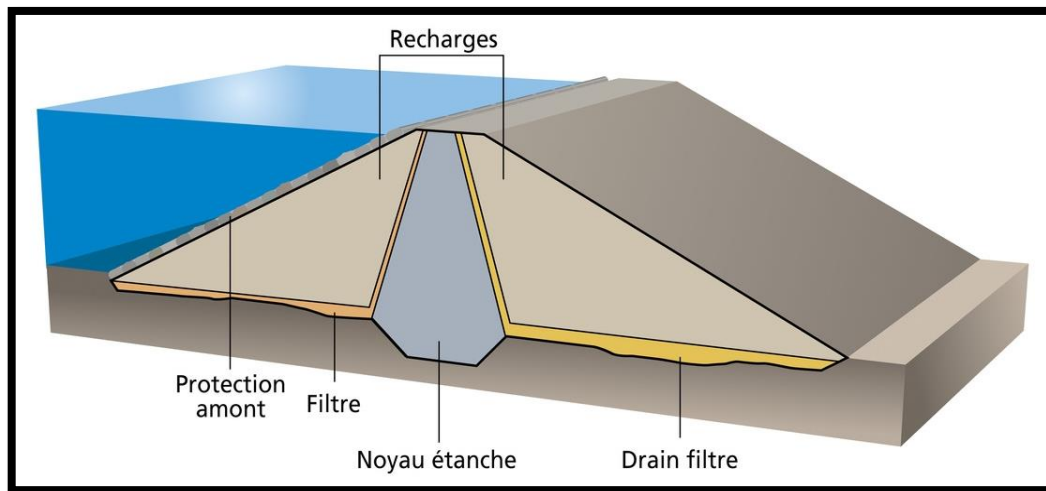


Figure I-6 Schéma d'un barrage à noyau

Également appelés « barrages zonés », les barrages à noyaux ont la particularité d'être constitués de zones de caractéristiques variables réalisées autour d'un noyau. Le fait d'opter pour cet arrangement nous permet de séparer les fonctions d'étanchéité et de résistance, de manière à ce que le noyau soit constitué d'un matériau imperméable (argile) et les recharges (amont ou aval) quant à elle seront construites avec des sols perméables. Ces derniers réduisent considérablement l'effet des gradients hydrauliques sur la stabilité des talus et permettent par conséquent d'avoir de plus fortes pentes [4].

Tableau I-1 Liste des avantages et inconvénients des barrages en terre et des barrages à noyau

Avantages	Inconvénients
Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain	Mise en place de grands volumes de matériaux
Peu susceptible aux tassements et aux séismes	Le remblai du noyau en argile est influencé par les conditions atmosphériques (climat, pluie)
Petite à moyenne fouille, la digue n'est pas forcément fondée sur un rocher sain	-
La compression du sol est faible	-
Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation ou du noyau est faible	-

I.1.5.1.3 Les barrages à masques

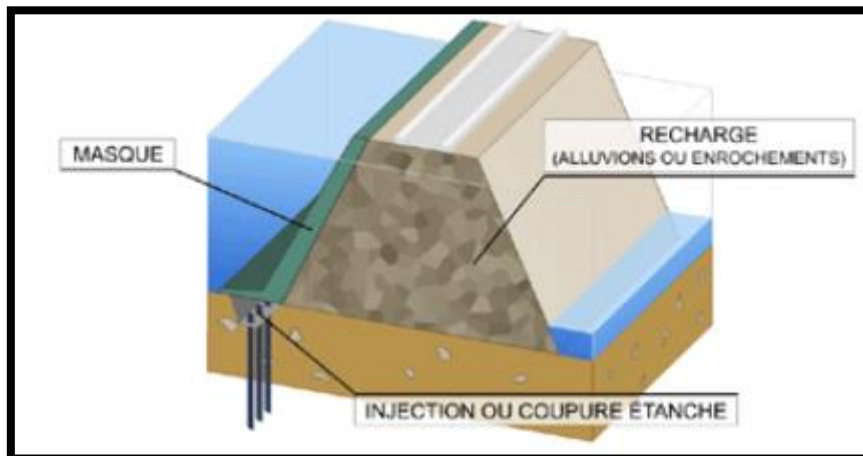


Figure I-7 Schéma d'un barrage à masque amont

Fondamentalement, ce type d'ouvrage est constitué d'un amas d'enrochements à grande échelle. Le matériau constituant le barrage n'a pas de propriété particulière d'imperméabilité, la caractéristique recherchée est la stabilité mécanique. Les blocs peuvent atteindre des dimensions voisines du mètre. Ils sont mis en place par un compactage puissant afin de limiter les problèmes de tassements différés.

La fonction de rétention de la structure est obtenue par un masque mince et étanche construit sur le parement amont. On utilise de plus en plus des membranes synthétiques (géomembranes) le plus souvent soudées, ou des revêtements en béton bitumineux. Les revêtements en béton armé sont pratiquement abandonnés [4].

Tableau I-2 Liste des avantages et inconvénients des barrages à masque

Avantages	Inconvénients
Le corps du barrage est très flexible et adaptable aux conditions du terrain.	Mise en place de grands volumes de matériaux.
Les tassements limités sont tolérables.	Le gradient est très élevé près de la connexion entre le masque et le rocher (plinthe).
Pas très susceptible au séisme. Au-dessous du masque, un système de drainage performant est nécessaire à cause de la fissuration.	-
Le masque doit être connecté au rocher (directement ou par une para-fouille).	-
La compression du sol est faible.	-



I.1.5.2 Les barrages en béton

Les barrages en béton ont connu une certaine désaffection en raison de leur volume et de leur coût relatif, jusqu'au développement récent de la technique du Béton Compacté au Rouleau (BCR) qui leur a donné une nouvelle jeunesse depuis 1980. Par ailleurs, ils présentent, quel que soit leur mode de construction, une solution attrayante lorsqu'il faut intégrer au barrage des structures relativement importantes, comme une usine hydroélectrique, un gros évacuateur de crues, une écluse, etc.

Cette famille regroupe plusieurs catégories :

- Les barrages à voûtes, ou à voûtes multiples.
- Les barrages à contrefort.
- Les barrages poids.

I.1.5.2.1 Les barrages voûtes

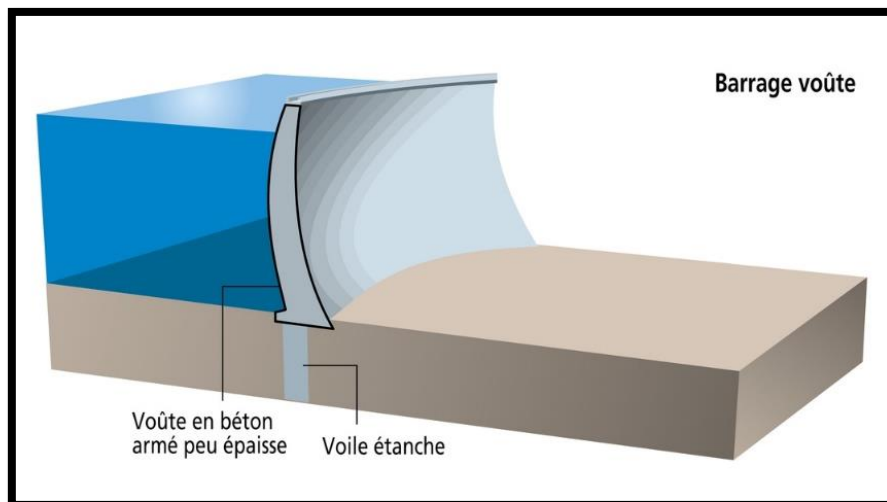


Figure I-8 Schéma d'un barrage voûte

Un barrage voûte est une structure dont la forme est dessinée de façon à transmettre les efforts de poussée de la retenue vers les rives.

Ils sont constitués d'une coque en béton à simple ou double courbure. Les barrages voûtes trouvent leur place idéale dans les sites relativement étroits appelés « verrous » (ratio largeur en crête/hauteur inférieur à 4), lorsque la qualité des fondations est excellente, surtout sur les rives.

La courbure de la voûte permet de reporter les efforts de pression sur les appuis de rive, tout en conservant une paroi comprimée. Une première approche, très grossière, de dimensionnement consiste à considérer une superposition d'arcs supposés indépendants. La contrainte dans le béton est généralement de l'ordre de 5 MPa afin de limiter les problèmes de déformations aux ancrages.

Dans un schéma simplifié, c'est une superposition d'arcs horizontaux chargés chacun à leur extrados par la pression de l'eau p correspondant à leur profondeur.

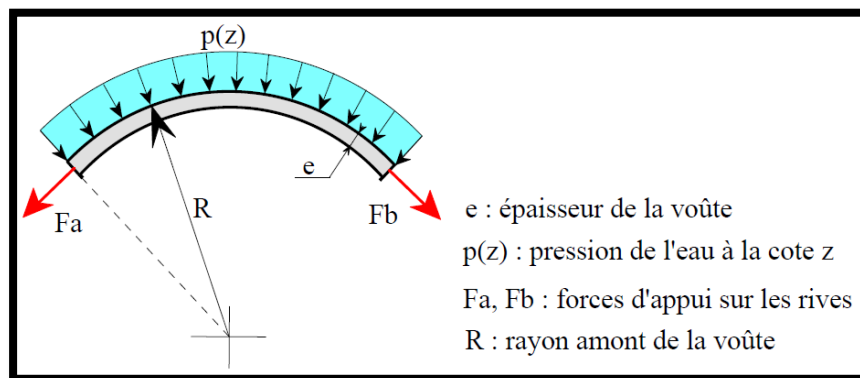


Figure I-9 résultantes des forces appliquées sur les rives [4]

La définition de la géométrie de ces ouvrages est toujours analytique ; le recours à des définitions paraboliques ou spirales améliore quelque peu l'homogénéité des champs de contraintes. La complexité croissante des formes permet un meilleur usage du béton de masse, obtenu à l'issue d'un processus d'optimisation de forme [3].

Tableau I-3 Liste des avantages et inconvénients des barrages voûte

Avantages	Inconvénients
Le volume du béton est faible.	Les contraintes sont importantes dans le béton et dans le rocher.
La fouille est assez petite.	Les forces sont transmises obliquement dans les appuis.
La résistance au séisme est haute.	Moyen risque de tassements.
Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles (la surface de la fondation est petite).	L'échauffement du béton par la prise du ciment est à considérer.
-	L'intégration de l'évacuateur de crues (grands débits) dans le barrage est difficile.
-	Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est très grand.
-	Les sous-pressions dans les fissures du rocher peuvent provoquer des glissements d'appuis.



I.1.5.2.2 Les barrages poids à contreforts

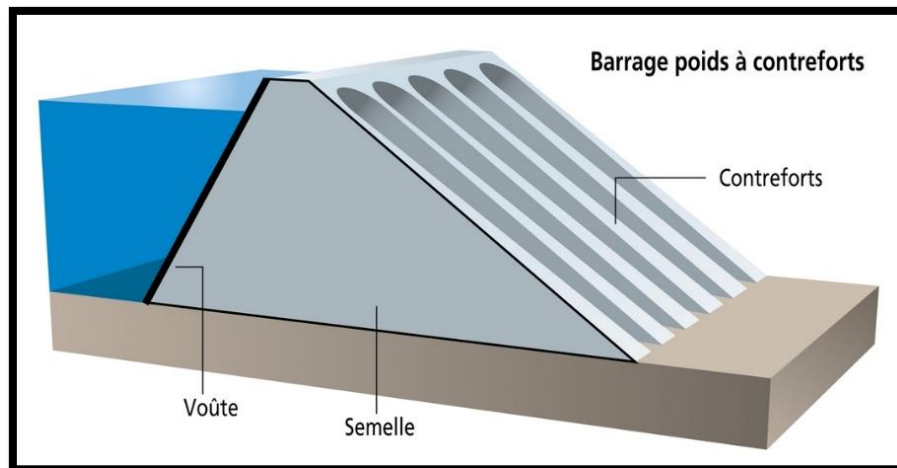


Figure I-10 Schéma d'un barrage à contrefort

Les contreforts en béton de forme triangulaire supportent en principe des voûtes de faible portée ou des dalles planes qui transmettent la poussée de l'eau vers le sol. Ces barrages nécessitent moins de béton (20 à 25 % de moins) que les barrages poids et n'exigent pas de vallée étroite comme les barrages voûtes. Il est néanmoins nécessaire que le rocher soit de bonne qualité. Dans de telles structures, le parement amont (dalles ou voûtes) doit être incliné de l'ordre de 0.3/1 (rapport de l'horizontale / la verticale) pour profiter de la composante verticale stabilisatrice de la poussée de l'eau. Les coffrages sont plus complexes à réaliser. L'influence des variations thermiques sur les fondations est importante [4].

Tableau I-4 Liste des avantages et inconvénients des barrages à contrefort

Avantages	Inconvénients
Les contraintes transmises par la fondation au rocher sont moyennes.	Très susceptible au séisme. La résistance à l'accélération latérale est presque non existante.
Les sous-pressions au niveau de la fondation sont faibles.	La fouille est importante.
Le volume du béton est faible.	Le gradient des sous-pressions au niveau de la fondation est localement très élevé.
Les risques de tassements sont moyens.	Les contraintes dues au gradient de température peuvent devenir importantes à la tête du contrefort.
L'échauffement du béton est faible.	-



I.1.5.2.3 Les barrages poids

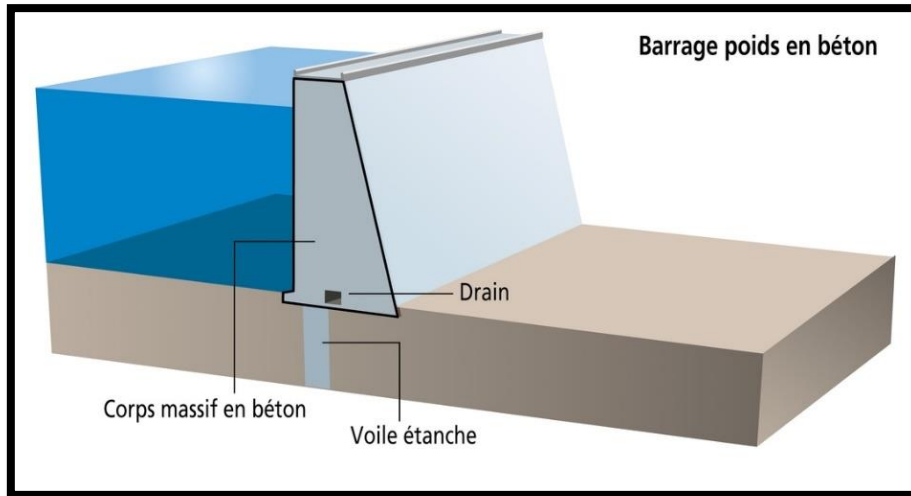


Figure I-11 Schéma d'un barrage poids

Les barrages poids sont dimensionnés de façon à ce que leurs charges (poids et pression hydrostatique) s'opposent l'une à l'autre, on ajoute à cela la stabilité vis à vis des sous-pressions et de la poussée des sédiments.

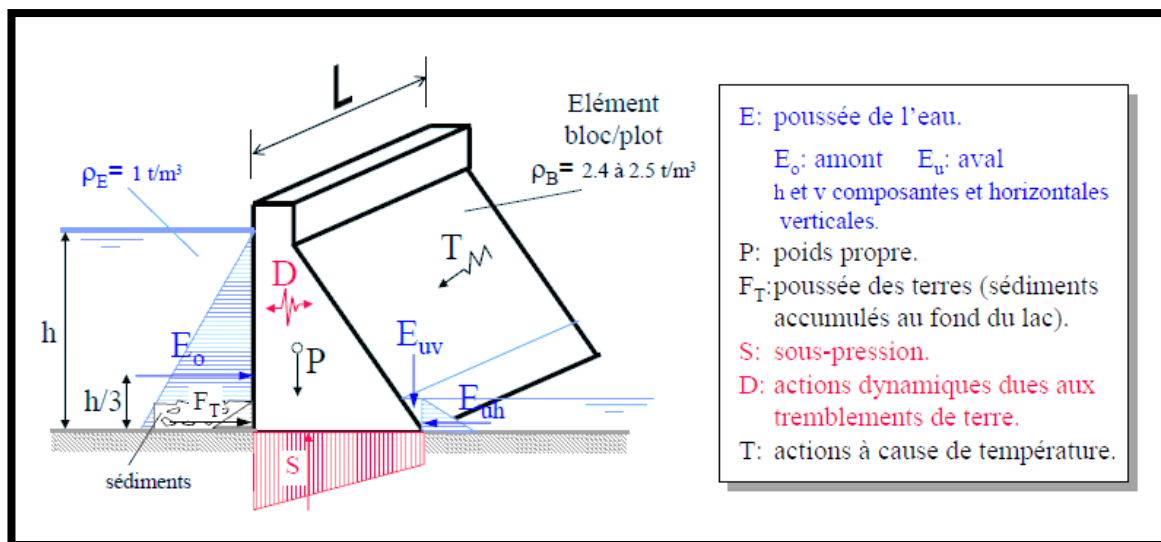


Figure I-12 Bilan des forces appliquées sur un barrage poids [5]



Ils sont réalisés en béton non armé généralement en béton conventionnel vibré (BCV) ou en béton compacté au rouleau (BCR). Ce dernier est très peu dosé pour réduire les phénomènes thermiques lors de la prise du béton.

Le barrage est découpé en plots verticaux pour gérer les problèmes de retrait thermique. Des étanchéités entre les plots sont mises en œuvre avant le remplissage de la retenue. Un voile d'étanchéité par injection dans la fondation et un drainage du rocher et du corps du barrage améliore les conditions de stabilité [5].

Le concepteur peut être amené à approfondir les excavations au droit du parement amont, de façon à réaliser un para fouille qui augmente la longueur des cheminements d'eau éventuels et permet de s'encastrier dans des couches profondes, plus étanches en général que la surface.

Ce para fouille est complété, ou souvent remplacé par un voile d'injection de ciment destiné à constituer un voile étanche face à l'eau et parfaire la liaison du béton au rocher. L'importance du voile d'injection et la façon de le réaliser sont essentiels et dépendent des conditions locales : nature du terrain, hauteur de l'ouvrage [6].

Tableau I-5 Liste des avantages et inconvénients des barrages poids

Avantages	Inconvénients
Faibles contraintes dans le béton.	Les sous-pressions sont importantes dans la fondation.
Faibles contraintes transmises au rocher.	Moyen risque de tassement.
Les variations de températures ne produisent que de faibles variations de contraintes.	Le volume du béton est important (pour le barrage-poids évidé, il est plus faible).
L'évacuateur de crue peut facilement être combiné avec le barrage (diriger les crues directement par dessous).	Le volume d'excavation de la fouille est important.
Le gradient des sous-pressions à travers la fondation est faible.	Fragilité au séisme (si les joints entre les blocs ne sont pas injectés).
-	L'échauffement du béton par la prise du ciment est assez problématique.

I.1.6 Critères de choix

La construction d'un barrage nécessite des études préliminaires approfondies qui prennent en considération plusieurs facteurs essentiels et permettent d'opter pour un des types de barrage évoqué dans le chapitre précédent. On distingue principalement les facteurs rappelés ci-après [7].

- **La topographie** : un site de barrage, au sens topographique, se place sur le resserrement d'une vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible de constituer un réservoir. La forme du site proprement dit influe sur le choix du type de barrage ; on peut réduire cette forme à deux caractéristiques [3] :
 - La largeur relative (L/H) : qui varie en pratique de 1 à 4, parfois plus.
 - La forme de la vallée qui peut être en U ou en V.

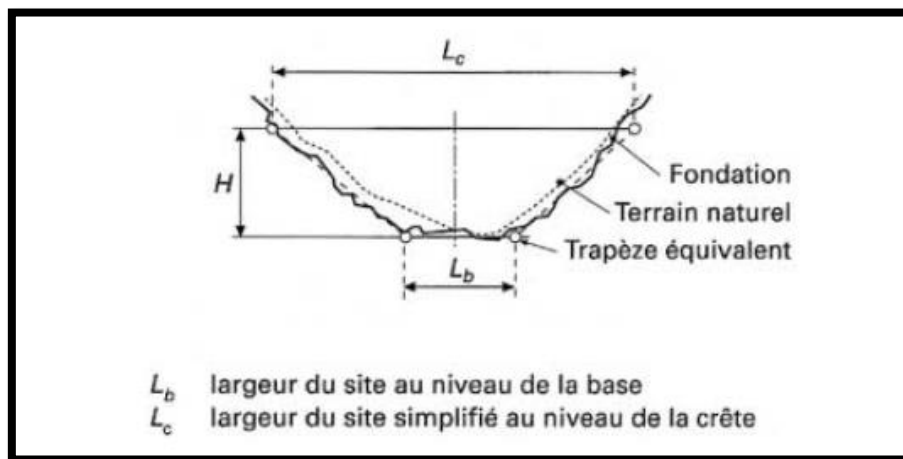


Figure I-13 Géométrie simplifiée d'un site de barrage

- **Le séisme** : sur la base d'une étude déterministe ou probabiliste, la sismicité du site influencera le choix du barrage. Les types les plus résistants aux sollicitations dynamiques sont les barrages voûtes de par leur hyperstaticité et les barrages en enrochement à noyau central argileux qui peuvent supporter de grandes déformations. Les barrages poids présentent une faible résistance aux sollicitations horizontales.
- **La géologie** : la construction d'un barrage requiert un massif avec des propriétés idéal en termes de résistance et d'étanchéité, distingue grossièrement trois types de massif [8] :
 - **Rocher de mauvaise qualité** : le module d'élasticité est inférieur à 4000 MPa ($E_R < 4000$ MPa), sur ce type de terrain le creusement de galeries de reconnaissance requiert des mesures de soutènement particulières telle que les cintres métalliques ou le béton projeté.



Les barrages en terres sont particulièrement adaptés à ce genre de support compressible.

- **Rocher de moyenne qualité** : le module d'élasticité est compris entre 4000 et 8000 MPa ($4000 \text{ MPa} < E_R < 8000 \text{ MPa}$), le rocher présente de bonnes caractéristiques et le creusement de galeries de reconnaissance ne requiert presque pas de mesure de soutènement. Tous les types de barrages sont compatibles, sauf les barrages voûtes qui nécessitent des appuis d'ancrage d'excellentes qualités
- **Rocher de bonne qualité** : Le module d'élasticité est supérieur à 8000 MPa ($E_R > 8000 \text{ MPa}$), le creusement de galerie de reconnaissance ne nécessite pas de mesure de soutènement. Ce type de terrain est préconisé pour les barrages voûtes.



I.2 Surveillance vibratoire

I.2.1 Introduction

La surveillance de l'état de santé des ouvrages, plus couramment désigné par l'abréviation SHM (Structural Health Monitoring) fournit la méthodologie qui permet d'évaluer l'état d'une structure, à n'importe quel instant de sa vie.

Elle a pour ambition de fournir un diagnostic des différentes parties d'un ouvrage, tel que l'ensemble de ces parties traduisent le comportement global de la structure, et éventuellement, de donner un pronostic sur la durabilité de la structure.

Il s'agit de contrôles non destructifs dont la vocation est d'analyser une information émise par la structure (déformation, vibration, température, humidité...). L'information est collectée au moyen d'une instrumentation dédiée (accéléromètre, fibre optique...).

Il existe différentes méthodes de surveillance :

- Les méthodes vibratoires
- Les méthodes acoustiques ou méthodes ultrasoniques
- Les méthodes de champ magnétique basées sur les courants de Foucault
- La radiographie
- Les méthodes de champ thermique
- Mesure de déplacements basés sur le GPS
- etc.

I.2.2 Avantages de la surveillance des structures

Le system SHM vise à accroître les connaissances sur le comportement dynamique linéaire et non linéaire des structures afin de développer des stratégies précises d'analyse pour l'évaluation de la sécurité, en particulier, la surveillance structurelle des ouvrages situées dans des zones sismiques. Il nous donne la possibilité d'effectuer une estimation rapide et objective des dommages survenus sur des structures juste après un événement sismique.

La surveillance de structures en utilisant des systèmes SHM permet une utilisation optimale de la structure pour éviter les dommages catastrophiques dus au dépassement des charges limites que la structure peut supporter. Elle donne aussi au constructeur un diagnostic complet qui contient les défauts de construction afin d'améliorer ses produits.

Elle permet aussi de minimiser les temps d'arrêt et réduire le travail de maintenance, ainsi que l'implication humaine, et par conséquent réduire les erreurs lors de maintenance.



L'intérêt économique est plus fort, principalement pour les exploitants. En effet, pour les structures avec des systèmes SHM, les avantages envisagés sont des coûts de maintenance et une fiabilité constante, au lieu d'augmenter les coûts de maintenance et de diminuer la fiabilité des structures classiques sans SHM [1].

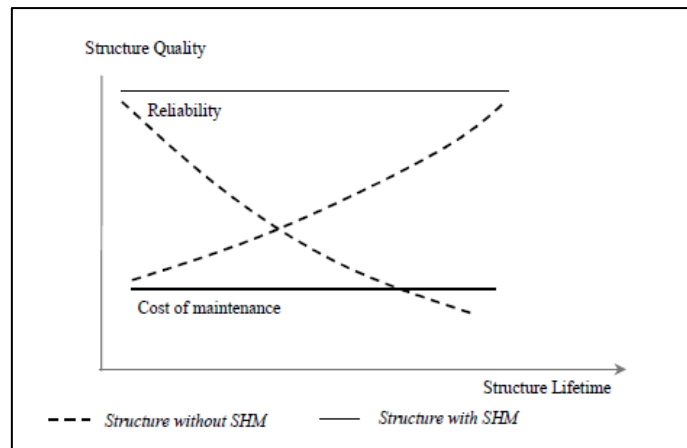


Figure I-14 Avantage de SHM pour les Maîtres d'ouvrage

La surveillance peut aider à gérer les risques de sécurité pendant la construction, car les structures inachevées sont généralement vulnérables et exposées aux accidents et aux dangers. À titre d'exemple, il y a des cas où des ponts majeurs ont subi des actions de vent ou des tremblements de terre pendant la construction, et la surveillance a fourni des informations pour répondre rapidement aux changements dans l'état et la géométrie des systèmes structuraux inachevés [9].

Pour les structures situées dans des zones sismiques, la SHM a pris une place très importante de par sa capacité à fournir des informations utiles sur l'état de santé des structures stratégiques et des infrastructures en temps utile. La SHM présente également la possibilité d'effectuer une estimation rapide et objective des dommages survenus sur les structures juste après un événement sismique [10].

I.2.3 Surveillance vibratoire

Ces méthodes partent du principe que le comportement vibratoire d'une structure est directement corrélé à ses propriétés intrinsèques, notamment sa rigidité, sa masse et son amortissement.

Les méthodes vibratoires consistent à enregistrer la réponse dynamique d'une structure sous l'effet d'une excitation forcée ou naturelle à l'aide d'une instrumentation dédiée.

La réponse vibratoire ainsi obtenue nous permet d'extraire les propriétés dynamiques de la structure (fréquences propres, déformées modales et coefficient d'amortissement) à l'aide de technique d'analyse modale.

Des méthodes d'analyse vibratoire permettent par la suite de comparer les propriétés dynamiques de la structure de référence (saine) par rapport aux propriétés de la structure endommagée [1].



I.2.3.1 Excitation des structures

En surveillance vibratoire, les mouvements mesurés sur une structure nous permettent d'évaluer son comportement dynamique. Le mouvement vibratoire de la structure est dû à des excitations forcées ou naturelles [11].

I.2.3.1.1 Vibrations forcées

Également appelé « input-output », la méthode consiste à exciter la structure de manière artificielle, typiquement en utilisant des machines tournantes, des agitateurs mécaniques, des essais d'impact ou des chutes de masses.

La connaissance et le contrôle de la fonction d'excitation permettent de supprimer les effets dus au bruit extérieur lors de l'enregistrement d'un signal.

Le principal inconvénient de la méthode est que les tests d'excitations sont effectués en dehors des conditions d'utilisation normales de la structure et ne permettent donc pas une surveillance continue de l'ouvrage.

Tableau I-6 Avantages et inconvénients des méthodes « input-output »

	Avantages	Inconvénients
Essai d'impact au marteau	Peu couteux	Beaucoup de bruit dans le signal
	Portable	Pas de contrôle sur le contenu fréquentiel
	Facilité de réalisation	-
Chute de masse	Contrôle de l'amplitude	Pas adapté pour une surveillance continue
	Peu couteux	Sensible au bruit
	Contenu fréquentiel compris entre 1 Hz et 20 Hz	-
Agitateur mécanique Machine tournante	Peut atteindre de hautes fréquences d'excitations (1.5 Hz - 100 Hz)	Très couteux
	-	Difficile à installer et à déplacer
	-	Basses fréquence difficilement excitable



I.2.3.1.2 Vibration Ambiante

Les vibrations ambiantes ou naturelles « output-only » utilisent les forces et mouvements de l’environnement afin de mesurer la réponse d’une structure.

Dans le cas d’un barrage, ces excitations ambiantes peuvent être dues au vent, aux mouvements de l’eau ou au bruit de fond sismique qui a la particularité d’être un bruit blanc.

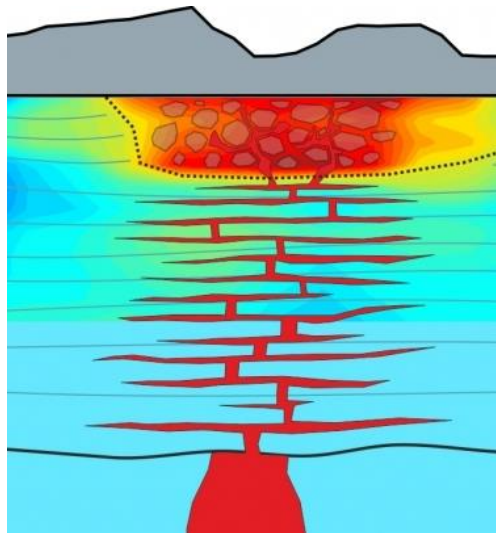


Figure I-15 Bruit de fond sismique induit par le mouvement des couches sous-jacentes

De nos jours, les excitations ambiantes sont devenues le seul moyen pratique de réaliser des tests dynamiques sur les barrages, de par leur faible coût d’exécution, mais également car les forces ambiantes sollicitent la structure dans sa globalité et durant son utilisation normale.

Tableau I-7 Avantages et inconvénients des méthodes « output-only »

	Avantages	Inconvénients
Vibration ambiante	Adapté à une surveillance continue	Limité à des excitations à faible fréquence (≤ 1 Hz)
	Très peu couteux	L’amortissement de la structure est difficilement extrait
	Applicable pour la majorité des structures	Impossible de contrôler l’amplitude d’excitation



I.2.3.2 Niveaux de détections

Rytter [12] a classé les méthodes de surveillance en quatre niveaux, suivant le type d'information susceptible d'être obtenue.

Le niveau I permet de détecter la présence d'un endommagement au sein de la structure, tandis que le niveau II fournit le ou les emplacements éventuellement endommagés.

Au niveau III, l'étendue des endommagements est évaluée, par conséquent, un modèle paramétrique susceptible d'évoluer dans le temps est nécessaire pour les décrire. En général noté θ_d , ce paramètre peut caractériser la longueur d'une fissure, la taille d'un délaminage, une diminution de la rigidité locale ou encore une perte de masse.

Il convient de mentionner que la détermination du type d'endommagement est parfois incluse comme une étape supplémentaire entre les niveaux II et III.

Le niveau IV est le plus élevé et le plus sophistiqué, car il a pour ambition de donner un pronostic sur la durée de vie restante. Cela nécessite de prendre en considération tous les niveaux précédents, et d'y combiner des modèles d'endommagement continus locaux ou des modèles de mécanique de la rupture, qui sont capables de décrire l'évolution des endommagements ou la croissance des fissures dues à la fatigue [1].

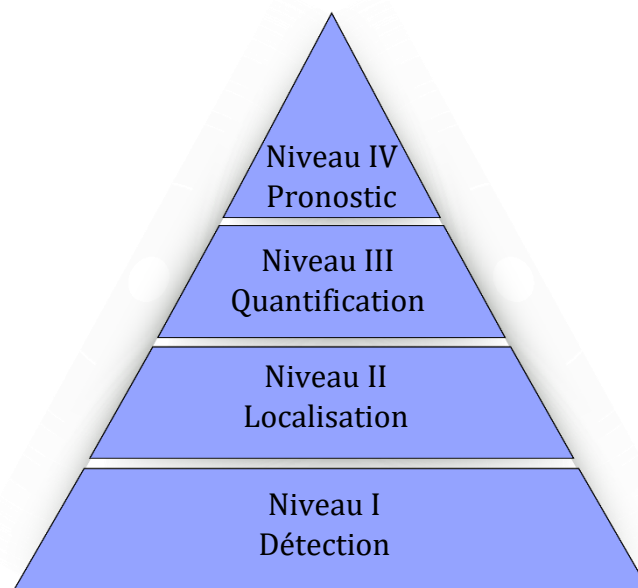


Figure I-16 Schéma des 4 niveaux de détection de l'endommagement dans le SHM



I.2.3.3 Capteurs et acquisition des données

Les capteurs sont des appareils qui ont le rôle de convertir les vibrations mécaniques en signal électrique. Il existe plusieurs types de capteurs qui sont classés suivant les grandeurs physiques mesurées.

La figure ci-dessous montre un schéma électrique d'un capteur de vitesse.

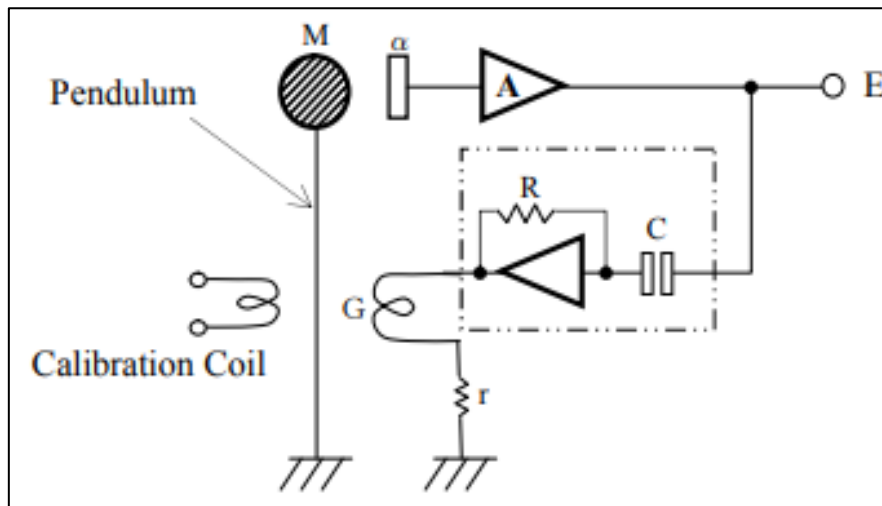


Figure I-17 schéma électrique d'un sismomètre

M : Représente la masse du pendule (gr),

α : Sens du détecteur de déplacement de type capacitif,

R : La résistance (Ω), C : La capacité (F),

G : Coefficient électromagnétique (A/G),

E : La vitesse obtenue en sortie,

$$E = \frac{Mr}{GCR}$$

La sensibilité du capteur est déterminée par ces éléments composites.



I.2.3.4 Méthodes de traitement de signal

- **La transformation en ondelettes :** elle peut se concevoir comme une extension de la transformation de Fourier sur une fenêtre ajustable en position et en taille. Elle permet ainsi une analyse temps-fréquence du signal en le décomposant en une somme de fonctions issues de la translation (information en temps) et de la dilatation (information en fréquence) d'une même fonction oscillante dite ondelette mère. Il est alors possible de déceler les irrégularités du signal grâce à la bonne résolution à la fois en temps et en fréquence.
- **L'ajustement de courbe :** cette méthode est basée sur l'ajustement de la courbe des fonctions de transfert obtenues par l'analyse dynamique. L'ajustement de courbe est une technique d'analyse d'une courbe expérimentale, consistant à construire une courbe à partir de fonctions mathématiques et d'ajuster les paramètres de ces fonctions pour se rapprocher de la courbe mesurée.
- **La décomposition du domaine fréquentiel :** les densités spectrales de puissance d'un système sont évaluées en effectuant une décomposition en valeurs singulières de la matrice spectrale de réponse. Les densités spectrales sont décomposées dans les contributions des différents modes d'un système.
- **La transformée de Fourier rapide :** Ce célèbre algorithme a été inventé par Cooley et Tukey, ingénieurs dans le centre de recherche d'IBM au début des années 1960. Cette méthode est la manière la plus efficace de transformer un signal discrétisé.



I.2.4 Méthodes de détection

Chaque structure en Génie Civil possède ses propres paramètres modaux (fréquences propres, amortissement, déformée modale...) intrinsèques et indépendantes des excitations externes. L'apparition de dommages dans une structure provoque un changement de ces paramètres, par conséquent plusieurs méthodes ont été évaluées pour quantifier ces variations, entre l'état sain et endommagé, afin de détecter et de localiser les défauts dans les structures.

I.2.4.1 Méthodes basées sur les paramètres modaux

I.2.4.1.1 Changement des fréquences propres

La détection d'endommagement à l'aide de changement de fréquences propres repose sur l'hypothèse que les fréquences sont des indicateurs sensibles. Les modifications des propriétés structurales conduisent ainsi à des changements des fréquences propres de la structure.

Certains chercheurs ont comparé les fréquences propres des structures intactes et endommagées [13], en utilisant la fréquence naturelle normalisée (Normalized Natural Frequencies NNF) qui représente le rapport entre les fréquences propres de la structure saine et endommagée et qui peut être donnée par :

$$NNF_k = \frac{\omega_{k,0}}{\omega_{k,d}}$$

$\omega_{k,0}$ et $\omega_{k,d}$ Représentent les pulsations propres du mode k de la structure saine et endommagée

D'autres chercheurs ont proposé l'utilisation du changement des fréquences propres

$$\Delta f_k = \left| \frac{f_{k,0} - f_{k,d}}{f_{k,0}} \right|$$

Δf_k Nous donne un pourcentage de changement de fréquence propre, qu'il peut être très faible et inférieur à 1% pour des petites fissures.

En utilisant des résultats numériques et des mesures, Fox a montré que le changement des fréquences propres et peut être sensible [13].

I.2.4.1.2 Changement de l'amortissement

Le facteur d'amortissement augmente proportionnellement avec la sévérité de défaut dans la structure. Modena et al. ont indiqué que l'utilisation de l'évolution de l'amortissement permet la détection de fissures indétectables par l'évaluation du changement des fréquences.



Certaines études, ont montré que le coefficient d'amortissement est instable, et cela peut influencer sa fiabilité lors de la détection des défauts.

D. Zonta a utilisé les paramètres modaux afin de détecter une fissure dans une dalle précontrainte. La figure suivante montre les résultats pour un changement d'amortissement [13].

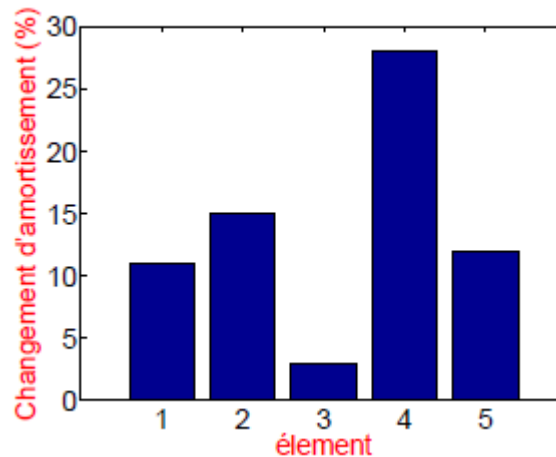


Figure I-18 Changement d'amortissement modal : fissure sur l'élément

I.2.4.1.3 Changement des déformées modales

La variation entre deux modes peut être utilisée pour la détection et la localisation des endommagements en utilisant des algorithmes statistiques tels que le MAC, COMAC, MSF, qui sont basés sur la combinaison des paramètres modaux d'une structure correspondant à plusieurs états.

Une comparaison modale n'a de sens que pour les modes qui se correspondent. Par conséquent, savoir quel mode correspond le mieux à l'autre est une étape essentielle avant toute comparaison.

La comparaison modale se fait dans les cas suivants :

- Formes de mode mesurées par rapport aux vecteurs déterminés par un modèle analytique.
- Estimations du même vecteur modal d'essai obtenu à partir de différents emplacements d'excitation.
- Estimations du même vecteur modal obtenu à partir de différents processus d'identification de paramètres modaux utilisant le même test de données.
- Une forme de mode de test avant et après un changement dans la structure physique causé par une modification voulue.



- **Modal Assurance Criterion (MAC)**

Le MAC est l'un des outils les plus populaires pour la comparaison quantitative des vecteurs modaux. Le développement du MAC a été modélisé après le développement du calcul de cohérence ordinaire associé au calcul de FRF.

Le MAC est un indicateur statistique, tout comme la cohérence ordinaire. Cette forme d'analyse de régression linéaire basée sur les moindres carrés, donne un indicateur qui est le plus sensible à la plus grande différence entre les valeurs comparatives et les résultats dans le critère d'assurance modale qui est insensible à de petits changements ou de petites amplitudes. Le MAC a été introduit à l'origine dans les tests modaux en relation avec le MSF (Modal Scale Factor), en tant que facteur performant dans l'évaluation du vecteur modal à partir de différents emplacements d'excitation [14].

Le MAC est calculé comme le produit scalaire normalisé des deux ensembles de vecteurs $\{\varphi A\}$ et $\{\varphi B\}$. Les scalaires résultants sont disposés dans la matrice MAC.

$$MAC_{ik} = \frac{(\phi_{i,A}^T \phi_{k,B})^2}{(\phi_{i,A}^T \phi_{i,A})(\phi_{k,B}^T \phi_{k,B})}$$

Le MAC fournit des valeurs comprises entre 0 et 1. Une valeur de 1 montre une corrélation parfaite entre les deux modes, tandis que 0 signifie qu'il n'y a pas de similarité entre ces deux modes.

- **Co-ordinate Modal Assurance Criterion (COMAC)**

Tandis que le MAC compare deux ensembles de données modales A et B en mode sur tous les degrés de liberté dans le produit scalaire, le COMAC étudie chaque degré de liberté individuel en sommant tous les modes k. La valeur COMAC pour un certain DDL i est :

$$COMAC_k = \frac{(\sum_i \phi_{ki,A}^T \phi_{ki,B})^2}{(\sum_i \phi_{ki,A}^T \phi_{ki,A})(\sum_i \phi_{ki,B}^T \phi_{ki,B})}$$



I.2.4.2 Méthodes basées sur les matrices rigidité et flexibilités

Pandey et Biswas ont suggéré d'utiliser la matrice de flexibilité statique pour afficher les zones endommagées [1]. La matrice de flexibilité peut être écrite comme une superposition de modes :

$$F_0 = \sum_{k=1}^N \frac{1}{\omega_{0,k}^2} \phi_{0,k} \phi_{0,k}^T$$

$$F_d = \sum_{k=1}^N \frac{1}{\omega_{d,k}^2} \phi_{d,k} \phi_{d,k}^T$$

F_0 et F_d Représentent les matrices de flexibilités statiques dans les cas sain et endommagé.

$\phi_{0,k}$ et $\phi_{d,k}$ Étant les modes propres du $k^{\text{ème}}$ mode dans les cas sain et endommagé.

$\omega_{0,k}^2$ et $\omega_{d,k}^2$ Les pulsations propres du mode k dans les cas sain et endommagé.

La différence de la matrice de flexibilité entre l'état sain et l'état endommagé est donnée par :

$$\Delta F = |F_0 - F_d|$$

L'identification de l'emplacement du défaut nécessite de calculer la valeur maximum des maxima des colonnes de la matrices ΔF .

I.2.4.3 Méthodes basées sur l'intelligence artificielle

La difficulté à connaître les différents scénarios d'endommagements réside dans l'incertitude, le bruit et l'insuffisance des informations obtenues (Adeli and Hung, 1995) [11], cela nous amène à chercher des solutions basées sur l'intelligence artificielle.

Un réseau neuronal artificiel est un ensemble d'unités de traitement hautement connectées, appelées neurones ou nœuds. Les neurones sont connectés par des canaux de communication unidirectionnels [1].

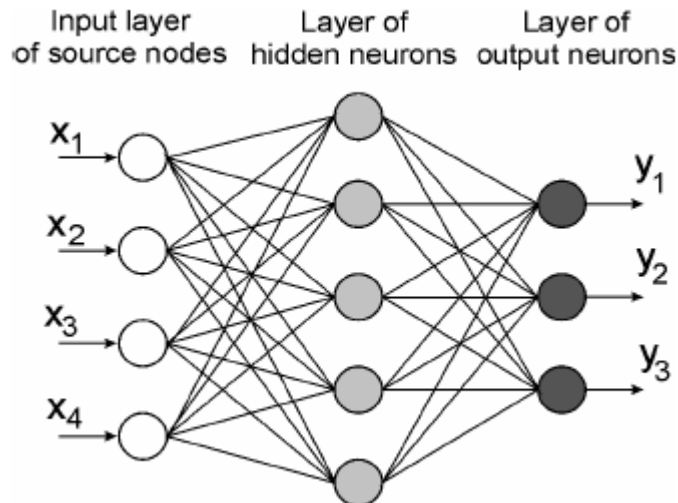


Figure I-19 Un réseau perceptron avec entrée, sortie et une couche cachée

L'idée de base est d'entraîner la machine à prédire l'endommagement à partir des mesures des paramètres dynamiques, en entrant ces données avec les données des endommagements correspondant. Puis les réseaux de neurones seront capables de s'auto-organiser et d'apprendre.

À côté des mesures in situ, nous pouvons introduire des données obtenues à partir d'un modèle numérique représentatif de la structure réelle.

Soit le changement dynamique qui est calculé à partir de la formule :

$$r = \Phi(\theta_d, \theta_e)$$

r Représente le changement des paramètres dynamiques

θ_d Contient des informations sur les paramètres d'endommagements il décrit l'endommagement comme largeur de fissure ou réduction de rigidité

θ_e Contient paramètres environnementaux comme la température.

Le problème inverse devient de la forme :

$$\theta_d = \Phi^{-1}(r, \theta_e) = \Psi(r, \theta_e)$$

θ_d Représente le paramètre d'endommagement qui est résolu par des méthodes classiques d'optimisation ou de régression.

CHAPITRE II

Modélisation numérique



II.1 Introduction

Le présent chapitre concerne l'élaboration des modèles numériques du barrage de Béni-Haroun en utilisant le logiciel de calcul SAP2000® édité par Computers & Structures Inc.

Ces modèles nous ont permis de déduire les caractéristiques intrinsèques du barrage notamment les fréquences propres et les modes de déformation.

A cet effet, plusieurs simulations ont été réalisées. Ces dernières ont été conduites par étapes, en passant dans un premier temps par des modèles 2D en déformations planes suivant les deux cas : avec et sans retenue, par la suite, le passage aux modèles 3D nous a permis de mettre en évidence l'influence de la géométrie rive-rive sur les fréquences propres et les modes de déformation du barrage.

II.2 Présentation du barrage

Le barrage de Béni Haroun est situé à 40 kilomètres au nord de la ville de Constantine et à 350 kilomètres à l'Est d'Alger dans le nord-est de l'Algérie sur l'Oued Kébir. L'ouvrage constitue la clé du projet de transfert des ressources en eaux mobilisées vers les six wilayas : Batna, Kenchela, Mila, Oum El Bouaghi, Constantine et Jijel.



Figure II-1 Vue aérienne du barrage de Béni-Haroun

Avec un bassin versant d'un milliard de mètre cube il est considéré comme le plus grand complexe hydraulique en Algérie. Il est destiné à l'alimentation en eau potable de la ville de Mila et de Constantine, la retenue permet également l'irrigation d'environ 30000 hectares dans les plaines de Teleghma, Chemoura et Tafouna.



Figure II-2 vue en plan du barrage de Béni-Haroun

II.3 Géométrie du barrage

Le barrage de Beni-Haroun présente une coupe type quasi triangulaire avec une largeur maximale à sa base de 92 m et une hauteur maximale sur fondation de 118 m hors évacuateur de crue,

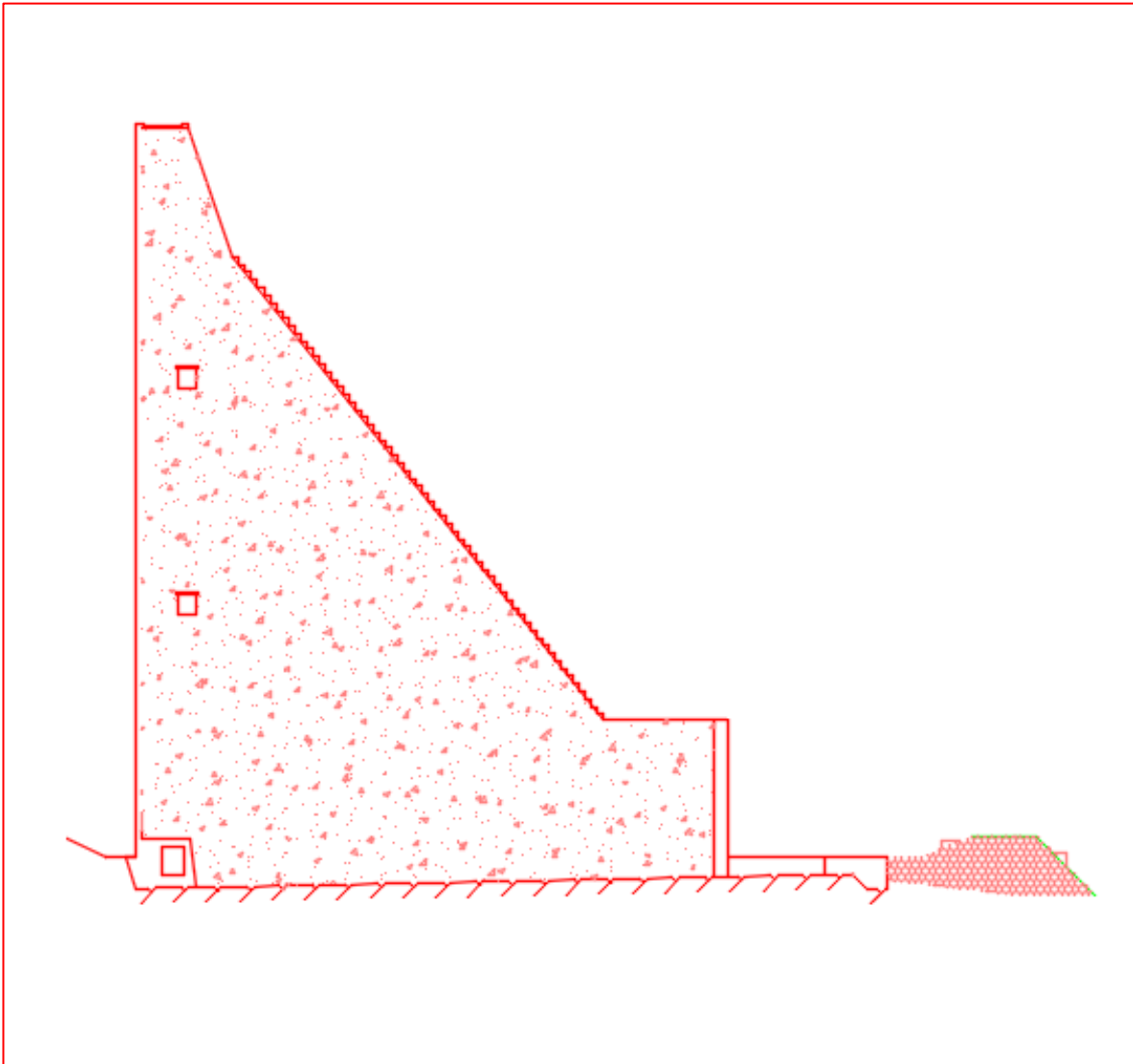


Figure II-3 Coupe transversale du barrage de Béni-Haroun hors évacuateur de crue

La section évacuatrice possède une hauteur de 102 m.

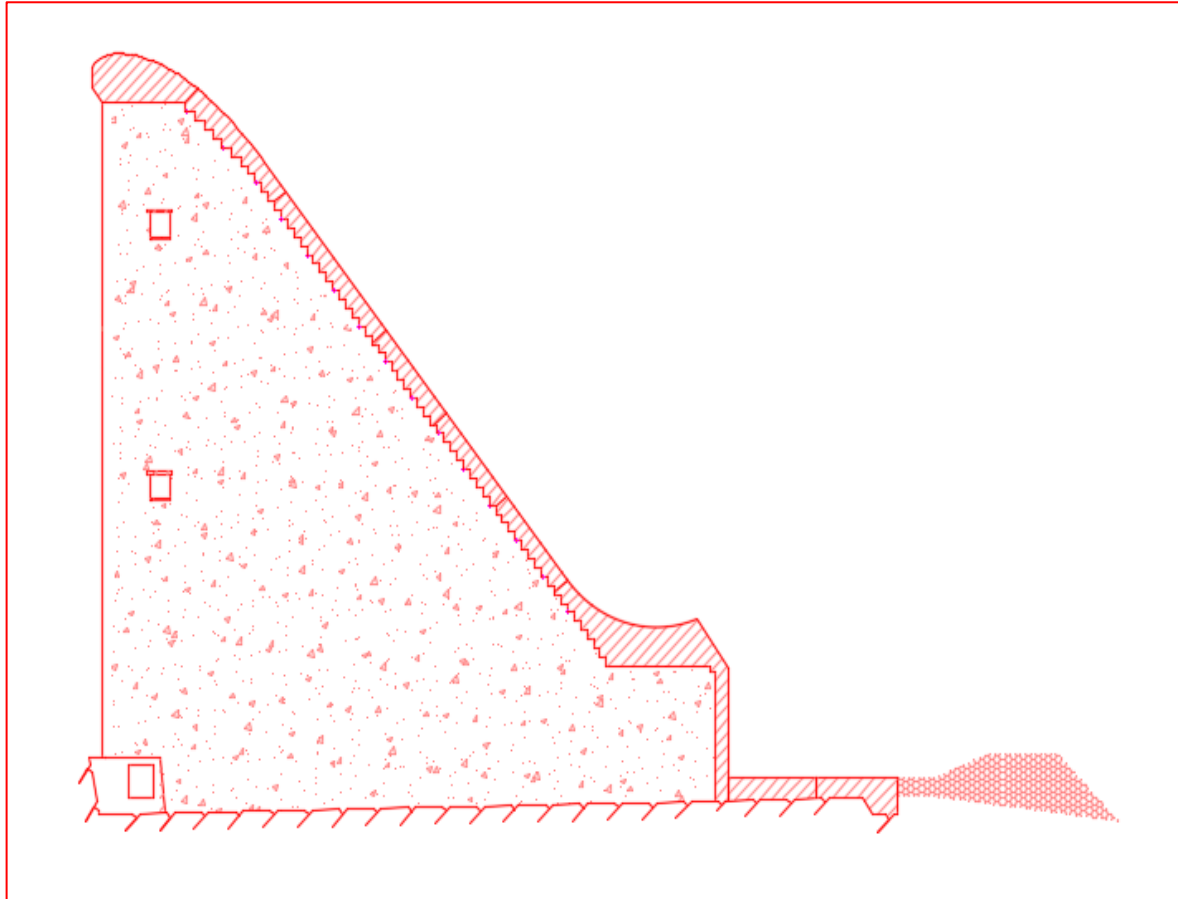


Figure II-4 Coupe transversale du barrage de Béni-Haroun au niveau de l'évacuateur de crue



Le barrage possède une longueur en crête de 689 m.

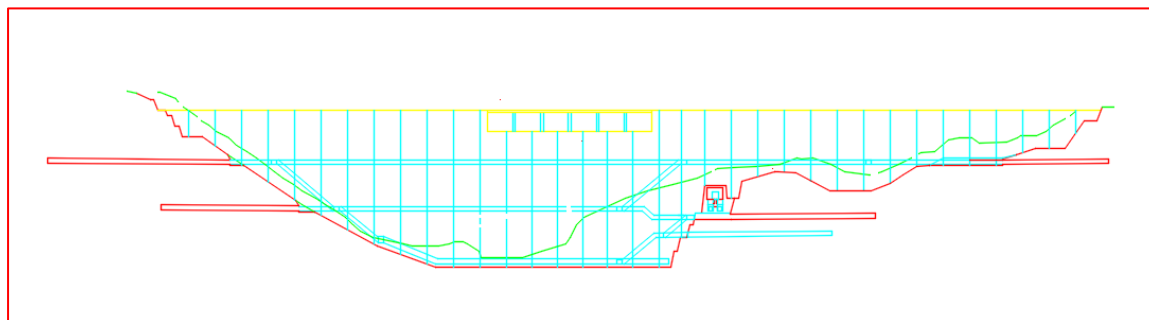


Figure II-5 Coupe longitudinale du barrage de Béni-Haroun

Il est équipé d'un pont sur pile d'une longueur de 126 m, qui permet le passage au-dessus de l'évacuateur de crue.

Trois galeries traversent le corps du barrage et permettent le contrôle et la maintenance.

II.4 Caractéristiques des matériaux :

Le corps du barrage a été réalisé en béton compacté au rouleau BCR, tandis que les ouvrages annexes (pont, évacuateur de crue...) en béton conventionnel vibré BCV. Dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau ci-dessous.

Tableau II-1 Caractéristiques du barrage et de sa fondation

	Module de déformation dynamique (MPa)	Coefficient de poisson	Masse volumique (t/m ³)	L'amortissement (%)
BCR	30 000	0.2	2.35	7
Rocher	15 000	0.33	-	7

La teneur en liant du BCR est en général, différente suivant les parties de l'ouvrage (plus élevée sur les parties externes), elle avoisine les 10%.

Le liant est constitué de ciment et de cendres volantes, ces dernières dans une proportion pouvant aller jusqu'aux deux tiers du liant.



La réduction des quantités de ciment permet de diminuer les coûts et d'obtenir un liant à prise lente, ce qui diminue l'élévation de température provoquée par la prise du béton et limite le retrait thermique [15].

Le passage des engins de compactage exige un produit très sec, tel que l'affaissement au cône d'Abrams soit nul. La faible teneur en eau à la mise en œuvre permet ainsi de diminuer le retrait hydraulique du béton et d'améliorer sa résistance à long terme.

Un ouvrage réalisé en béton compacté au rouleau ne peut en général pas être considéré comme étanche, surtout du fait des reprises entre couches.

C'est pourquoi l'étanchéité du barrage de Beni-Haroun est assurée par un parement amont vertical en béton vibré traditionnel, équipé de joints de dilatation avec Waterstops.

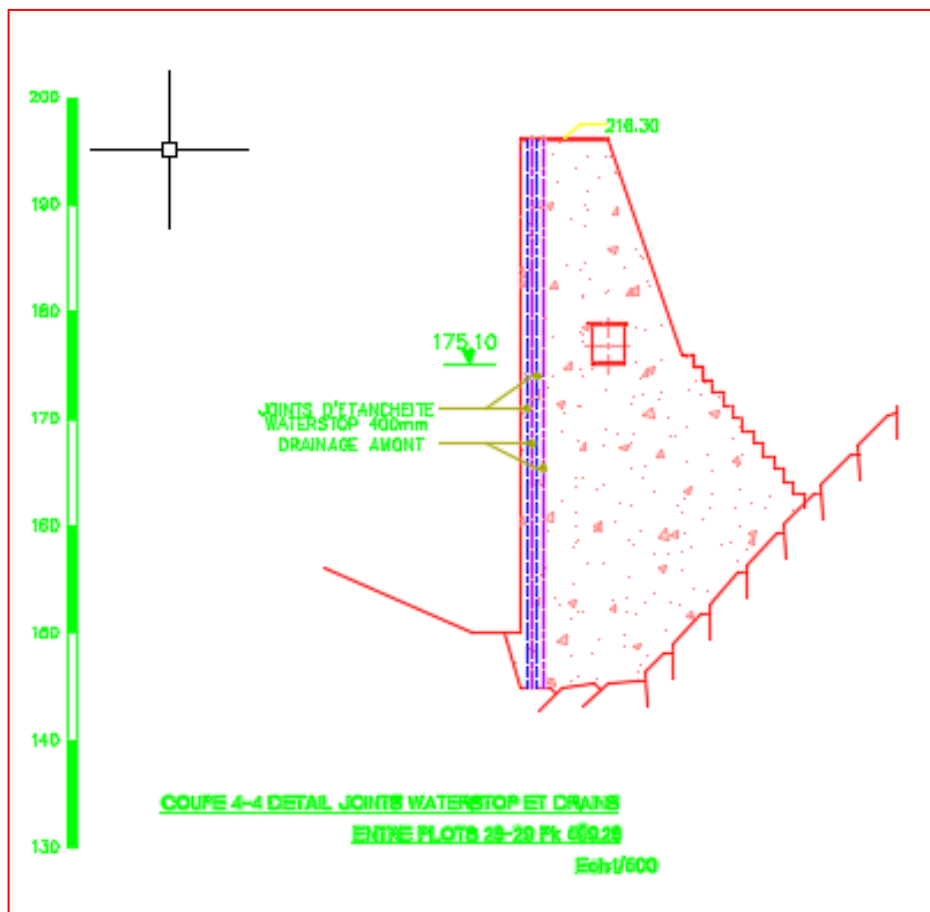


Figure II-6 Coupe transversale montrant un joint d'étanchéité Waterstop

II.5 Evaluation de la fréquence fondamentale du barrage

Dans une première phase d'étude, on évalue la fréquence fondamentale du barrage en utilisant des méthodes analytiques simplifiées, qui permettent dans le cadre d'un avant-projet d'étudier rapidement et économiquement plusieurs variantes avec une précision acceptable.

II.5.1 Méthode Tardieu :

La méthode de Tardieu et al [16] consiste à assimiler le barrage à un résonateur simple possédant deux degrés de liberté qui sont le déplacement horizontal et la flexion.

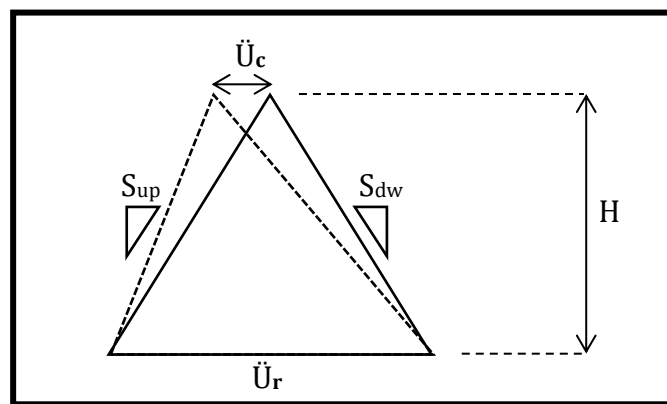


Figure II-7 Résonateur simple à deux degrés de liberté [16]

Les hypothèses adoptées pour cette méthode sont : [16]

- Le barrage est fondé sur du substratum rocheux supposé rigide.
- Les effets de la composante horizontale de rive à rive ne sont pris en compte.
- Le mode de déformation du barrage est supposé se réduire à un cisaillement horizontal et une flexion d'axe parallèle à celui du barrage.
- Le barrage est assimilé à un résonateur simple à deux degrés de liberté (un en déplacement horizontal et un en flexion).
- Le résonateur simple est un prisme triangulaire.
- Le prisme triangulaire aura une hauteur H , correspondant à la profondeur d'eau qu'il y a immédiatement à l'amont du barrage.
- L'effet hydrodynamique de la retenue est pris en compte selon l'analyse de Westergaard.



En prenant en considération ces hypothèses, la fréquence du mode fondamental du barrage de Beni-Haroun peut être déterminée à l'aide de la formule de Rayleigh :

$$N = \alpha V_s \quad \text{II-1}$$

Où V_s est la vitesse de l'onde de cisaillement :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{II-2}$$

Avec :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{II-3}$$

E : Module de Young

ν : Coefficient de poisson

ρ : Masse volumique du béton

G : Module de cisaillement

Pour le cas du barrage de Béni-Haroun on a :

$$\rho = 2350 \text{ Kg/m}^3; \quad E = 30\,000 \text{ MPa}; \quad \nu = 0.2$$

$$\text{On obtient } V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = 2306.32 \text{ m/s} \quad \text{II-4}$$

Tardieu et Al [1] ont montré que la décomposition en éléments finis permet de calculer le coefficient α , tel que :

$$\text{Pour un barrage vide } N = 0.23 \frac{V_s}{H} \quad \text{II-5}$$

$$\text{Pour un barrage avec une retenue pleine } N = 0.17 \frac{V_s}{H} \quad \text{II-6}$$

Avec $H = R_n = 102.1 \text{ m}$:

R_n : Représente la retenue normale du barrage.

Tableau II-2 Fréquence fondamentale du barrage avec et sans retenue par la méthode de Tardieu

	Fréquence fondamentale
Barrage vide	5.19 Hz
Barrage avec une retenue pleine	3.84 Hz



II.5.2 Méthode Chopra :

La méthode considère une section standard de monolithe et se base sur les hypothèses suivantes [17] :

- Chaque monolithe est supposé être fondé sur une fondation souple idéalisée comme un demi-plan viscoélastique.
- Vibration en deux dimensions.

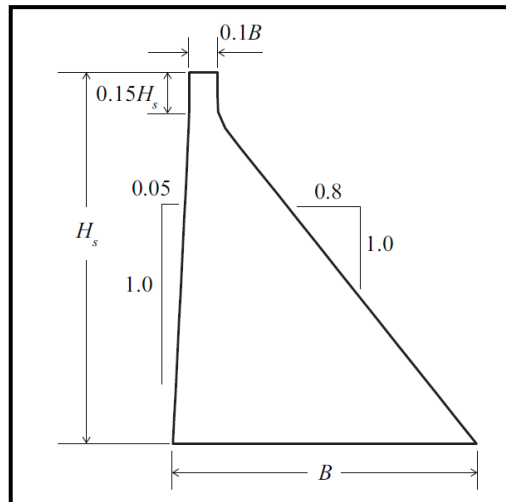


Figure II-8 Section standard [17]

Chopra et Al [17] propose pour un barrage sans retenu la formule suivante :

$$T_1 = \frac{0.38 H_s}{\sqrt{E_s}} \quad \text{II-7}$$

Avec :

H_s : Hauteur du barrage en mètres.

E_s : Module de Young dans le domaine élastique du BCR en MPa.

Pour le cas du barrage de Béni-Haroun on a :

$H_s = 118 \text{ m}$; $E_s = 30000 \text{ MPa}$

On trouve $T_1 = 0.259 \text{ sec}$. Par conséquent $f_1 = 3.863 \text{ Hz}$.



Chopra et al [17]proposent une correction de la période qui prend en compte l'interaction fluide-barrage, cette correction allonge la période T_1 d'un coefficient R_f donné dans un abaque, qui est fonction d'un coefficient de réflexion d'onde (α), du rapport entre la hauteur du réservoir et la section étudiée ($\frac{H}{H_s}$) et du module de Young (E_s) tel que :

$$T_f = T_1 * R_f \quad \text{II-8}$$

ξ_r : Coefficient d'amortissement du barrage.

$E_s = 30\,000 \text{ MPa} = 4.35 \text{ million psi}$.

Tableau II-3 Valeur de R_f et de ξ_r pour différentes valeurs du coefficient de réflexion et du module de Young [17]

H/H _s	α	E _s = 5 million psi		E _s = 4.5 million psi	
		R _f	ξ_r	R _f	ξ_r
1.0	1.0	1.454	0	1.409	0
	0.90	1.462	0.043	1.1416	0.030
	0.75	1.456	0.060	1.412	0.051
	0.50	1.355	0.067	1.344	0.060
	0.25	1.284	0.054	1.285	0.050
	0	1.261	0.038	1.259	0.036
0.95	1.0	1.368	0	1.323	0
	0.90	1.376	0.044	1.330	0.031
	0.75	1.366	0.056	1.323	0.049
	0.50	1.255	0.060	1.256	0.053
	0.25	1.208	0.045	1.208	0.042
	0	1.192	0.032	1.191	0.030
0.90	1.0	1.289	0	1.247	0
	0.90	1.297	0.041	1.253	0.029
	0.75	1.284	0.050	1.247	0.042
	0.50	1.181	0.050	1.185	0.044
	0.25	1.151	0.036	1.152	0.033
	0	1.139	0.025	1.139	0.023
0.85	1.0	1.215	0	1.179	0
	0.90	1.224	0.033	1.185	0.023
	0.75	1.206	0.042	1.177	0.034
	0.50	1.129	0.039	1.131	0.033
	0.25	1.111	0.027	1.109	0.025
	0	1.100	0.019	1.099	0.018



Dans notre cas, on a $H/H_s = 102.1/118=0.86$ et $E_s= 30000 \text{ MPa} = 4.35 \text{ Million psi}$

On résume dans le tableau suivant la correction pour différente valeur de α :

Tableau II-4 : T_r et f_r pour différents coefficients de réflexion

α	R_f	T_r (sec)	f_r (Hz)
1	1.179	0.305	3.278
0.9	1.185	0.307	3.257
0.75	1.177	0.305	3.278
0.5	1.131	0.293	3.412
0.25	1.109	0.287	3.484
0	1.099	0.285	3.508

Le coefficient de réflexion d'onde α représente le rapport entre l'amplitude de l'onde de pression hydrodynamique réfléchie sur l'amplitude de pression incidente propagée verticalement sur le réservoir.

Les valeurs de α sont comprises entre 0 et 1 correspondent aux matériaux présents rencontrés dans les fonds de réservoirs actuels.

Où $\alpha=1$ indique une réflexion totale des ondes de pression, tandis que les petites valeurs de α indiquent l'augmentation de l'absorption des matériaux.

$\alpha = 0$ Correspond à une absorption totale de l'onde par les dépôts sédimentaires.

On résume dans le tableau suivant la fréquence fondamentale du barrage, avec et sans interaction fluide -barrage-

Tableau II-5 Fréquence fondamentale du barrage avec et sans retenue par la méthode de Chopra

	Fréquence fondamentale
Barrage vide	3.863 Hz
Barrage avec une retenue pleine	3.257 Hz



II.6 Modèles 2D

II.6.1 Hypothèse de travail

Parmi l'ensemble des hypothèses simplificatrices que l'on peut être amené à faire, l'hypothèse d'état plan apporte rapidement une étude avec beaucoup moins de variables. Deux modèles permettent de passer de l'étude d'un problème élastique à trois dimensions à un problème plan : l'hypothèse de déformations planes et l'hypothèse de contraintes planes.

L'hypothèse des déformations planes permet de ramener une structure à trois dimensions (x, y, z) à une structure à deux dimensions (x, y) dans le cas où les conditions suivantes sont vérifiées [18] :

- Une dimension longitudinale portée selon z est nettement supérieure aux deux autres.
- Un encastrement à ses deux extrémités (toujours selon cette dimension longitudinale).
- Des sollicitations essentiellement exercées dans le plan de coupe (x, y) .

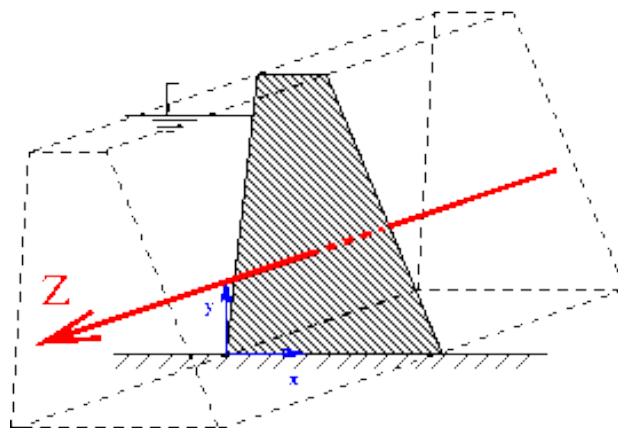


Figure II-9 Schéma d'un model en déformation plane



Si le champ de déplacement est tel qu'il soit indépendant de la coordonnée axiale (x_3) et que sa composante axiale soit nulle ($u_3 = 0$), alors on dit que l'on a affaire à un état de déformations planes.

On en déduit le tenseur de déformations :

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & 0 \\ \varepsilon_{12} & \varepsilon_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad \text{II-9}$$

$$\text{Tel que : } \quad \varepsilon_{11} = u_{1,1} \quad ; \quad \varepsilon_{22} = u_{2,2} \quad ; \quad \varepsilon_{12} = \frac{1}{2}(u_{1,2} + u_{2,1}) \quad \text{II-10}$$

Par l'intermédiaire de la loi de comportement, il est possible de définir les composantes du tenseur des contraintes :

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & 0 \\ \sigma_{12} & \sigma_{22} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{33} \end{bmatrix} \quad \text{II-11}$$

La contrainte normale dans la direction u_3 n'est pas nulle, mais elle est liée aux autres contraintes normales :

$$\sigma_{33} = \nu(\sigma_{11} + \sigma_{22}) \quad \text{II-12}$$

On ne pourra donc être dans un état de déformations planes que si l'ensemble du problème est invariant par toute translation parallèle à l'axe \vec{u}_3 . Ceci impose en particulier que le corps soit de longueur infinie dans la direction \vec{u}_3 , ce qui est bien entendu irréal. Toutefois, par approximation, certains problèmes restent compatibles avec cette hypothèse.

II.6.2 Modèle 2D sans retenue

II.6.2.1 Présentation du modèle

Le modèle est une coupe du barrage, selon un plan XZ, et représente la plus haute section hors évacuateur de crue.

Le modèle aux éléments finis est composé de 120 nœuds et 97 éléments surfaciques (4 nœuds) en déformations plane (Plane-Strain Element). Le modèle est supposé être encastré à sa base.

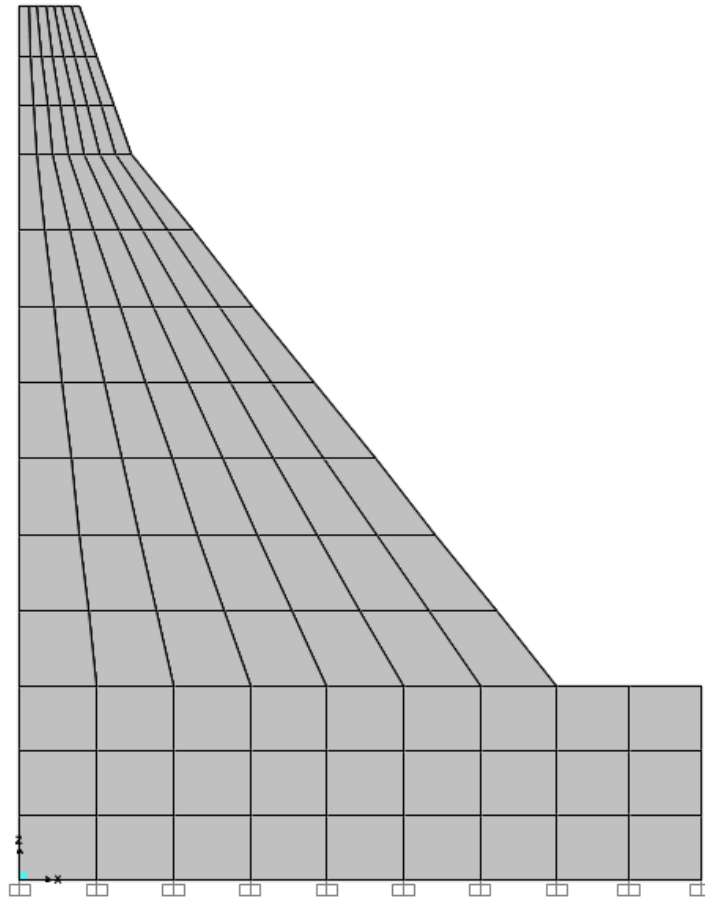


Figure II-10 Modèle numérique en 2D du barrage vide

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la modélisation sont :

Masse volumique du BCR : $\rho = 2,35 \text{ t/m}^3$.

Module élastique dynamique : $E_d = 30\,000 \text{ MPa}$.

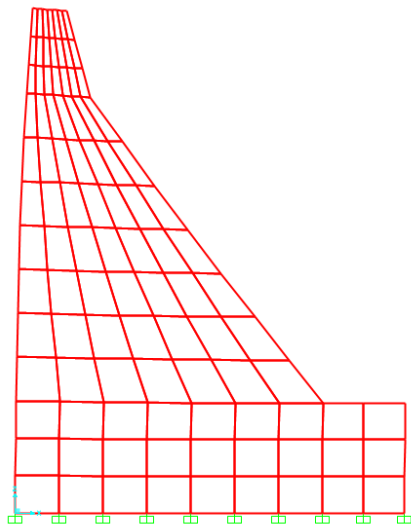
Le coefficient de poisson : $\nu = 0,2$

Le taux d'amortissement : 7%

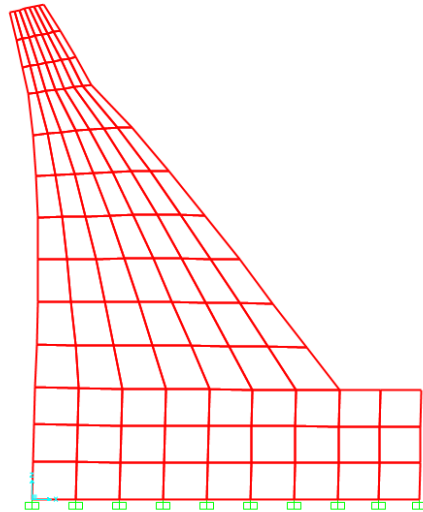


II.6.2.2 Analyse modale du modèle 2D sans retenue :

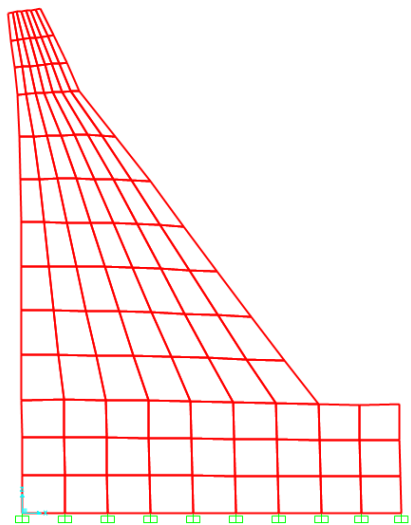
Le calcul modal a été effectué sur SAP2000® en se basant sur la méthode des éléments finis avec comme conditions aux limites des encastrements à la base, les résultats obtenus sont montrés sur les figures suivantes :



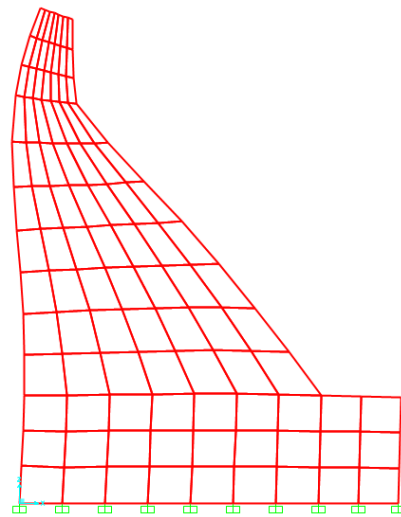
Mode 1 : $f = 3.92$ Hz



Mode 2 : $f = 8.63$ Hz



Mode 3 : $f = 10.80$ Hz



Mode 4 : $f = 14.76$ Hz

Figure II-11 Modes propres du barrage en 2D sans retenue



II.6.3 Modèle avec retenue

II.6.3.1 Présentation du modèle

Westergaard (1933) a démontré que la présence d'eau induisait des effets hydrodynamiques non négligeables sur le comportement d'un barrage, et a mis en évidence l'expression de la pression hydrodynamique exercée sur un barrage selon un mouvement horizontal harmonique du sol. Le barrage est supposé rigide, à parement vertical et le fluide contenu dans le réservoir incompressible [19].

Pour un barrage dont la face amont n'est pas verticale, Zangar (1952) & Haefeli ont déterminé expérimentalement les pressions hydrodynamiques qui prennent en considération le fruit du parement [20].

Les pressions hydrodynamiques sont ainsi évaluées en utilisant le concept de masses ajoutées de Westergaard, ce concept s'appuie sur la solution analytique en déplacement du problème de vibrations du réservoir. Le réservoir est supposé semi-infini, et d'excitation sismique harmonique et horizontale d'expression [21] :

$$\ddot{u}_x = ag \cos\left(\frac{2\pi}{T} t\right) \quad \text{à } x = 0 \quad \text{II-13}$$

Tel que a : coefficient d'accélération sismique

$\frac{2\pi}{T}$: Pulsation du signal

g : Constante de gravité

t : variable temporelle

La pression hydrodynamique est supposée nulle au niveau de la surface libre et dans tout le domaine loin de l'interface structure-réservoir. De plus, le fond du réservoir est supposé sans déplacement vertical. Ces conditions s'expriment comme suit :

$$\begin{cases} p(x, y = H) = 0 \\ \lim_{x \rightarrow \infty} p(x, y) = 0 \\ u_y(x, y = 0) = 0 \end{cases} \quad \text{II-14}$$

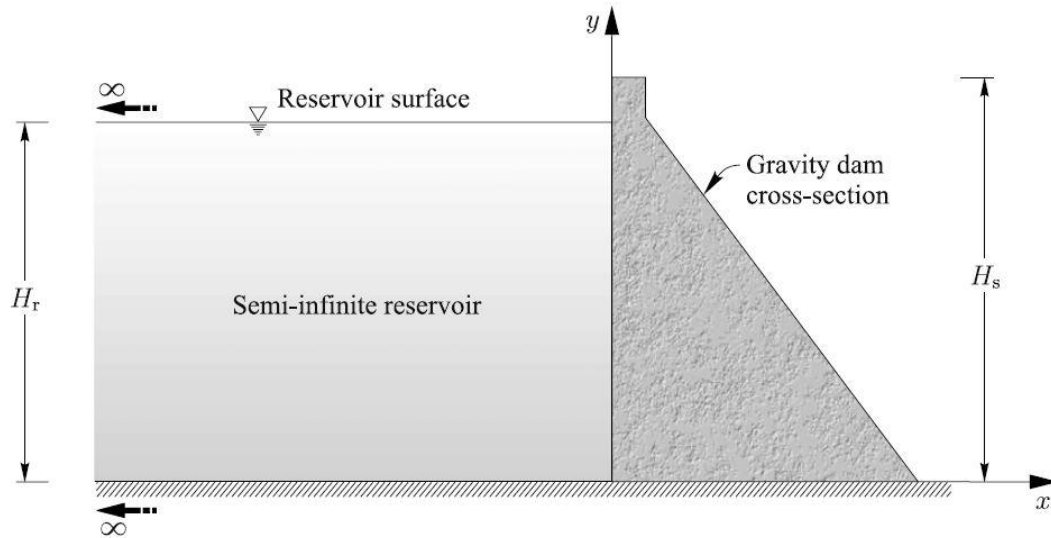


Figure II-12 Système barrage-réservoir

La pression hydrodynamique est ensuite évaluée à l'aide de la relation de compressibilité linéaire $p = K(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y})$: [7]

$$p(x, y, t) = \frac{8apgh}{\pi^2} \cos(\frac{2\pi}{T} t) \sum_{n=1,3,5...}^{\infty} (\frac{1}{n^2 c_n} e^{-q_n x} \sin(n\pi \frac{H-y}{2H})) \quad \text{II-15}$$

La pression hydrodynamique est maximale pour $t = KT$ et $x = 0$

$$p_{max}(y) = p(0, y, KT) = \frac{8apgh}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5...}^{\infty} (\frac{1}{n^2 c_n} \sin(n\pi \frac{H-y}{2H})) \quad \text{II-16}$$

Westergaard a cependant proposé une expression équivalente, plus simple qui considère une certaine masse d'eau liée au parement, qui vibrera de manière solidaire avec le barrage, la largeur b de cette masse varie en fonction de la hauteur :

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{H(H-y)} \quad \text{II-17}$$



La distribution des masses ajoutées à une allure parabolique, et a pour expression :

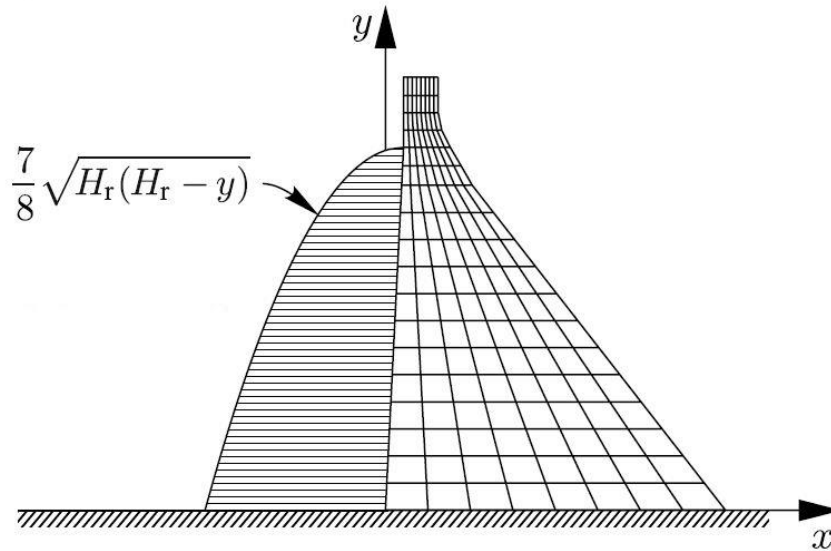


Figure II-13 Distribution parabolique de Westergaard

$$M_i = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{H(H - Z_i)} A_i \quad \text{II-18}$$

M_i : Masse attachée à l'élément i

ρ_w : Masse volumique d'eau

H : Hauteur de la retenue d'eau

Z_i : Position de l'élément i

A_i : Surface appliquée autour de l'élément i

Le principe est d'ajouter à chaque nœud immergé une certaine masse relative à sa hauteur, au volume d'eau qu'il lui revient et à la hauteur d'eau contenue dans le réservoir.

Le tableau ci-dessous résume les valeurs trouvées :



Tableau II-6 Valeurs de la masse ajoutée en chaque neuds

Zi (m)	Ai (m ²)	Masse Mi (tonnes)
0,00	4,35	388,618
8,70	8,70	743,385
17,40	8,70	707,916
26,10	9,49	731,466
36,38	10,29	737,181
46,67	10,29	677,014
56,95	10,29	611,018
67,24	10,29	536,894
77,52	10,29	450,833
87,81	10,29	343,916
98,10	5,15	90,978

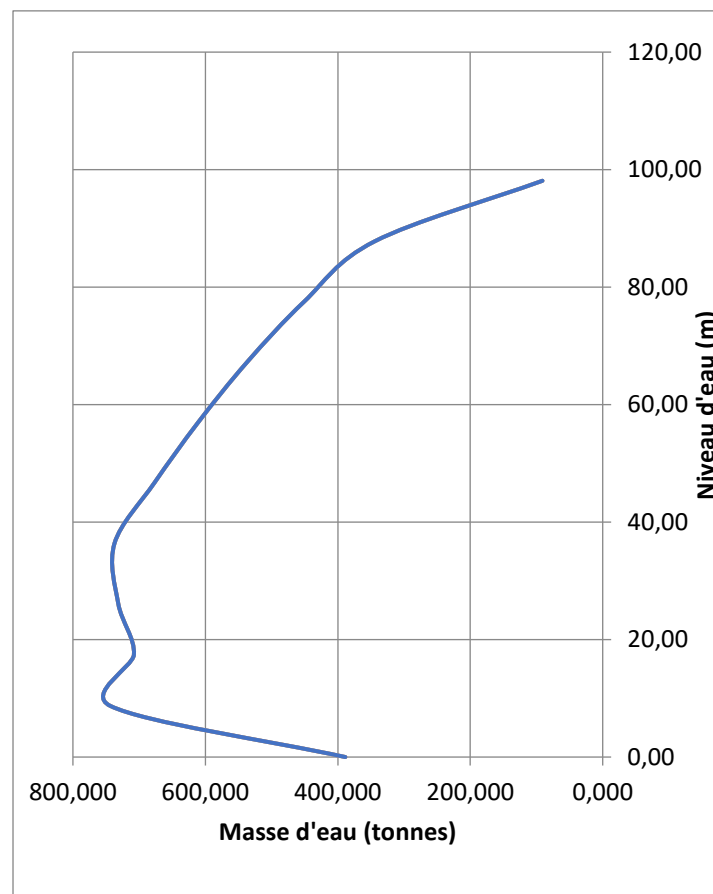
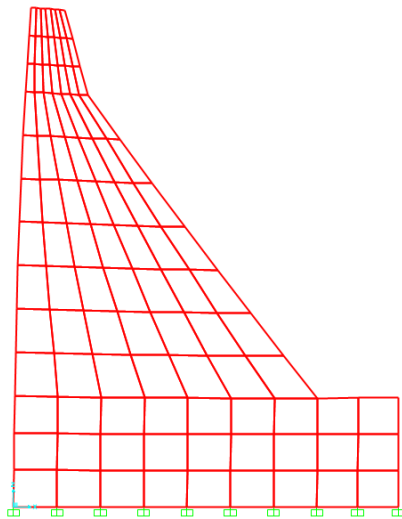


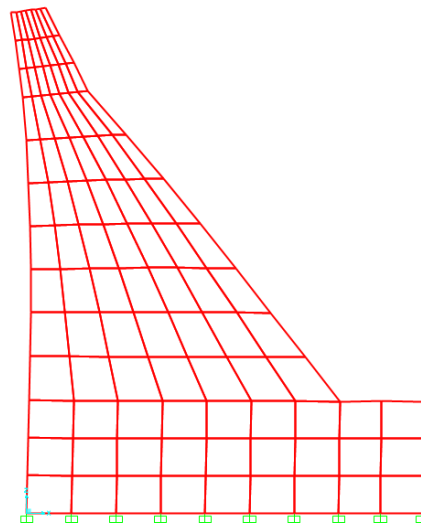
Figure II-14 Variation de la masse ajoutée en fonction de niveau d'eau

II.6.3.2 Analyse modale du modèle 2D avec retenue :

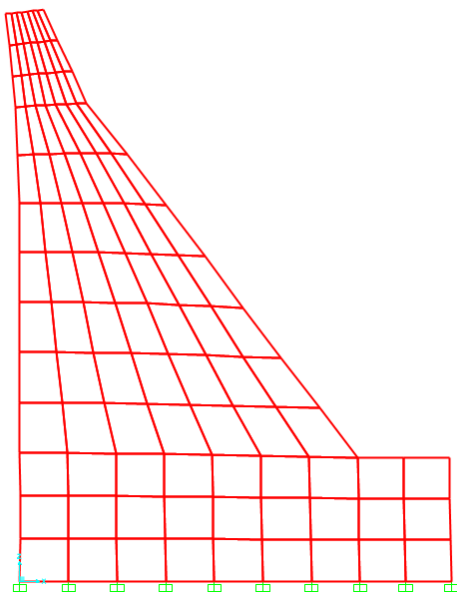
Un deuxième calcul est fait dans le cas du barrage plein, qui nous donne les résultats suivants :



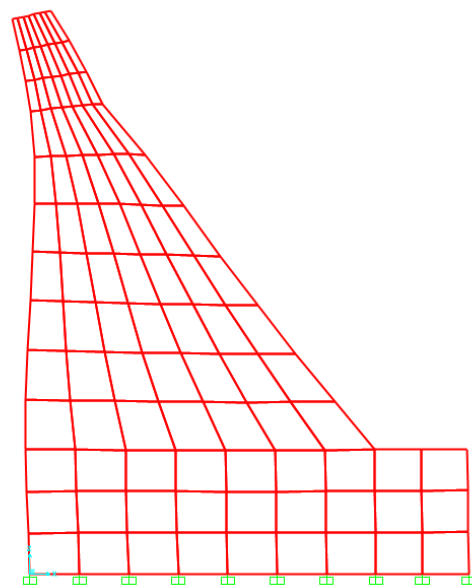
Mode 1 : $f = 3.41$ Hz



Mode 2 : $f = 7.47$ Hz



Mode 3 : $f = 10.76$ Hz



Mode 4 : $f = 12.32$ Hz

Figure II-15 Modes propres du barrage 2D vide



Le tableau suivant représente la participation massique du corps du barrage dans le modèle 2D avec retenue, en fonction des modes propres :

Tableau II-7 Participation massique du barrage 2D (plein) en fonction des modes propres

	Période (seconde)	U _x	U _z
Mode 1	0.293	0.44	0.01647
Mode 2	0.133	0.28	0.0000938
Mode 3	0.092	0.02965	0.6
Mode 4	0.0811	0.11	0.0199

Le niveau d'eau retenu dans le réservoir a une grande influence sur la fréquence fondamentale du barrage.

On constate que le changement de fréquences propre est minime pour des niveaux de retenue inférieur à 50% de la hauteur du barrage.

Au-delà de ce niveau, les fréquences propres décroissent très rapidement.

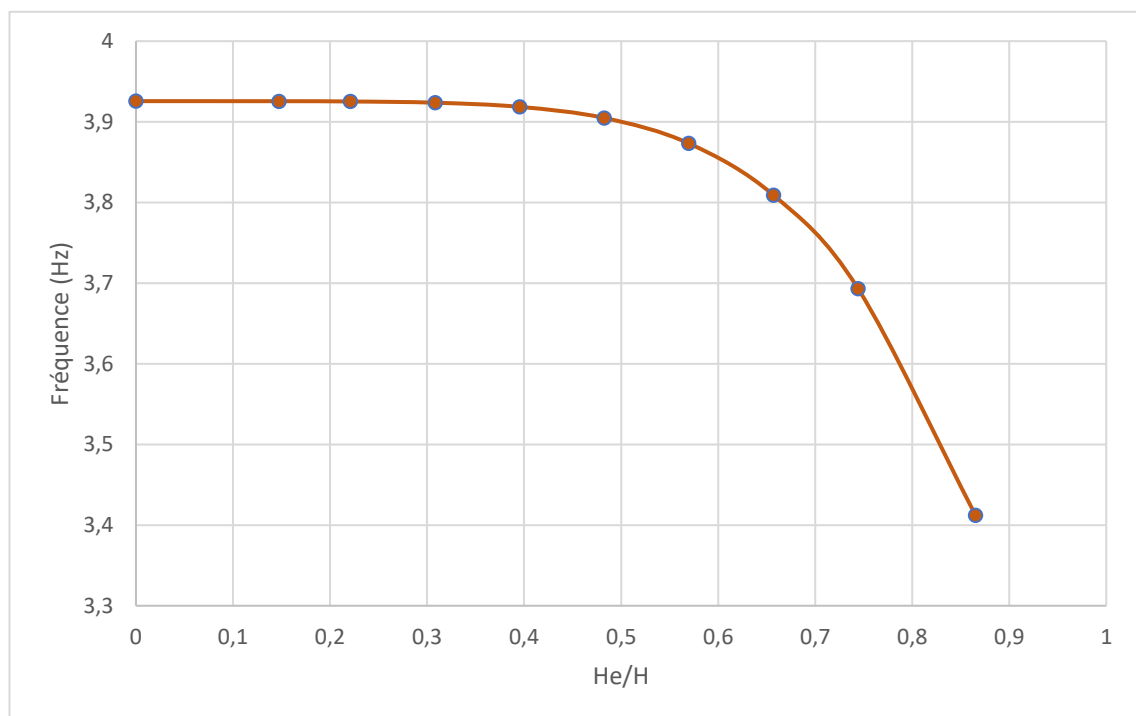


Figure II-16 Variation de la fréquence fondamentale en fonction du niveau d'eau



Le tableau suivant résume les fréquences calculées pour les deux cas :

Tableau II-8 Comparaison des fréquences du barrage avec et sans retenue

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Fréquence du barrage vide (HZ)	3.92	8.63	10.80	14.76
Fréquence du barrage plein (HZ)	3.41	7.47	10.76	12.32

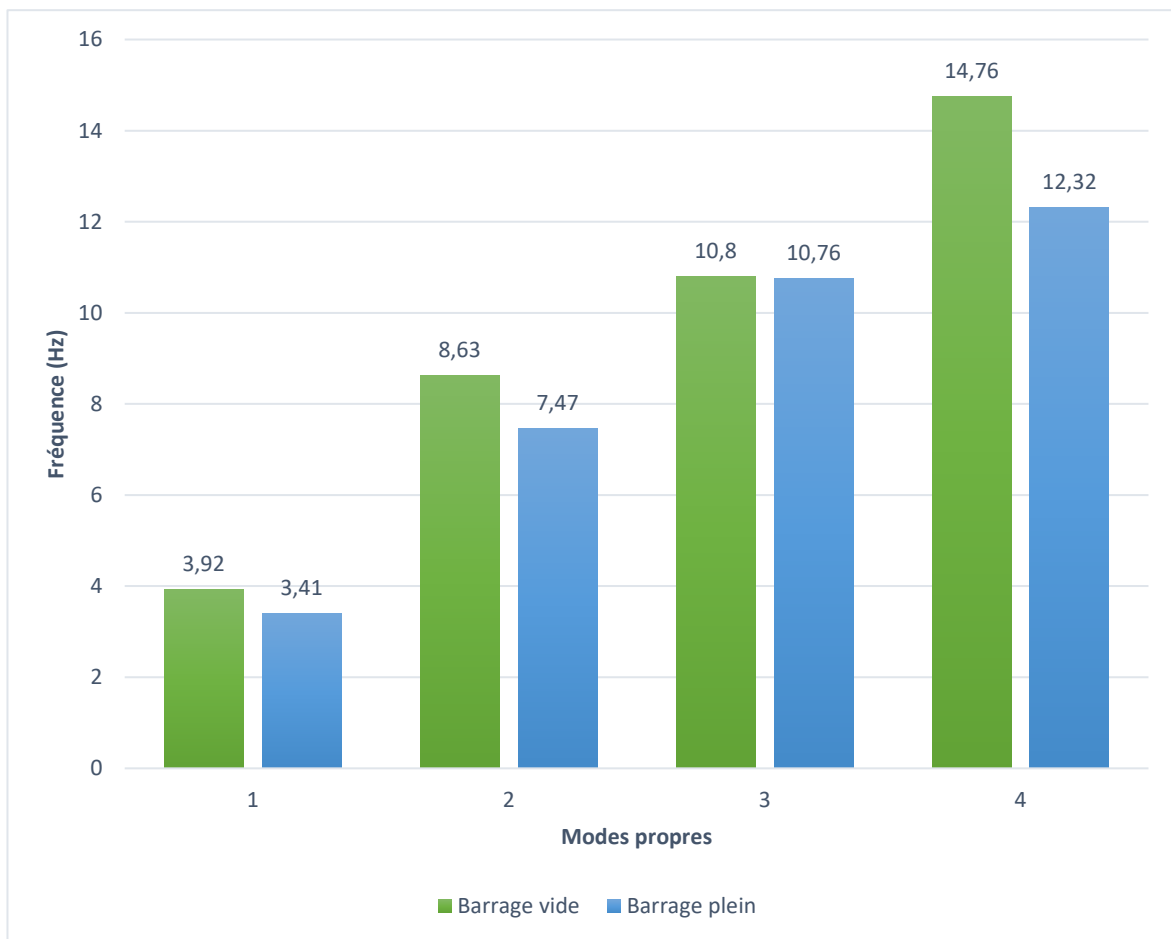


Figure II-17 Comparaison des fréquences du modèle 2D avec et sans retenue

II.7 Modèles 3D

II.7.1 Présentation du modèle

Le logiciel aux éléments finis Sap2000® nous a permis de réaliser une modélisation tridimensionnelle, en se basant sur les dimensions réelles du barrage. Le modèle représenté sur la figure est composé de 10580 nœuds, 8861 éléments volumiques (8 nœuds et 6 nœuds). Le pont sur l'évacuateur de crue a également été modélisé en utilisant 168 élément coques (4 nœuds) représentent les éléments des piles et du tablier.

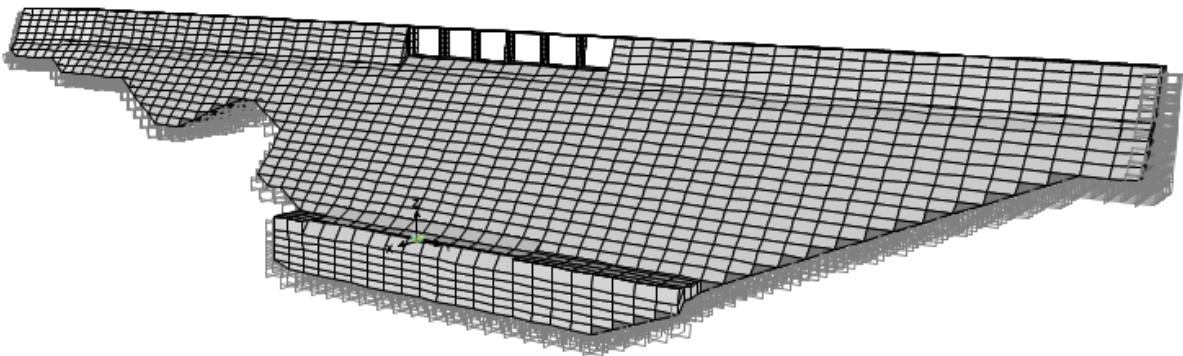


Figure II-18 Modèle 3D vue du côté aval

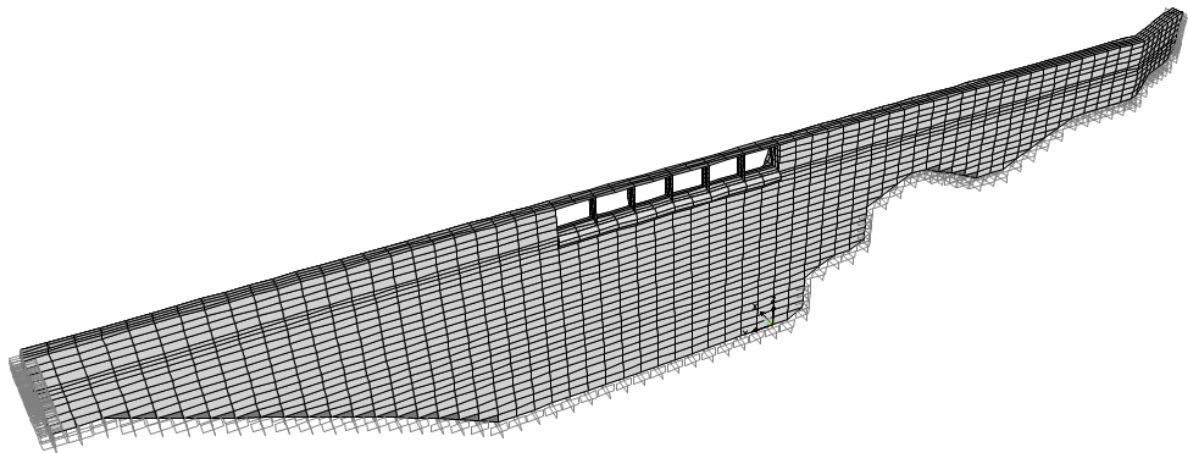
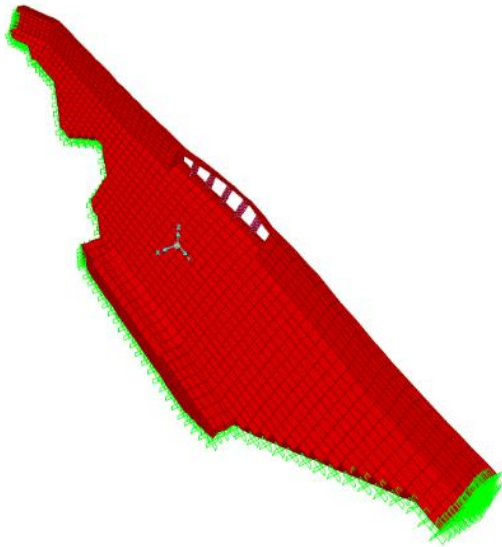


Figure II-19 Modèle 3D vue du côté amont

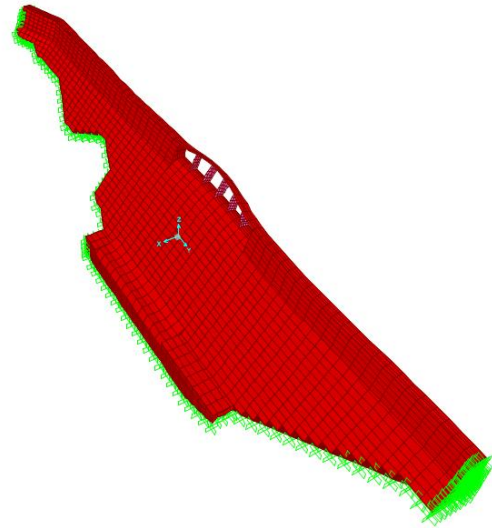


II.7.2 Analyse modale du modèle 3D sans retenue

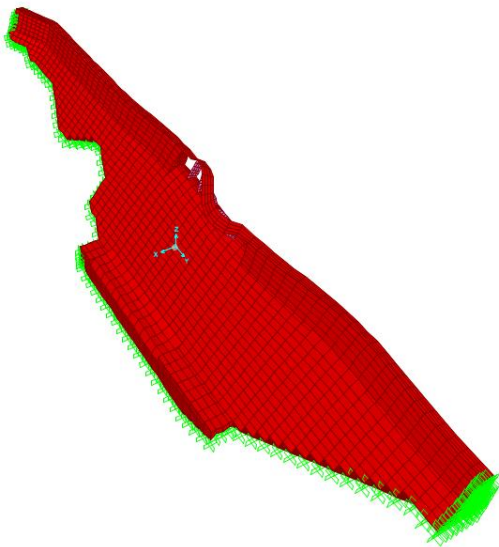
Dans un premier temps l'analyse modale a été faite sur le modèle sans prise en compte de l'interaction barrage-réservoir, les figures ci-dessous illustrent les résultats obtenus pour les 4 premiers modes.



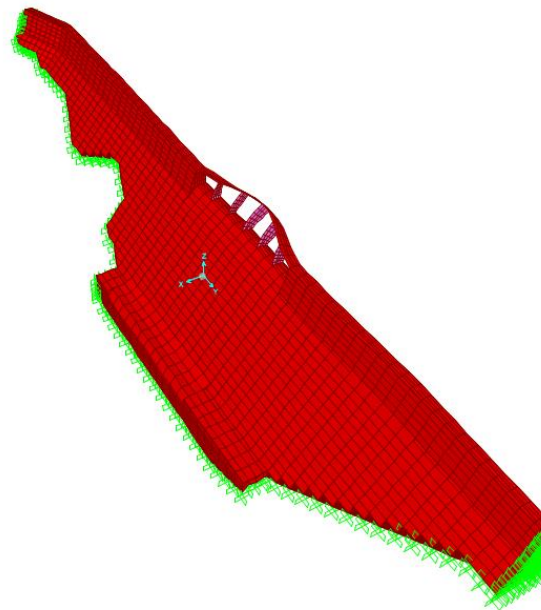
Mode 1 : $f = 4.65 \text{ Hz}$



Mode 2 : $f = 5.4 \text{ Hz}$



Mode 3 : $f = 6.28 \text{ Hz}$



Mode 4 : $f = 6.73 \text{ Hz}$

Figure II-20 Modes propres du barrage 3D vide



II.7.3 Analyse modale du modèle 3D avec retenue

Afin de prendre en compte l'influence de la retenue sur le comportement du barrage, nous avons utilisé le principe des masses ajoutées de Westergaard.

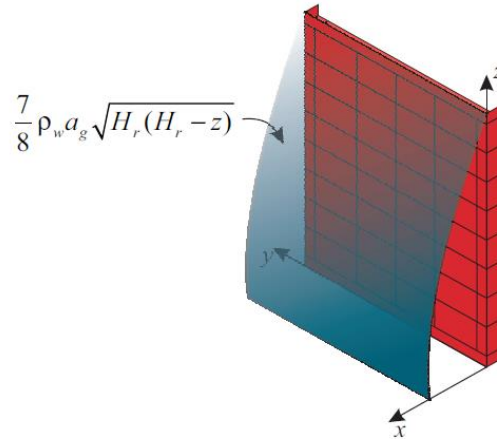


Figure II-21 Distribution hydrodynamique de Westergaard

La distribution parabolique des masses obtenues pour le modèle tridimensionnel est illustrée dans la figure suivante :

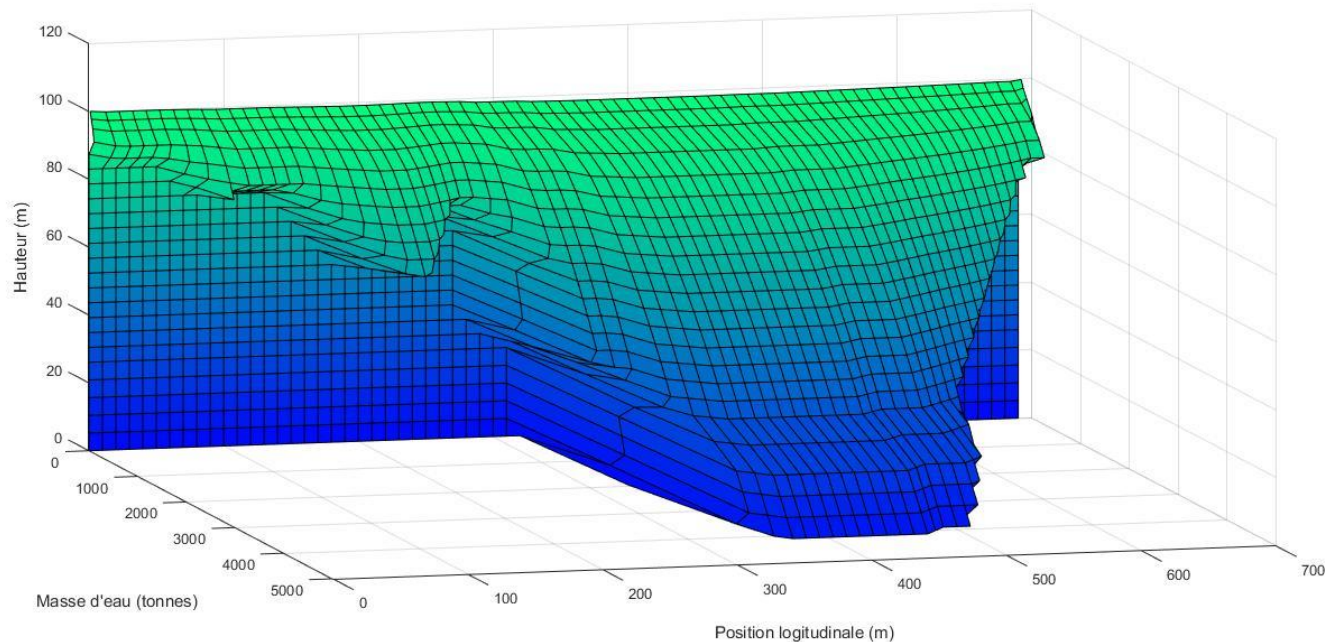
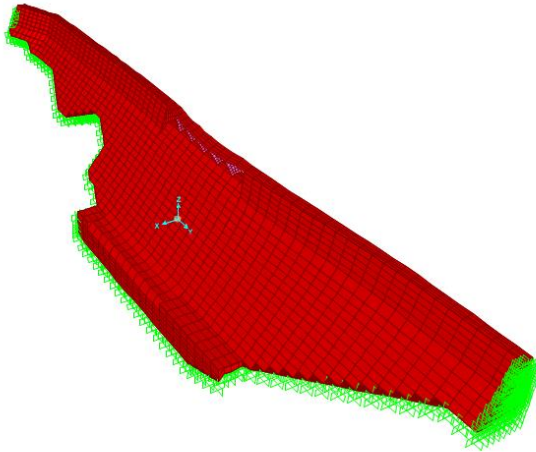


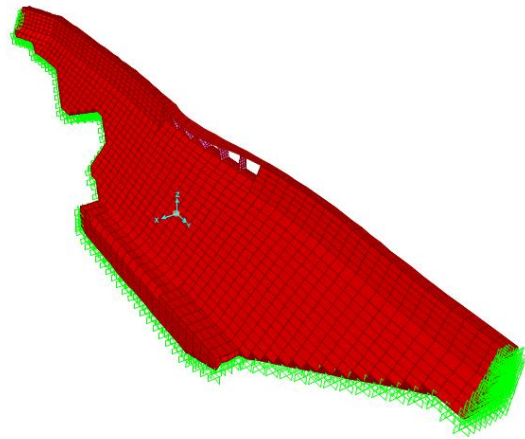
Figure II-22 Distribution des masses ajoutées sur le modèle 3D



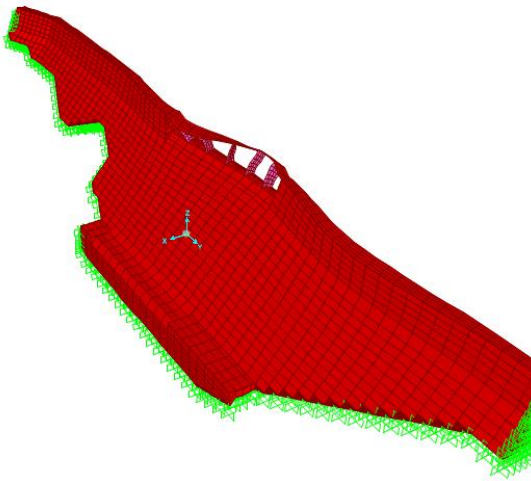
Les 4 premières fréquences propres après la prise en compte de l'interaction barrage-réservoir sont présentées ci-après.



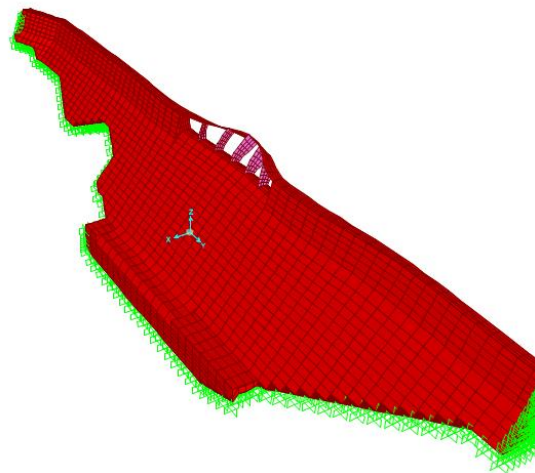
Mode 1 : $f = 3.94$ Hz



Mode 2 : $f = 4.68$ Hz



Mode 3 : $f = 5.59$ Hz



Mode 4 : $f = 6.36$ Hz

Figure II-23 Modes propres du barrage 3D avec retenue



Les fréquences propres calculées pour les deux variantes du modèle (avec et sans retenue) sont résumées dans le tableau ci-dessous

Tableau II-9 Fréquences propres du modèle 3D avec et sans retenue

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Fréquence du barrage vide (HZ)	4.65	5.40	6.28	6.73
Fréquence du barrage plein (HZ)	3.94	4.68	5.59	6.36

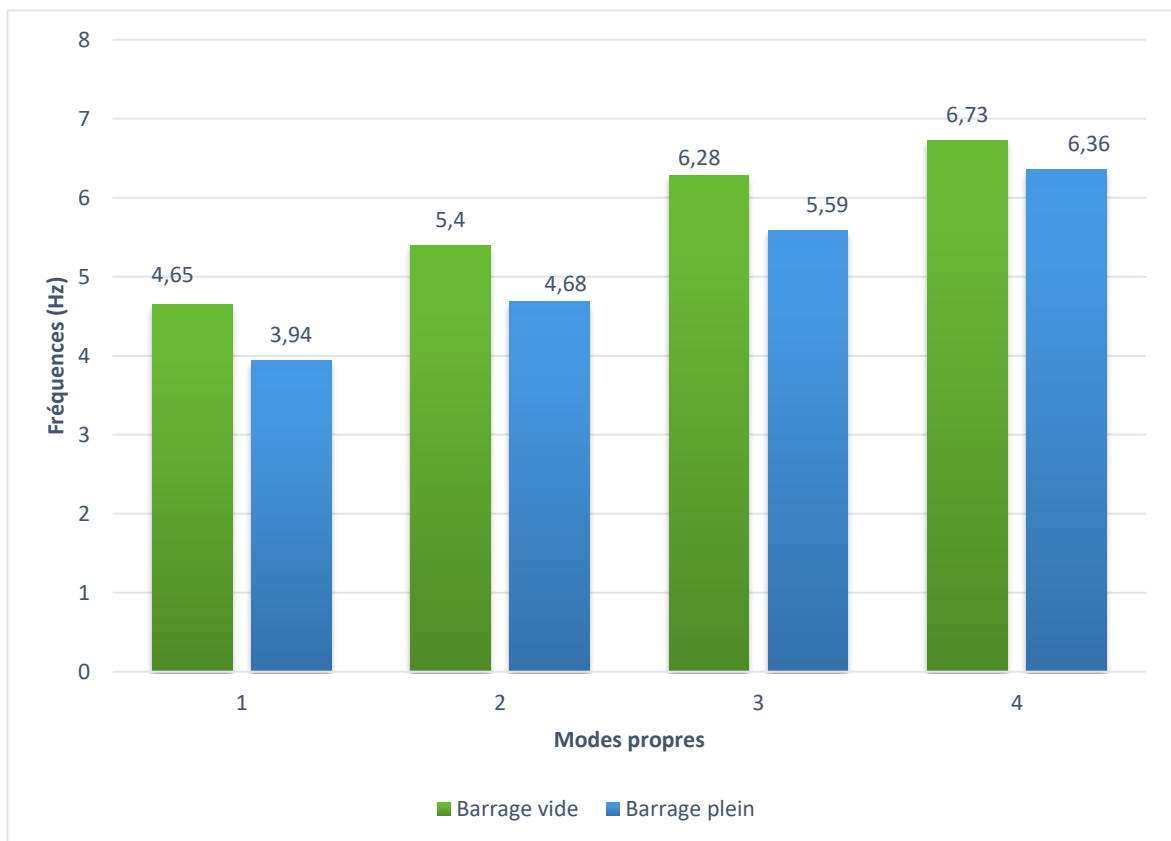


Figure II-24 réquences propres du modèle 3D avec et sans retenue



Le tableau suivant représente la participation massique du corps du barrage dans le modèle 3D en fonction des modes propres :

Tableau II-10 articipation massique du modèle 3D

Mode	Période (seconde)	Ux	Uy	Uz
Mode 1	0,25363	0,32425	2,536E-06	0,01101
Mode 2	0,213456	0,00544	3,498E-05	7,129E-05
Mode 3	0,178625	0,03276	1,702E-06	0,00187
Mode 4	0,157106	2,715E-05	3,917E-05	7,983E-06
Mode 5	0,147064	0,03128	1,523E-06	0,00044
Mode 6	0,138066	0,00074	8,03E-05	0,00018
Mode 7	0,137535	0,00077	9,219E-06	0,00061
Mode 8	0,137098	0,00613	1,454E-05	0,00018
Mode 9	0,131621	0,02911	5,418E-06	0,00104
Mode 10	0,128305	0,00196	3,803E-05	1,496E-05

On voit que le mode fondamental est prépondérant pour ce genre de structure massive.



II.7.4 Conclusions

Les différentes simulations numériques nous ont permis de constater que :

Le changement de fréquences propre est minime pour des niveaux de retenue inférieur à 50% de la hauteur du barrage et qu'au-delà de ce niveau, les fréquences propres décroissent très rapidement.

On résume dans la figure les différentes fréquences fondamentales calculées par la méthode de Tardieu, la méthode de Chopra et la méthode des éléments finis (2D et 3D) pour les deux cas du réservoir (vide et plein).

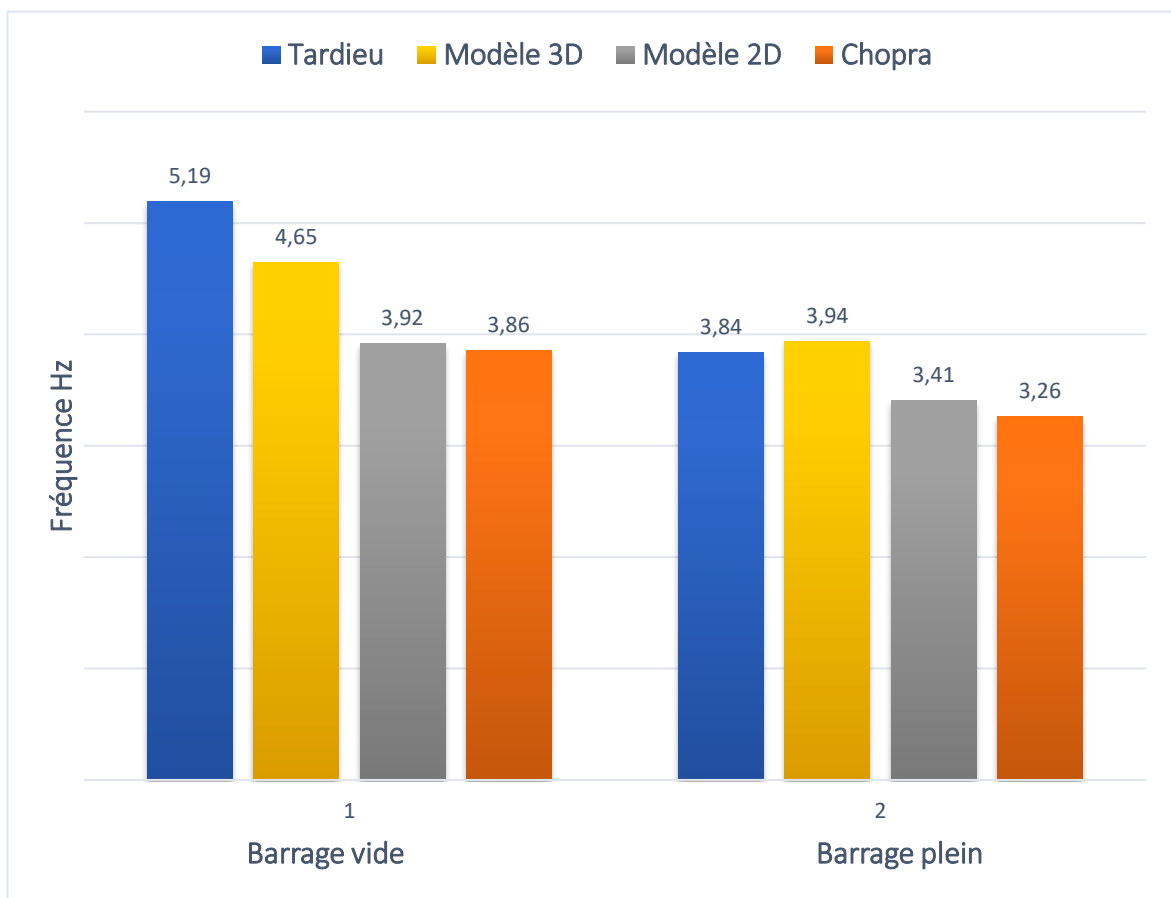


Figure II-25 Comparaison de la fréquence fondamentale calculée par les différentes méthodes

La méthode de Chopra représente bien le modèle en 2D, dans les deux cas (vide et plein).

La méthode simplifiée surestime la fréquence fondamentale dans le cas du barrage vide, mais se rapproche de la fréquence du barrage en 3D.

Chapitre III
Essais de vibrations
ambiantes



III.1 Introduction

La surveillance vibratoire des structures en Génie Civil, commence par une étape cruciale qui est la collecte de données relatives à la structure surveillée. Ces données peuvent se traduire sous la forme de déplacement, de vitesse ou d'accélération, et nous permettent de déduire les propriétés dynamiques de la structure.

Ce chapitre concerne les essais de vibrations ambiantes réalisés sur le barrage de Béni-Haroun le 14 avril 2018, dans le but de valider le modèle numérique 3D et éventuellement de procéder à un recalage du modèle.

III.2 Collecte des données

Crawford et Ward (1964) ont été parmi les premiers à montrer que les essais de vibrations ambiantes pouvaient être utilisés pour déterminer les fréquences les plus basses et les modes de vibration des structures à pleine échelle [22].

Au cours des deux dernières décennies, les enregistrements de vibrations ambiantes sont devenus une des méthodes préférées d'auscultation en raison de leur faible coût et de leur fiabilité lors de la détermination du comportement dynamique des structures et de la quantification des dégâts après les séismes.

III.2.1 Source d'excitation

Les vibrations ambiantes sont produites par des sources naturelles (le vent, la mer, ...) ou par des activités humaines (trafics, piétons, ...). [23]

Ces vibrations sont transmises à travers la structure pour lui donner une oscillation libre autour de sa position d'équilibre. L'étude de mouvement de cette dernière nous permet d'identifier ses paramètres dynamiques.

Dans notre cas, le barrage de Béni-Haroun est affecté par des sources naturelles, qui sont le bruit de fond sismique, le vent, et le mouvement de l'eau dans la retenue.

III.2.2 Emplacement des mesures.

L'enregistrement des vibrations s'est fait au niveau de la crête du barrage, suivant un schéma de placement optimal relatif à la déformé modale de la structure. Pour ce faire, les résultats de l'analyse modale numérique obtenue au chapitre II ont été utilisés. L'emplacement des mesures réalisées est illustré dans les figures suivantes.

À noter que le jour de la mission sur site a été affecté par une météo pluvieuse avec présence de vent. Ces conditions qui ont compliqué l'enregistrement des mesures se sont vues amplifiées par la charge limitée de la batterie de l'appareil de mesure, ce qui n'a pas permis de démultiplier les mesures.

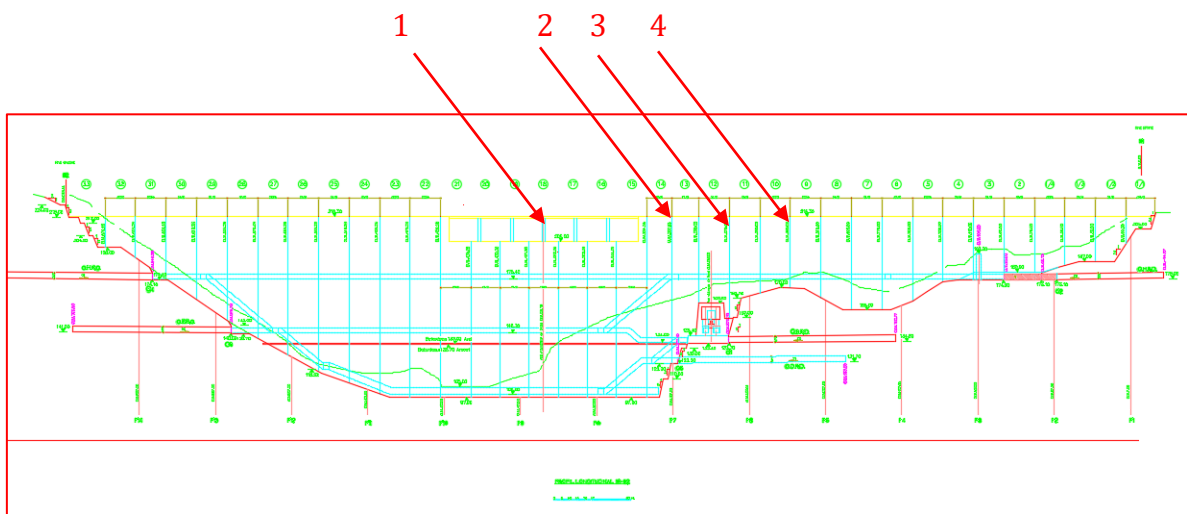


Figure III-1 Position des points de mesures, coupe longitudinale

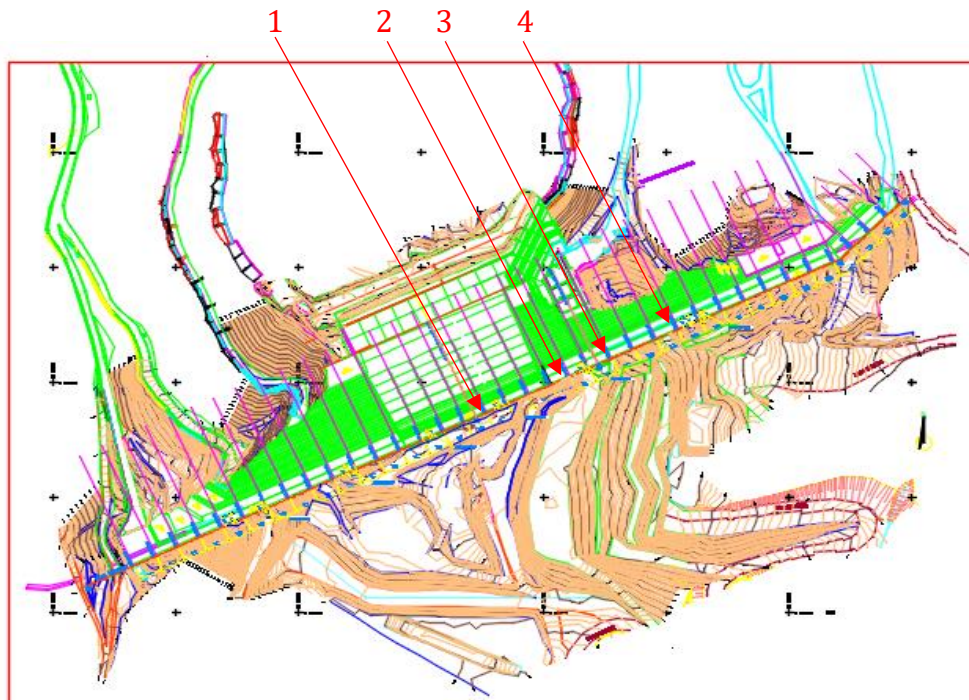


Figure III-2 Position des points de mesures, vue en plan

III.2.3 Instrumentation

III.2.3.1 Capteur

Le choix des capteurs dépend en général des grandeurs physiques recherchées, des niveaux d'amplitudes minimaux et des plages fréquentielles qui nous intéressent. Les capteurs ayant une réponse autour de 1 Hz sont appelés capteurs de « courte période » et ceux ayant une réponse propre au-delà de 20 Hz sont appelés capteurs de « longue période ». Les capteurs modernes ont souvent une réponse plate sur une vaste gamme de fréquence et sont appelés large bande ou très large bande.

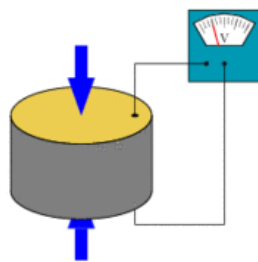


Figure III-3 Schéma d'un capteur

Les capteurs utilisés durant les essais sont des sismomètres électroniques de modèle VSE-15D-6 à deux composantes (horizontal, Vertical). Ces capteurs sont considérés pour détecter la réponse d'une structure à très faibles amplitudes. Les caractéristiques sont listées dans le tableau ci-dessous [24].

L'enregistrement du signal a été réalisé à l'aide des trois capteurs (figure 3-4) positionnés suivant les trois directions : une direction verticale, et deux directions horizontales perpendiculaires suivant le sens amont-aval et le sens rive-rive.



Figure III-4 Vélocimètres VSE-15D-6



Tableau III-1 Tableau 3-1 : Liste des caractéristiques techniques du capteur de vitesse VSE-15D-6

Modèle	VSE-15D-6
Gamme de fréquences	0.1 à 70Hz
Mode de fonctionnement	Horizontal, Vertical
Max. plage de mesure	±0.1m/s
Sortie	Rapidité (faible) : 100V/m/s, (High) : 1000V/m/s Inclinaison : Approximativement 730mV/degré
Max. Tension de sortie	±10V
Linéarité	0.03% de pleine échelle
Résolution	Approximativement 2×10^{-8} m/s ² (2×10^{-6} Gal)
Plage dynamique	Approximativement 140dB
Rapport d'amortissement	H = environ 10000%
Bobine d'étalonnage	Sensibilité : 600µA m/s ² (6µA/Gal) Bobine résistance : 550Ω (±20%)
Max. Tension de sortie	±10V
Exigences d'alimentation	±15VDC
Consommation de courant	Approximativement 15mA
Sensibilité transversale de l'axe	0.03G/G
La sensibilité du coefficient de température	0.01%/°C
Coefficient de décalage du zéro Température	0.05%/°C
Écart de température	-10°C à 50°C
Choc admissible	30G (moins que 0.1Sec)
Dimension	55 69.5 × 72 mm

III.2.3.2 Station d'acquisition

Les capteurs traduisent le mouvement mécanique en signal électrique analogique. Par la suite, le convertisseur A / D (Analogique/Digitale) de la station d'acquisition de données transforme le signal analogique sur des intervalles de temps équidistants, et le convertit en format numérique pour un traitement ultérieur par un logiciel

Les signaux captés par les sismomètres sont enregistrés à l'aide d'une station d'acquisition de type Controlab (figure 3-5).



Figure III-5 Station d'acquisition Controlab



Figure III-6 Préparation des enregistrements

III.2.3.3 Logiciel d'acquisition

Le logiciel Pwave32 a été utilisé pour configurer la station d'acquisition et récupérer les enregistrements des signaux de vitesse en fonction du temps.

Pwave32 nous permet de choisir la durée d'enregistrement de chaque mesure, de paramétrer le gain voulu et permet également d'effectuer un filtrage (passe haut, passe bas ou passe bande) afin de supprimer les bruits parasites qui surviendraient lors de l'enregistrement (passage de véhicule, etc...)

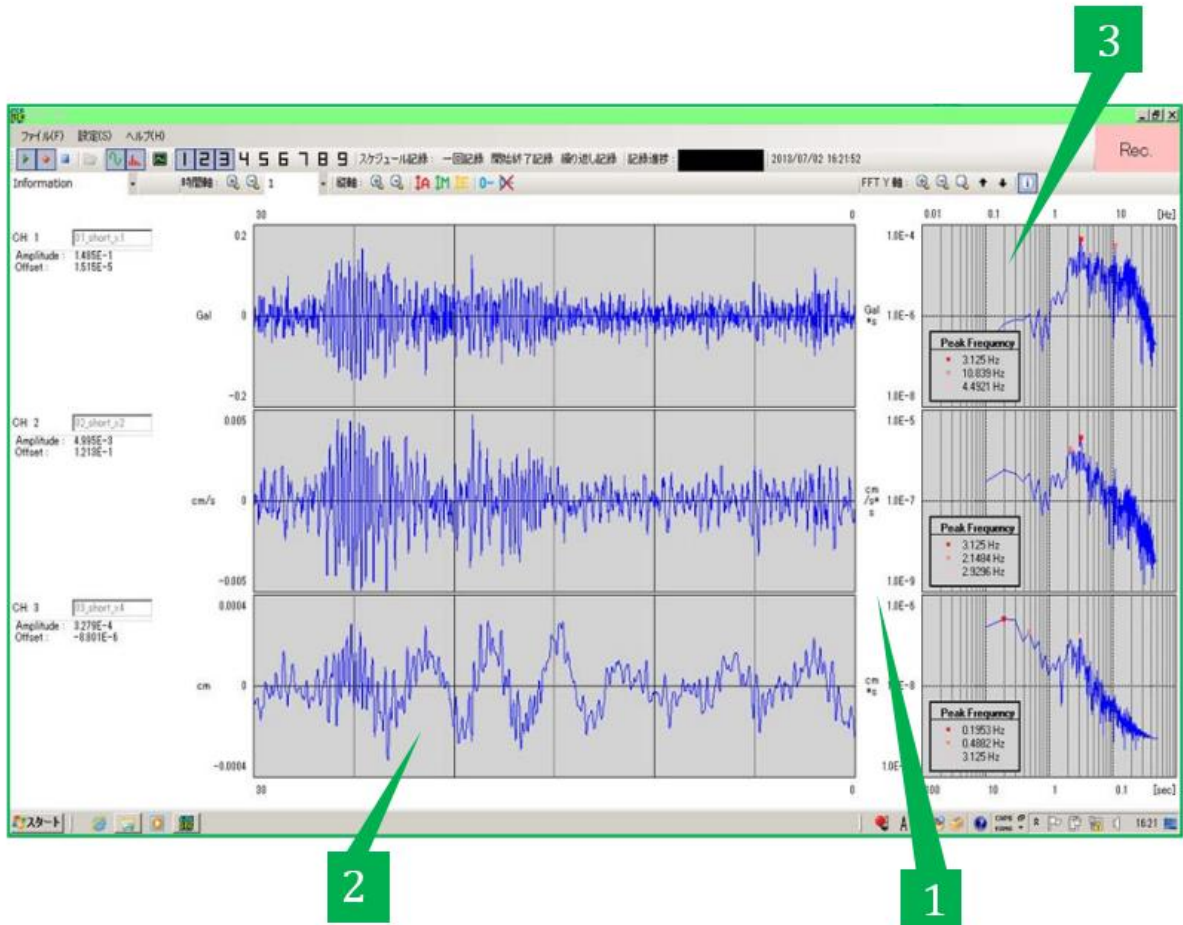


Figure III-7 Interface graphique du logiciel Pwave32

- La zone 1 affiche les signaux d'entrée par rapport aux capteurs reliés à la station, dans notre cas 3 signaux d'entrée sont affichés suivant trois direction (2 horizontal, 1 vertical)
- La zone 2 donne une visualisation en temps réel de l'amplitude du signal en fonction du temps, les capteurs utilisés durant l'enregistrement sont des vélocimètre.
- La zone 3 offre un aperçu rapide d'un passage du domaine temporel au domaine fréquentiel.



III.2.4 Paramétrage des enregistrements

III.2.4.1 Gain

Le gain a été choisi égal à 1 bit sans saturation afin d'éviter les erreurs dans l'estimation des spectres, surtout en amplitude.

Durant l'enregistrement, les vibrations parasites (passages des véhicules, etc..) seront automatiquement filtrées.

III.2.4.2 Fréquence d'échantillonnage

La fréquence d'échantillonnage a été prise égale à 100 Hz afin d'éviter le phénomène d'Aliasing (crénelage).

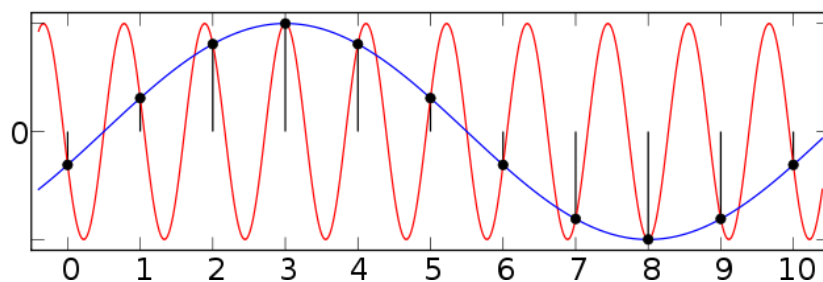


Figure III-8 Phénomène d'Aliasing

Le théorème de Nyquist-Shannon (1960), nommé d'après Harry Nyquist et Claude Shannon, énonce que la fréquence d'échantillonnage d'un signal doit être égale ou supérieure au double de la fréquence maximale contenue dans ce signal, afin de convertir ce dernier d'une forme analogique à une forme numérique.

Si l'on suppose une fréquence max de 50 Hz, on aura un échantillonnage de 100 Hz, donc une valeur toute les 0.01 seconde

III.2.4.3 Durée d'enregistrement

Brincker et al. (2003) proposent d'enregistrer au minimum $\frac{100}{\xi_k \omega_k}$ secondes

Où ω : représentent les pulsations propres

ξ : 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 $f = 3.92$ Hz, et l'amortissement de 7%.

La mesure doit être enregistrée pendant au moins 58 s. Pour avoir plus de marge, une durée d'enregistrement de 5 min a été prise en compte.



III.3 Traitement des données

III.3.1 Logiciel

Les signaux ont été traités à l'aide du logiciel libre GEOPSY. Ce programme est destiné à la recherche et aux applications géophysiques, Il permet l'analyse et le traitement des signaux afin de réaliser l'identification modale des structures soumises aux vibrations ambiantes.

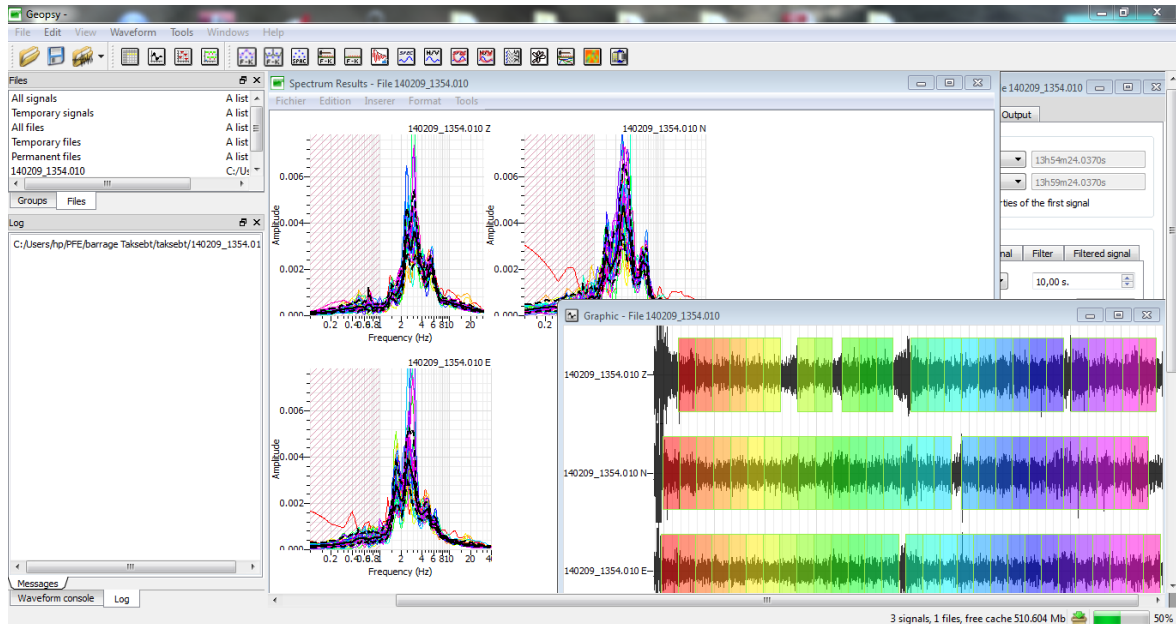


Figure III-9 Interface graphique du logiciel de traitement de signal GEOPSY

III.3.2 Méthodologie

III.3.2.1 Domaine fréquentiel

L'extraction des fréquences propres à partir d'un signal issu d'une mesure nécessite de passer du domaine temporel au domaine fréquentiel, et pour ce faire, nous avons utilisé la transformée de Fourier (Joseph Fourier 1807).

Tout signal périodique peut-être reconstitué par la somme d'un nombre infini de signaux sinusoïdaux.

$$f(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(t)e^{-i\omega t} dt \quad \text{III-1}$$

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} f(\omega)e^{-i\omega t} d\omega \quad \text{III-2}$$

$f(t)$ et $f(\omega)$ sont respectivement le signal temporel et fréquentiel.



Le traitement d'un signal par voie numérique, nécessite une discrétisation de ce signal en suite de valeurs numériques par un échantillonnage, qui consiste à prélever à des instants précis, le plus souvent équidistants.

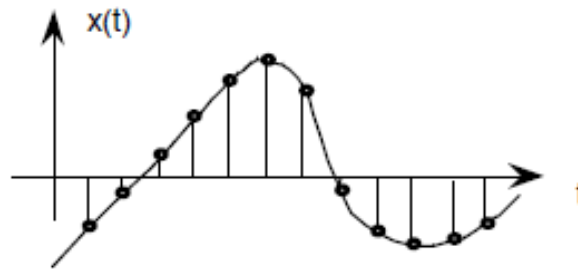


Figure III-10 échantillonnage d'un signal

La manière la plus efficace pour transformer ce signal, se fait par l'algorithme de la transformée de Fourier rapide (FFT).

Soient x_0, \dots, x_{n-1} des nombres complexes.

La transformée de Fourier discrète est définie par la formule suivante :

$$f_j = \sum_{k=0}^{n-1} x_k e^{-\frac{2\pi i}{n}jk} \quad j = 0, \dots, n-1 \quad \text{III-3}$$

III.3.2.2 Identification des fréquences propres

L'amplitude du pic pour chaque enregistrement simultané donne un point de la forme modale. La forme normalisée est obtenue en la divisant par la valeur de référence du capteur. La méthode Peak Picking [25] peut donner des estimations précises des formes modales si les modes sont bien séparés. La fréquence associée au pic est relative à un des modes de déformations de la structure.

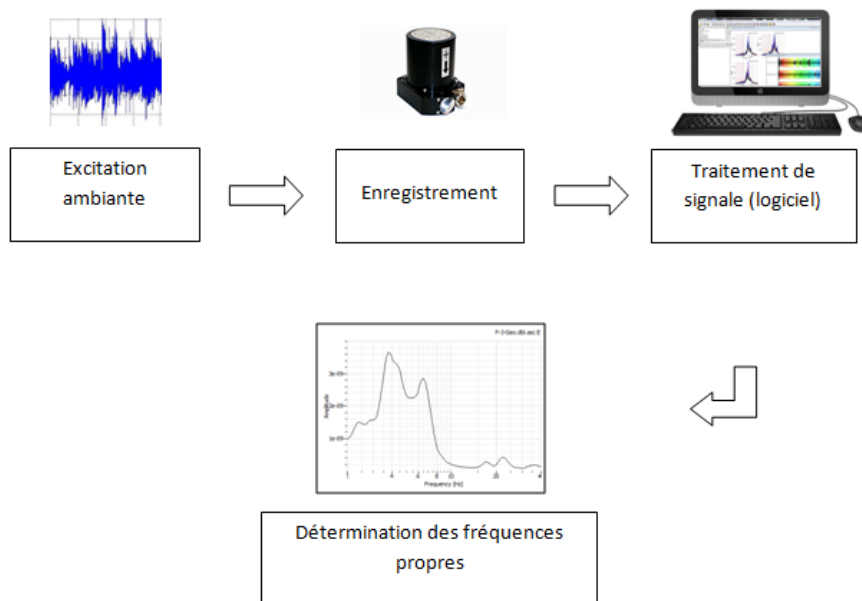


Figure III-11 Méthodologie à suivre lors d'essais de vibrations ambiantes

III.3.3 Résultats des mesures

Le traitement des signaux bruts s'est fait à l'aide du logiciel Geopsy, les résultats émanent principalement de l'enregistrement numéro 3, le reste des enregistrements n'a pas pu être exploité à cause d'un problème technique survenu au moment de la prise des mesures.

Le signal brut (figure 3-11) a été traité grâce à la bibliothèque FFTW (Fast Fourier Transformation in the West), en utilisant un fenêtrage approprié (figure 3-12) la transformée rapide de Fourier a été calculée pour chaque fenêtre ambiante sélectionnée dans le domaine temporel. Le spectre de fréquence a ainsi été calculé et moyenné sur toute la sélection.

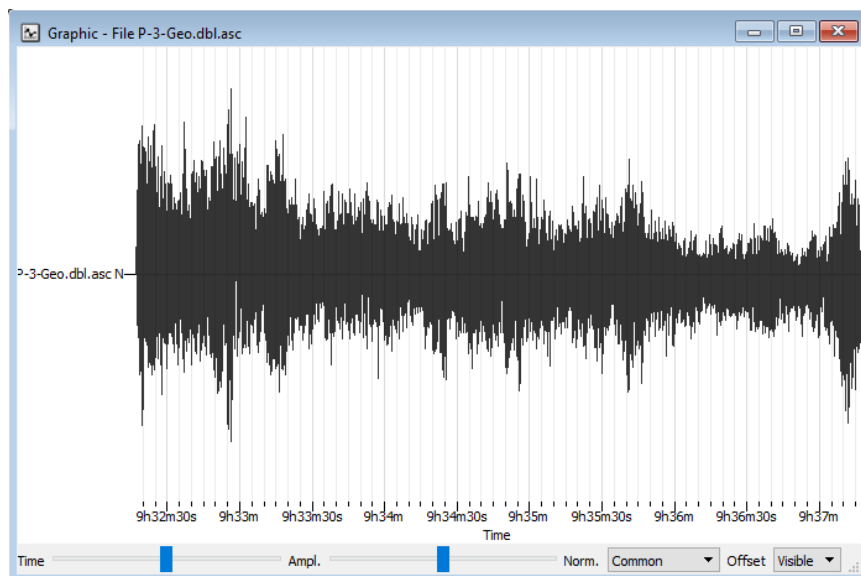


Figure III-12 Exemple d'un signal brut, enregistrement 3, capteur Nord

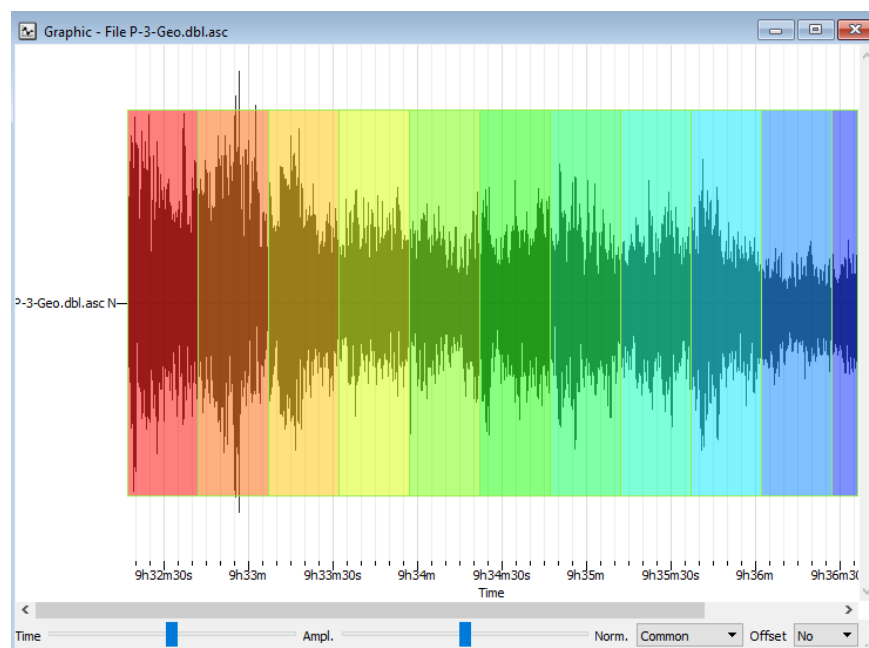


Figure III-13 Exemple d'un fenêtrage du signal, enregistrement 3, capteur Nord



Les spectres obtenus pour les 3 directions sont illustrés dans les figures suivantes.

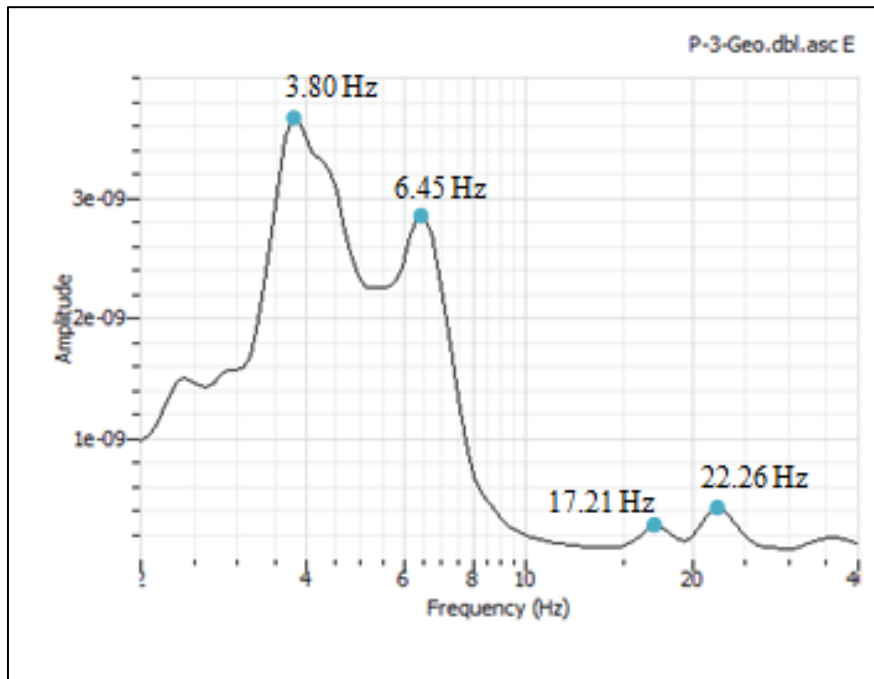


Figure III-14 Spectre associé au signal du capteur horizontale (Est) relatif au sens amont-aval

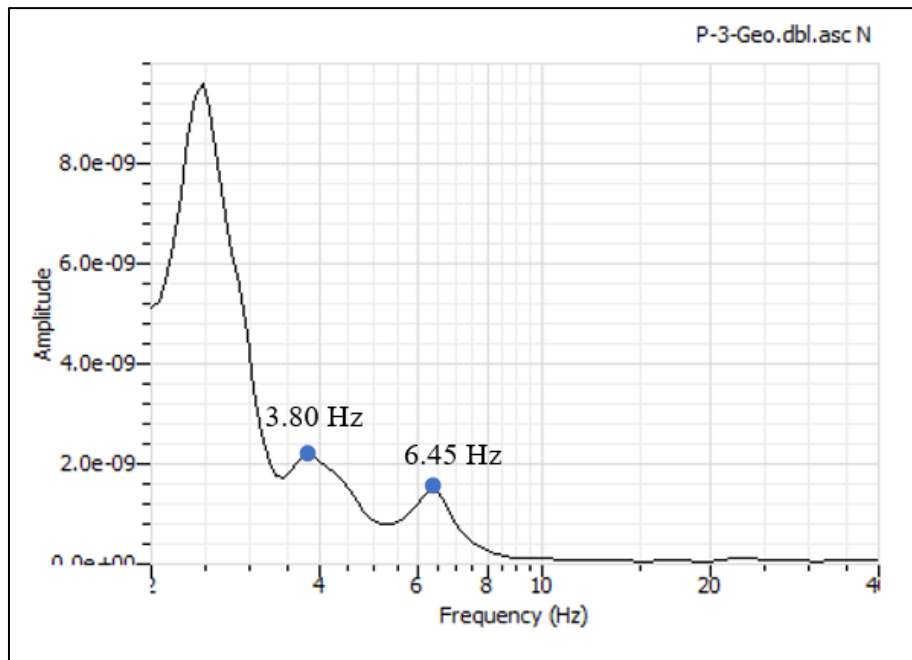


Figure III-15 Spectre associé au signal du capteur horizontale (Nord) relatif au sens rive-rive

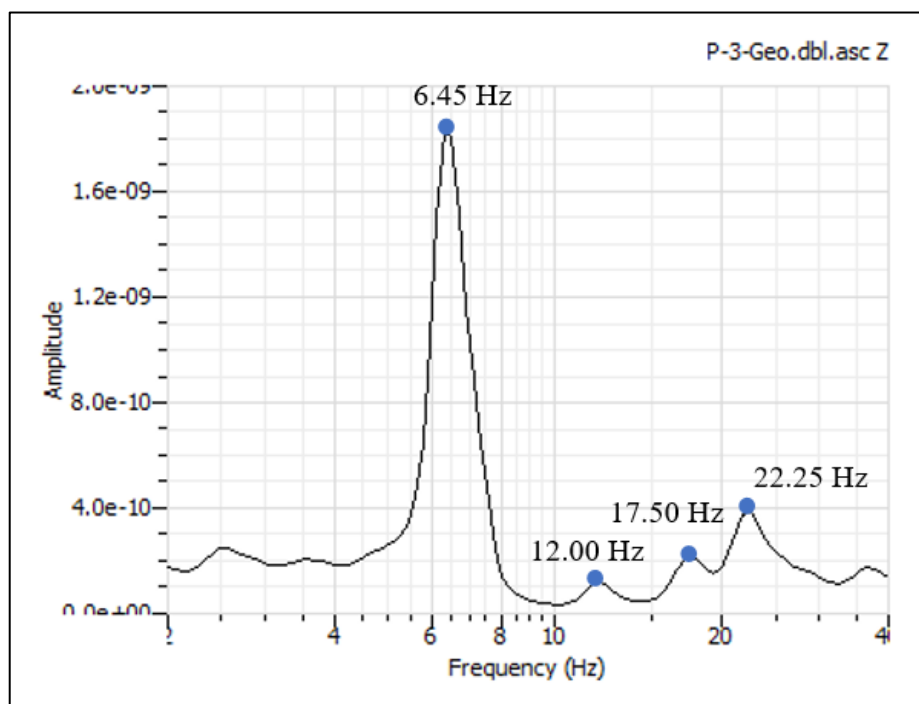


Figure III-16 Spectre associé au signal du capteur vertical

La méthode du Peak Picking nous a permis de déduire les fréquences associées aux pointes des spectres.

En se référant aux déformées modales numériques calculées dans le chapitre 2, l'enregistrement numéro 3 se trouve dans une zone de grands déplacements pour les modes 1 et 4, ce qui explique les grandes amplitudes des spectres associées aux fréquences $f_1 = 3.80$ Hz et $f_4 = 6.45$ Hz. Le tableau suivant résume les résultats.

Tableau III-2 Comparaison entre les fréquences expérimentales et les fréquences du modèle MEF

	Fréquence analytique (Hz)	Fréquence expérimentale (Hz)	Différence (%)
Mode 1	3.94	3.80	3.55
Mode 4	6.36	6.45	1.39



III.7 Conclusions

La méthode du Peak Picking nous a permis d'obtenir les fréquences à partir d'enregistrements de vibrations ambiantes.

Un bon enregistrement dans l'emplacement 3 montre une corrélation entre l'étude expérimentale et analytique, et permet de valider la fréquence fondamentale du barrage.

En se basant sur ces résultats expérimentaux on peut dire que le choix des propriétés des matériaux est relativement correct et que le modèle numérique ne nécessite pas de recalage.

CHAPITRE IV
Simulation d'une
surveillance vibratoire



IV.1 Introduction

Les différentes simulations présentées dans ce chapitre ont pour but d'apprécier la sensibilité du MAC a différents types d'endommagements usuels retrouvés dans la littérature.

Dans un premier temps, nous avons mené les simulations sur le modèle numérique 2D afin de voir la variation du MAC. Par la suite nous avons supposé une forme réduite du modèle 3D basé sur la participation massique des premiers modes afin de lui appliquer un scénario d'endommagement.

IV.2 Principe

Si l'on considère un système à m degrés de libertés, la forme générale du système d'équations au 2ème ordre s'écrit :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = f \text{ IV-1}$$

Où : M : Représente la matrice globale de masse.

C : Représente la matrice globale d'amortissement.

K : Représente la matrice globale de rigidité.

f : Représente le vecteur global des sollicitations.

Si le système est non amorti ou faiblement amorti, le terme d'amortissement $C\dot{x}$ est supprimé, de plus lors d'une analyse modale, le vecteur global des sollicitations f est nul.

Les paramètres modaux du système sont obtenus en résolvant le problème aux valeurs propres, tel que la solution soit non triviale $\varphi_i \neq 0$

$$(K - \omega_i^2 M)\varphi_i = 0 \text{ IV-2}$$

Ou ω_i : est la pulsation du système, tel que $\omega_i = 2\pi f_i$, avec f_i la fréquence propre.

φ_i : est le vecteur propre associé à la valeur propre i .

La présence d'un endommagement induit une diminution de rigidité de la structure, et peut également provoquer une perte de masse. Les matrices de masse et de raideur de la structure endommagée peuvent être interprétées comme la somme de deux matrices, une matrice relative à la structure saine, et une matrice élémentaire multiplié par un facteur de réduction : [1]

$$M = M_0 + \Delta M \quad \text{Tel que} \quad \Delta M = \sum_{j=1}^n M_j \Delta a_j \text{ IV-3}$$

$$K = K_0 + \Delta K \quad \text{Tel que} \quad \Delta K = \sum_{j=1}^n K_j \Delta a_j \text{ IV-4}$$



Si l'on néglige la perte de masse, le problème aux valeurs propres devient :

$$((K_o + \Delta K) - (\omega_n^2 + \Delta\omega_n^2)M_o)(\varphi_i + \Delta\varphi_i) = 0 \text{ IV-5}$$

L'idée de base dans toutes les techniques de détection d'endommagement par essais vibratoires réside dans le fait que les paramètres modaux (fréquences, déformées propres) mesurés sont fonctions des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse), et le principe est de quantifier et d'évaluer le changement des paramètres modaux via certains critères.

Si l'on s'intéresse à la variation $\Delta\varphi_i$ des vecteurs propres, le MAC (Modal Assurance Criterion) permet d'exprimer la corrélation entre deux déformées modales.

Le MAC varie entre 0 et 1, prenant la valeur 1 pour deux modes identiques et 0 lorsque les deux modes sont non corrélés. Une légère modification du mode provoquée, par un endommagement, est a priori détectable. Un MAC faible indique la présence d'endommagement dans la structure et la valeur du MAC décroît avec la sévérité du défaut.

$$MAC_k = \frac{\sum(\phi_{ik}^T \phi_{ik}^*)^2}{\sum(\phi_{ik}^T \phi_{ik}) \times \sum(\phi_{ik}^{*T} \phi_{ik}^*)} \text{ IV-6}$$

Où ϕ_{ik} et ϕ_{ik}^* sont les valeurs des déformées modales d'indice k au degré de liberté i, respectivement des états sain et endommagé.

IV.3 Méthodologie

Les données des réponses vibratoires utilisées pour identifier l'endommagement des structures peuvent être classées en 3 différents types : [26]

- Type 1 : deux essais vibratoires correspondant à deux états (l'état sain et l'état à vérifier). L'objectif est de comparer les 2 états pour vérifier s'il y a un défaut dans le deuxième état.
- Type 2 : un essai vibratoire. L'endommagement apparaît pendant la mesure. L'objectif est de localiser le défaut en temps (trouver l'instant où apparaît le défaut).
- Type 3 : une série d'essais au cours de la vie de la structure. L'endommagement n'apparaît pas pendant un essai mais entre deux essais successifs. L'objectif est de détecter le défaut en temps (à partir de quel essai le défaut apparaît).

Les différentes simulations contenues dans ce chapitre reposent sur une méthode de type 1, avec une information de niveau I (Rytter 1993). Durant chaque simulation, les caractéristiques dynamiques de la structure (déformées modales) sont obtenues pour les deux états du barrage : sain et endommagé.

Les différents endommagements introduits durant les simulations s'inspirent de la littérature, et des mécanismes de ruine usuels des barrages poids en BCR. [27] [28]



Les simulations ont été menées suivant 3 types d'endommagement :

- Une réduction de rigidité dans certaine zone susceptible de contenir de forte contrainte de traction.
- Un endommagement de type « fissure » au niveau du parement aval.
- Une ouverture en pied ou un déchaussement de fondation.

Afin d'obtenir les déformées modales de la structure, les matrice de masse [M] et de rigidité [K] sont d'abord extraites du logiciel aux éléments finis SAP2000® par la suite, la résolution du problème aux valeurs propres se fait à l'aide du logiciel Matlab®.

Les vecteurs propres des états sain et endommagé ainsi obtenu, sont évalués en utilisant le critère MAC (Modal Assurance Criterion).

IV.4 Application des cas d'endommagements

IV.4.1 Endommagement en crête

IV.4.1.1 Diminution de la rigidité

Durant cette simulation l'endommagement a été introduit sous la forme d'une réduction de rigidité locale de 30% et de 50% au niveau des 7 éléments surfaciques mis en évidence dans la figure suivante :

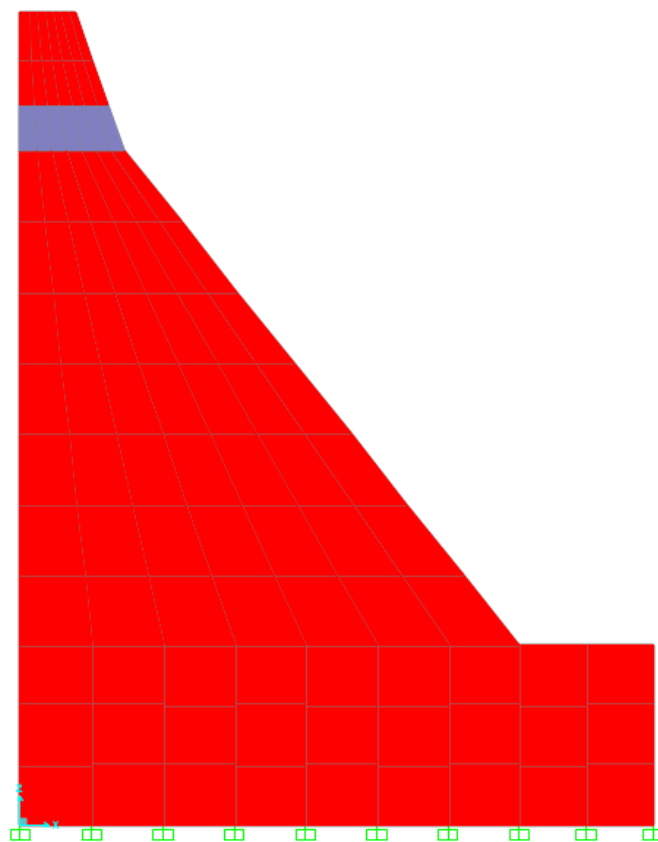


Figure IV-1 Eléments endommagés en crête (diminution de rigidité)



Les résultats pour des diminutions de rigidité de 30 et 50% sont listés dans le tableau suivant.

Tableau IV-1 Valeur du MAC pour des diminutions de rigidité de 30% et 50%

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
-30%	0.9999	0.9987	0.9994	0.9968	0.9938
-50%	0.9998	0.9968	0.9889	0.9864	0.9799

La figure suivante, montre la variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés pour les 5 premiers modes.

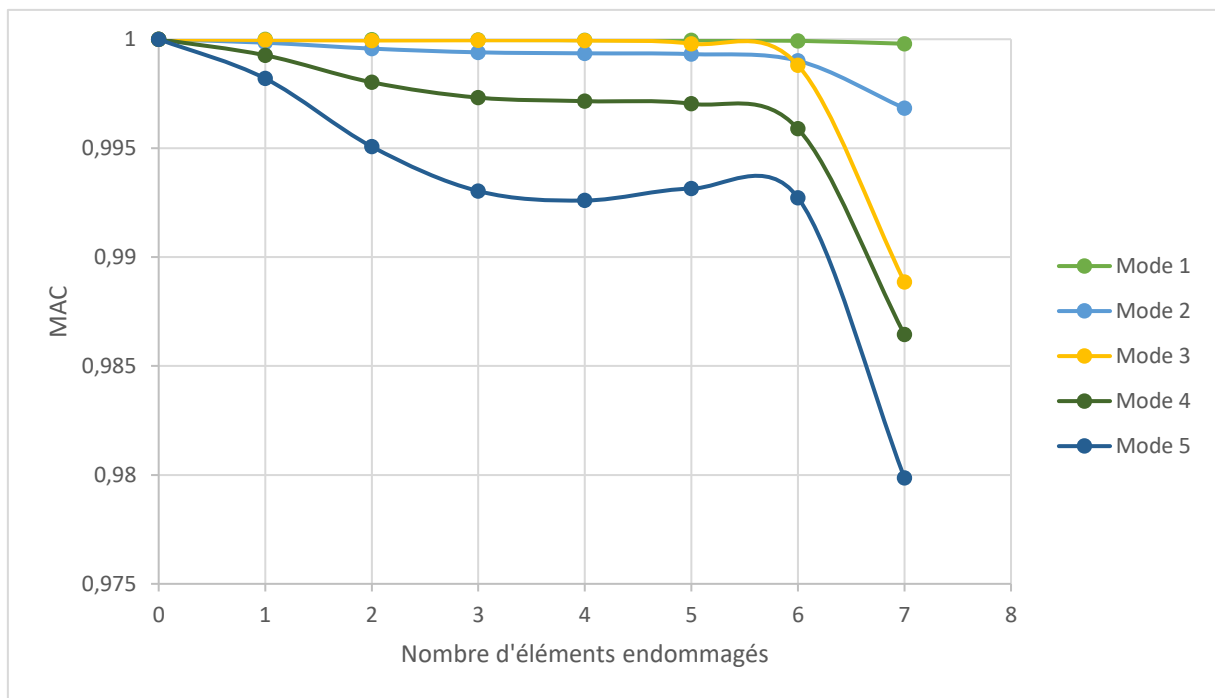


Figure IV-2 variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés

On remarque que la valeur du MAC est plus sensible pour les modes 4 et 5, cela est due à la participation massive de ces deux derniers modes qui mettent principalement en mouvement la partie haute du barrage.



IV.4.1.2 Fissuration

Durant cette simulation, une fissuration sous la forme d'un détachement de nœuds a été introduite au niveau du changement de section brutal juste avant la crête, du côté aval.

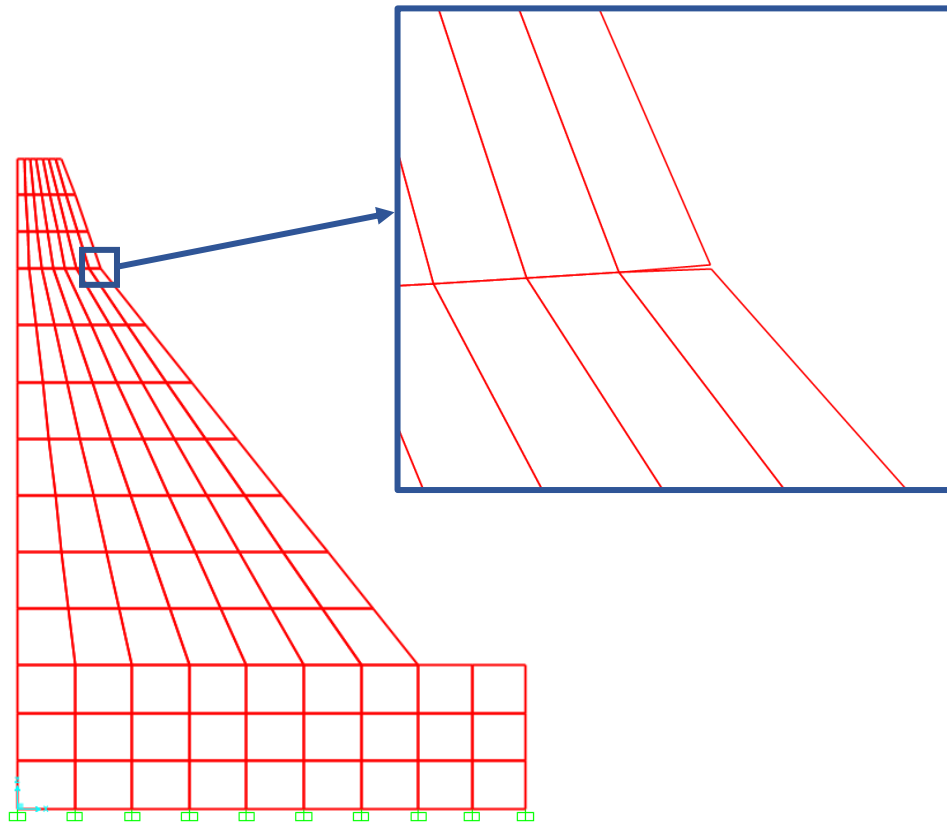


Figure IV-3 Fissure au niveau de la crête, coté aval

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau IV-2 Valeur du MAC pour l'endommagement de type fissure

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
MAC	0,9999	0,9989	0,9959	0,9957	0,9896



Il est à noter que la valeur du MAC devient significative pour le mode 5 ce qui rejoint les premiers résultats obtenus par endommagement en dégradant la rigidité des éléments. En comparant les résultats avec ouverture de fissure sont globalement équivalents à une dégradation entre 30 et 50%

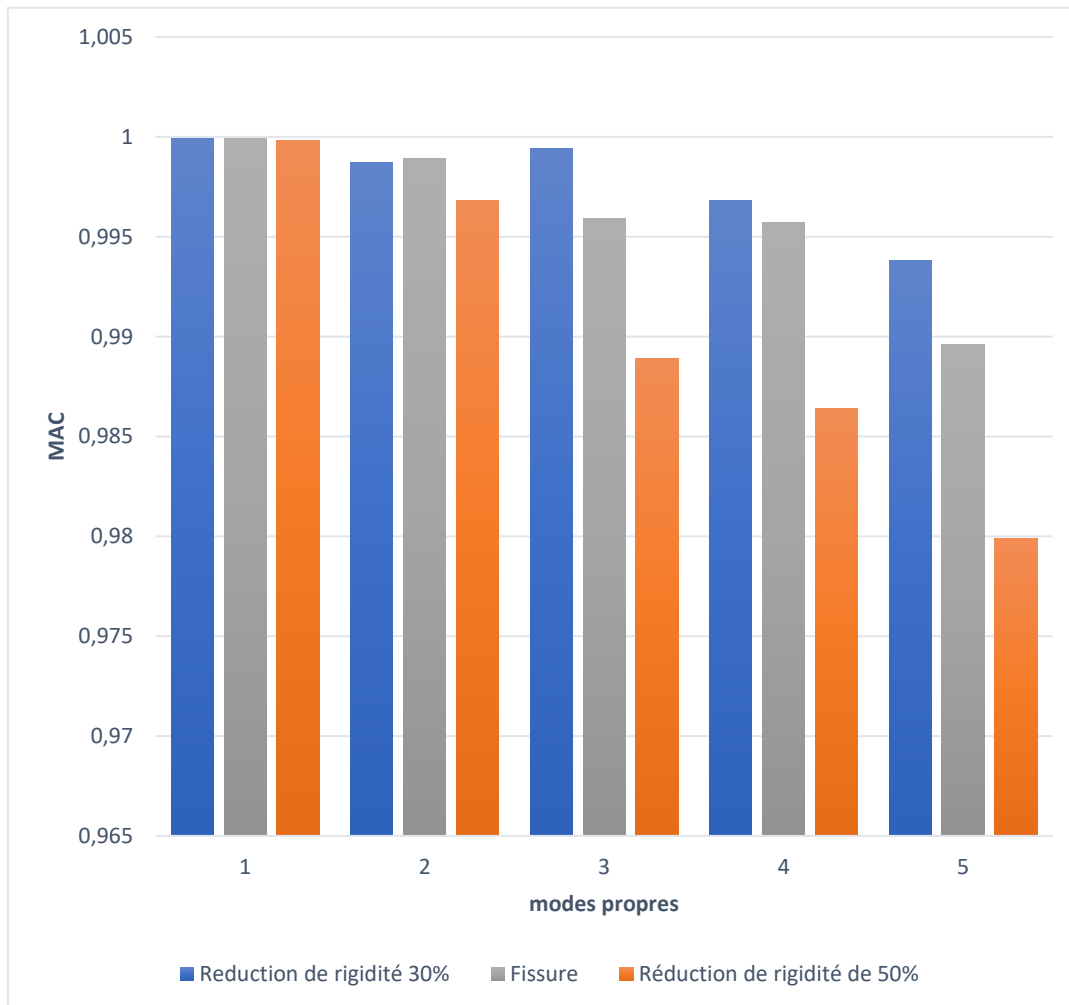


Figure IV-4 Comparaison du MAC pour un endommagement de type fissure et des réduction de rigidité de 30 et 50%



IV.4.2 Endommagement au niveau de la fondation

IV.4.2.1 Diminution de rigidité

Durant cette simulation une réduction de rigidité de 50% a été introduite au niveau des éléments surfaciques illustrés dans la figure suivante.

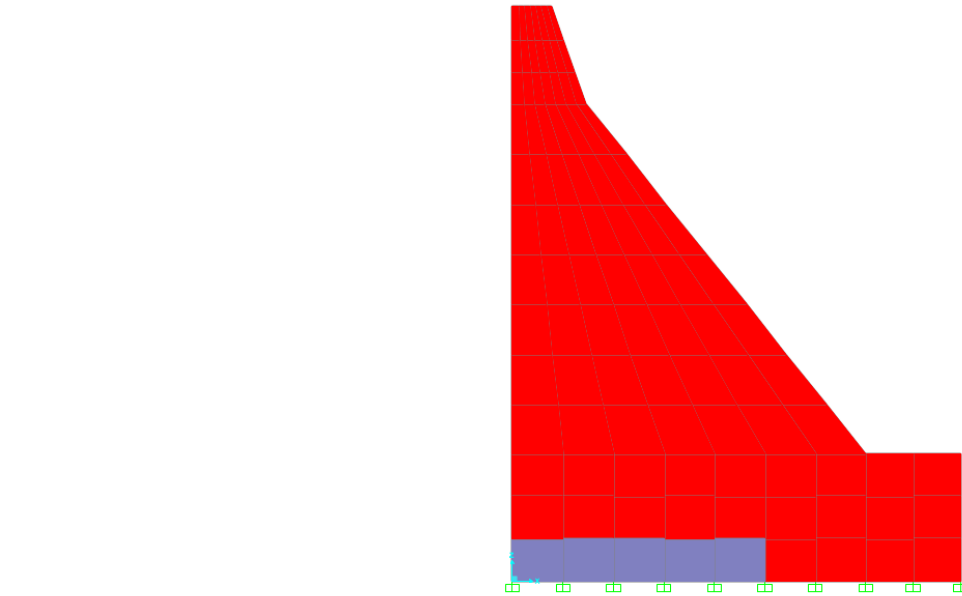


Figure IV-5 Eléments endommagés en pied (diminution de rigidité)

La figure suivante, montre la variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés pour les 5 premiers modes. La sensibilité des modes supérieurs augmente grandement avec le nombre d'éléments endommagés.

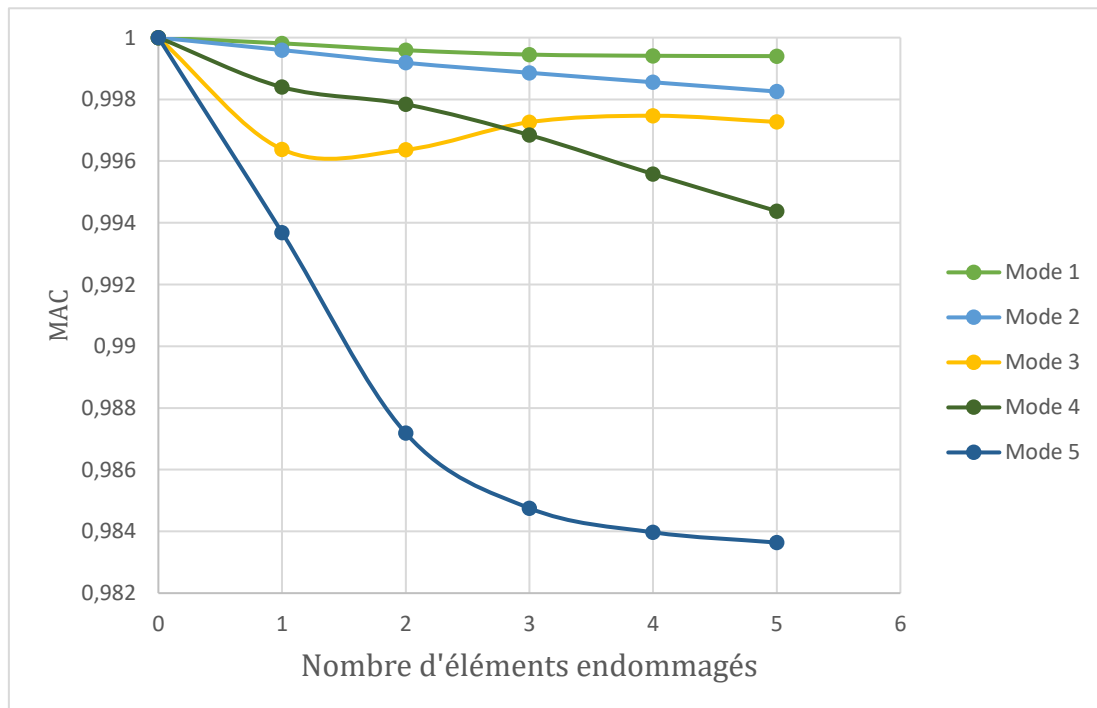


Figure IV-6 variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés pour une diminution de rigidité de 50%



IV.4.2.2 Ouverture en pied

Durant cette simulation l'endommagement a été introduit au niveau de la fondation en permettant le glissement horizontal dans un premier temps, et un soulèvement du pied par la suite.

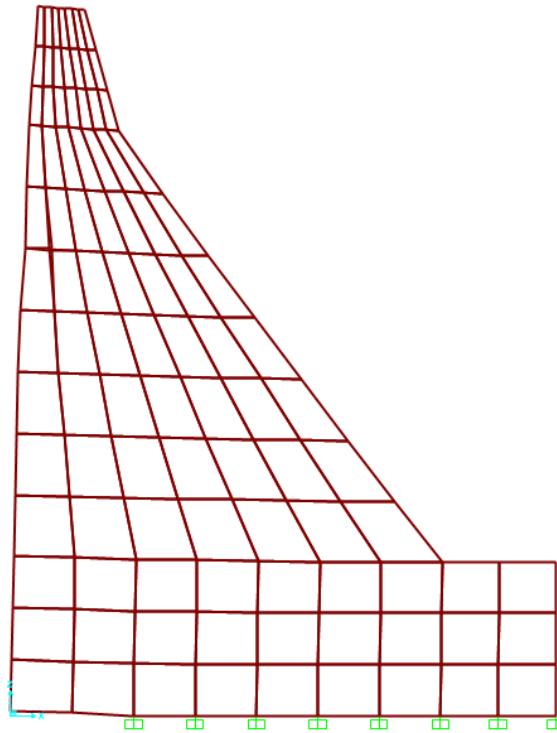


Figure IV-7 Soulèvement du pied (Endommagement sur deux éléments)

Le MAC est beaucoup plus sensible pour ce type d'endommagement. Les valeurs obtenues sont données dans le tableau suivant.

Tableau IV-3 Valeur du MAC pour un endommagement de type ouverture en pied

Soulèvement du pied sur n éléments	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5
1	0,9984	0,9962	0,9559	0,9815	0,9909
2	0,9880	0,9813	0,8731	0,9745	0,8006
3	0,9636	0,9551	0,8317	0,9535	0,7170
4	0,9262	0,9163	0,7681	0,8834	0,7185



La figure suivante, montre la variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés pour les 5 premiers modes.

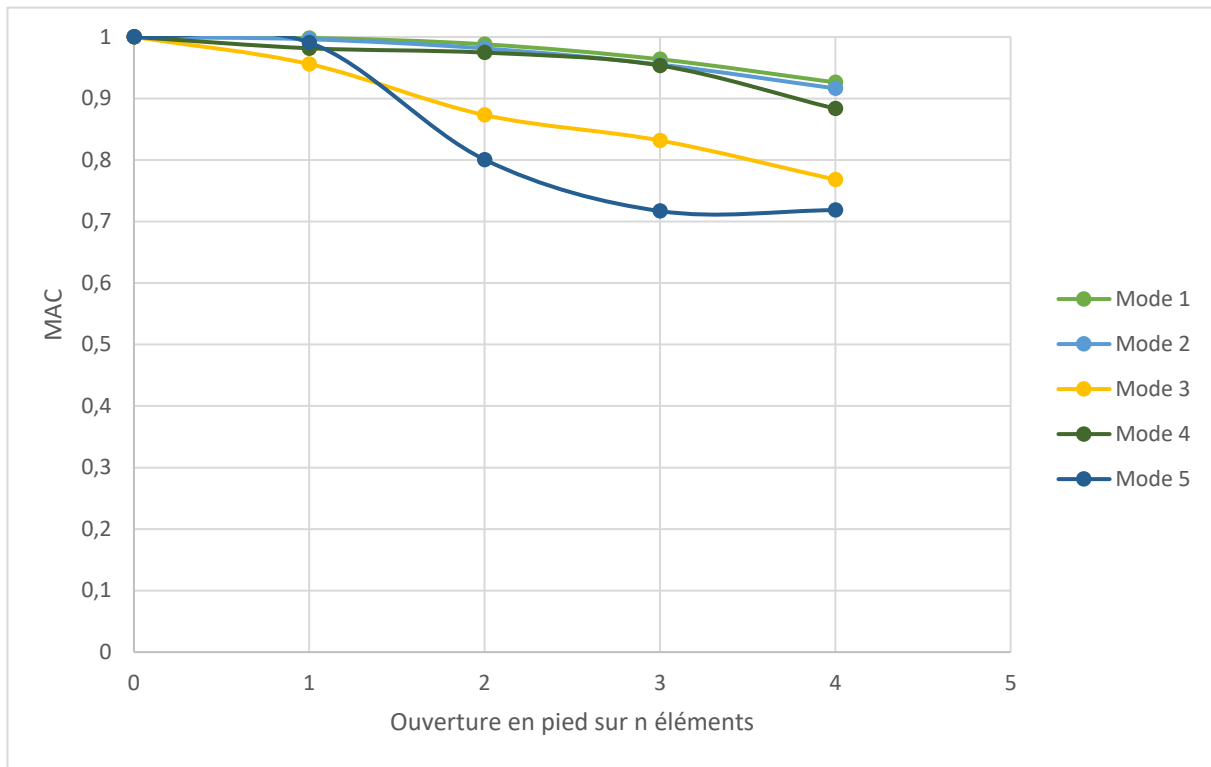


Figure IV-8 variation du MAC en fonction du nombre d'éléments endommagés



IV.5 Formes modales réduites

Dans la pratique, les formes propres numériques sont bien plus complètes que les formes propres expérimentales car l'information n'a été recueillie qu'aux points ou les capteurs ont été placés.

A partir des réponses expérimentales de la structure, on peut se demander, comment extraire les modes de vibration, et quel est le modèle structurel le plus simple qui permettrait de simuler ce comportement.

Pour que la comparaison des formes propres soit possible, il faut réduire le nombre de degrés de liberté du vecteur propre numérique.

Nous définirons donc des degrés de liberté « maitres » qui pourront traduire dans une certaine mesure, le comportement global de la structure. [29]

Pour ce faire, nous allons supposer, en se basant sur la participation massique des premiers modes propre, que le déplacement dans le sens amont-aval est prépondérant.

La démarche consiste d'abord à étudier le modèle 2D, en comparant la variation du MAC des déformées totales et réduites, et par la suite passé au modèle 3D.

Les degrés de libertés « maitres » choisis, se situent sur le parement avale et vibrent dans le sens amont-aval. Ils sont illustrés dans la figure suivante.

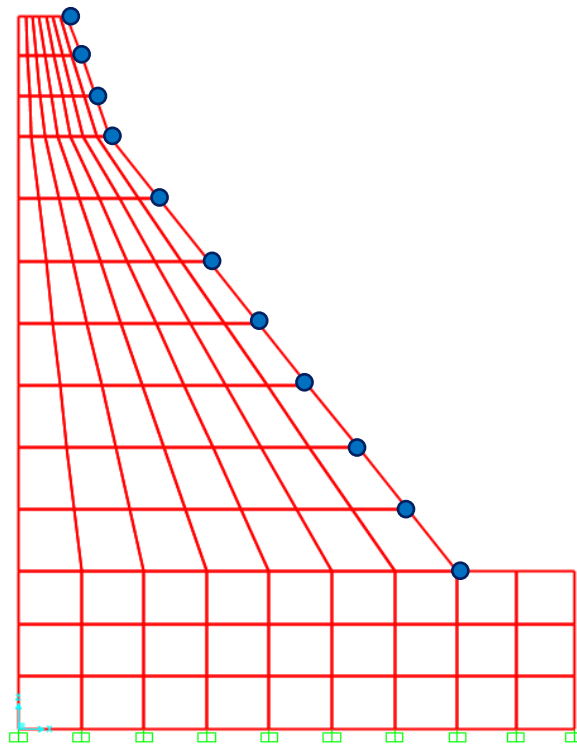


Figure IV-9 Degré de libertés maitres du modèle 2D



Les 4 premières déformées modales totales (à droite) et réduite (à gauche) de la structure saine sont illustrées ci-dessous.

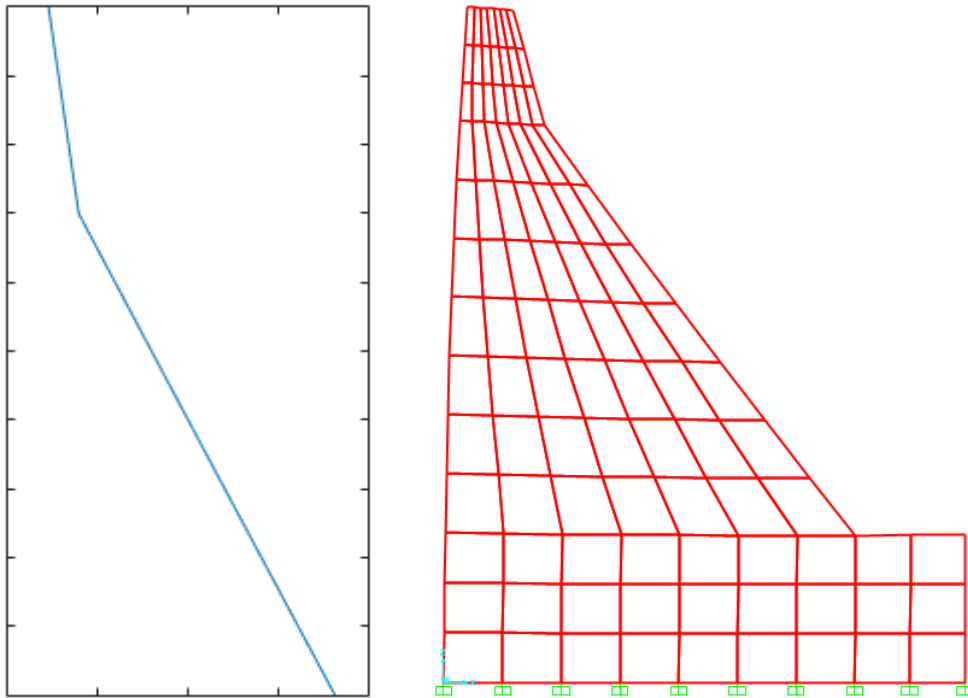


Figure IV-10 1eres déformées modales totales et réduites du modèle 2D

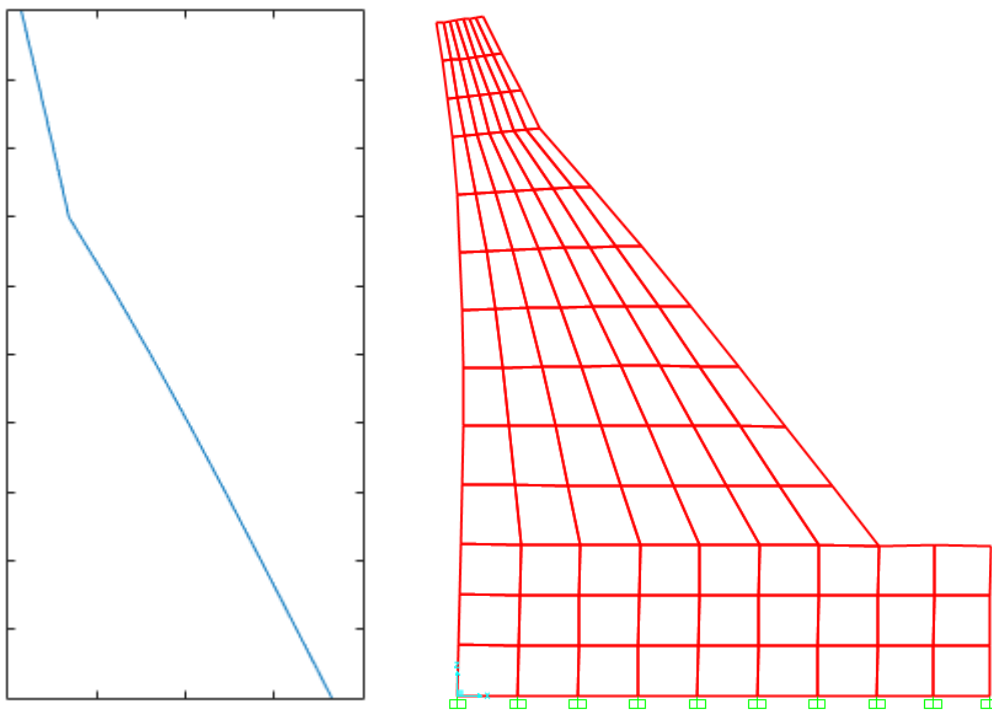


Figure IV-11 2emes déformées modales totales et réduites du modèle 2D

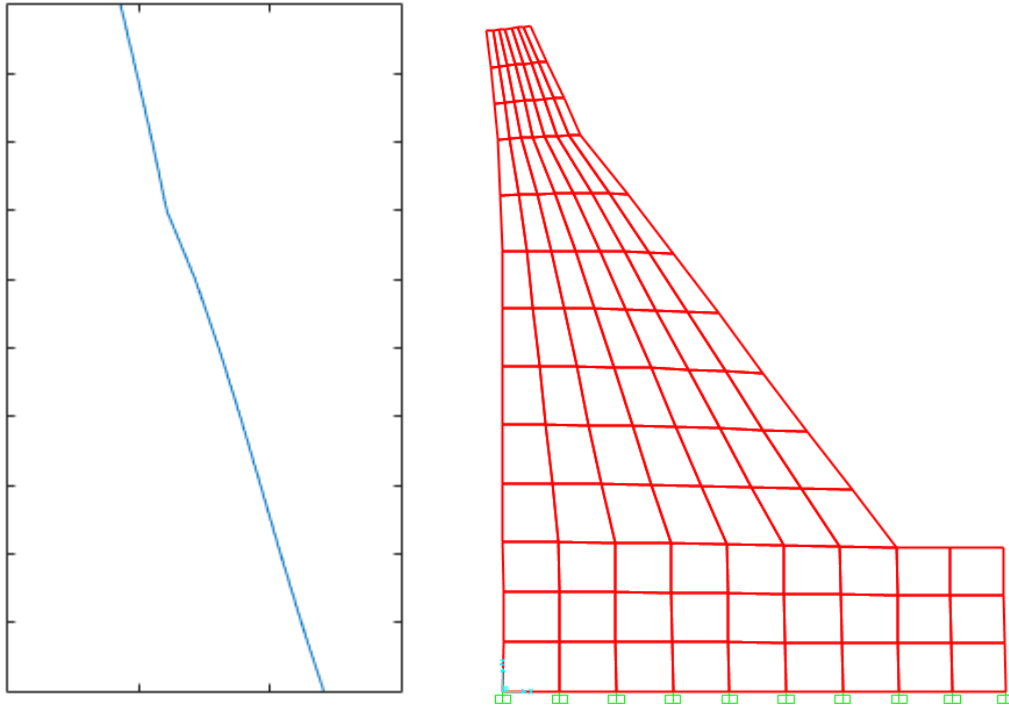


Figure IV-12 3emes déformées modales totales et réduites du modèle 2D

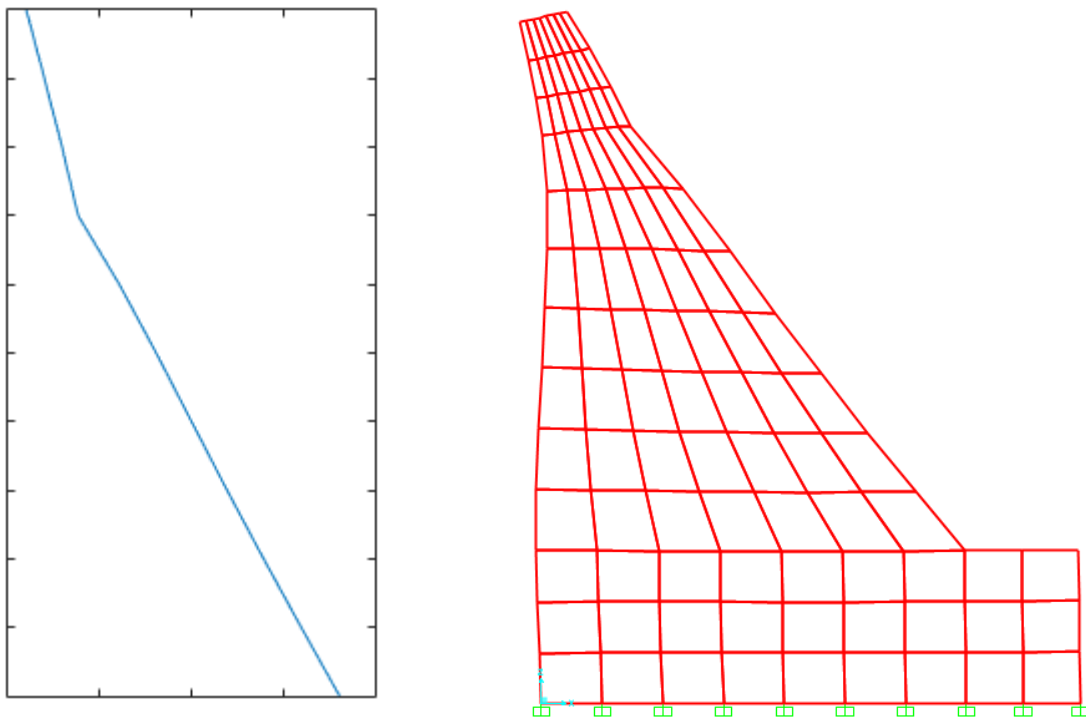


Figure IV-13 4emes déformées modales totales et réduites du modèle 2D



Les déformées modales réduites de la structure saine et endommagée sont illustrées ci-dessous. L'endommagement introduit dans la structure est une ouverture en pied sur deux éléments.

— Etat sain
— Etat endommagé

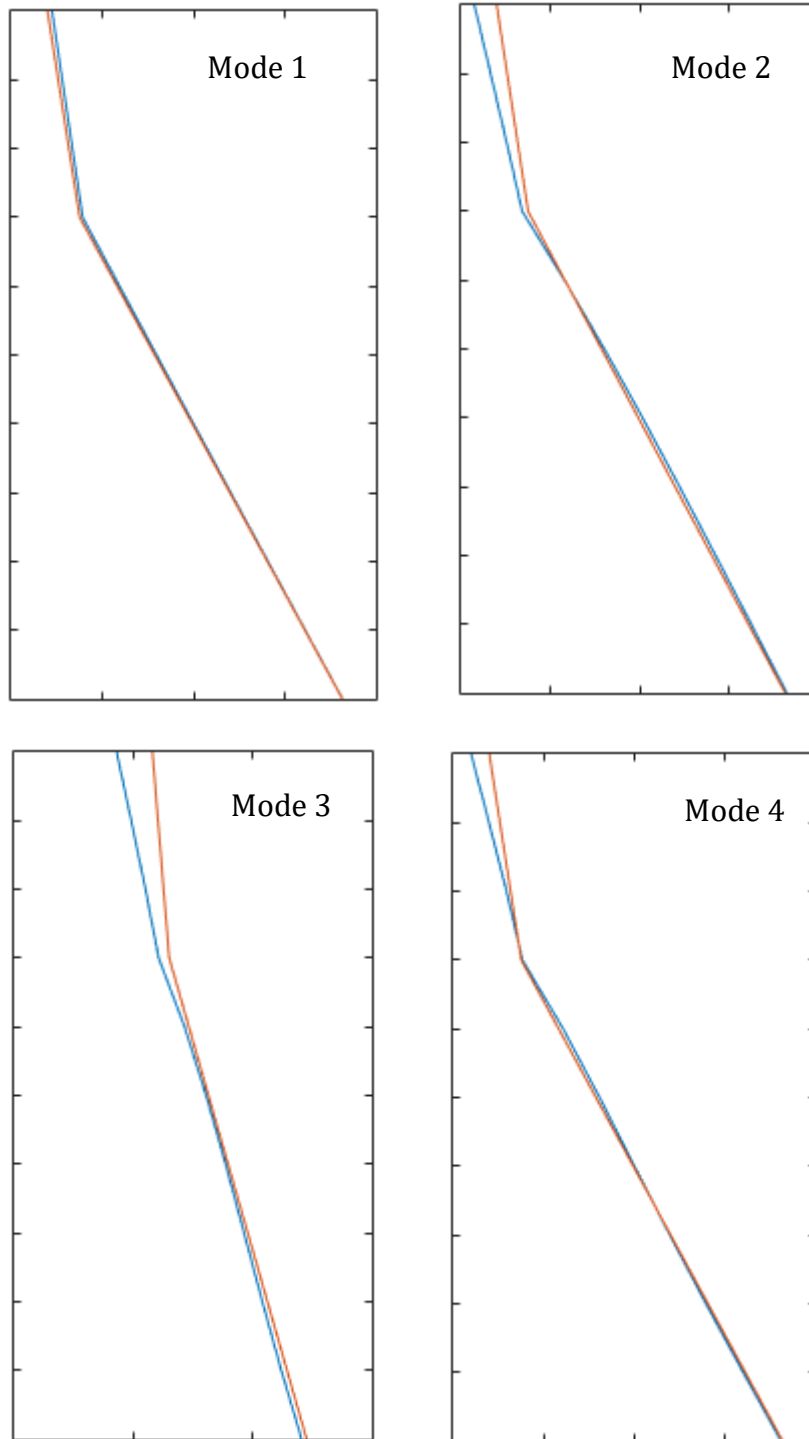


Figure IV-14 Déformées modales réduites du modèle 2D pour les états sains et endommagé



Le tableau suivant résume les valeurs du MAC pour les déformées totales et réduites pour les 4 premiers modes.

Tableau IV-4 valeurs du MAC pour les déformées totales et réduites pour les 4 premiers modes

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
Déformées totales	0,9986	0,9952	0,9700	0,9822
Déformées réduite	0,9910	0,9865	0,8903	0,9808

Les valeurs du MAC pour les déformées modales sont légèrement plus sensible que les valeurs associées aux déformées totales.

IV.6 Formes modales réduites 3D

Les degrés de libertés « maitres » associés aux déformées modales réduites du modèle 2D nous ont permis de détecter un éventuel endommagement dans la structure.

Les vecteurs propres expérimentaux sont obtenus en plaçant une série de capteur sur la structure, généralement aux niveaux de la crête. [30]

Dans l'optique de simuler le cas réel, de nouveau degré de liberté « maitres » ont été choisis sur le modèle 3D, cette fois ci au niveau de la crête mais toujours dans le sens amont-aval.

La figure ci-dessous montre les 26 points choisis au niveau de la crête du barrage :

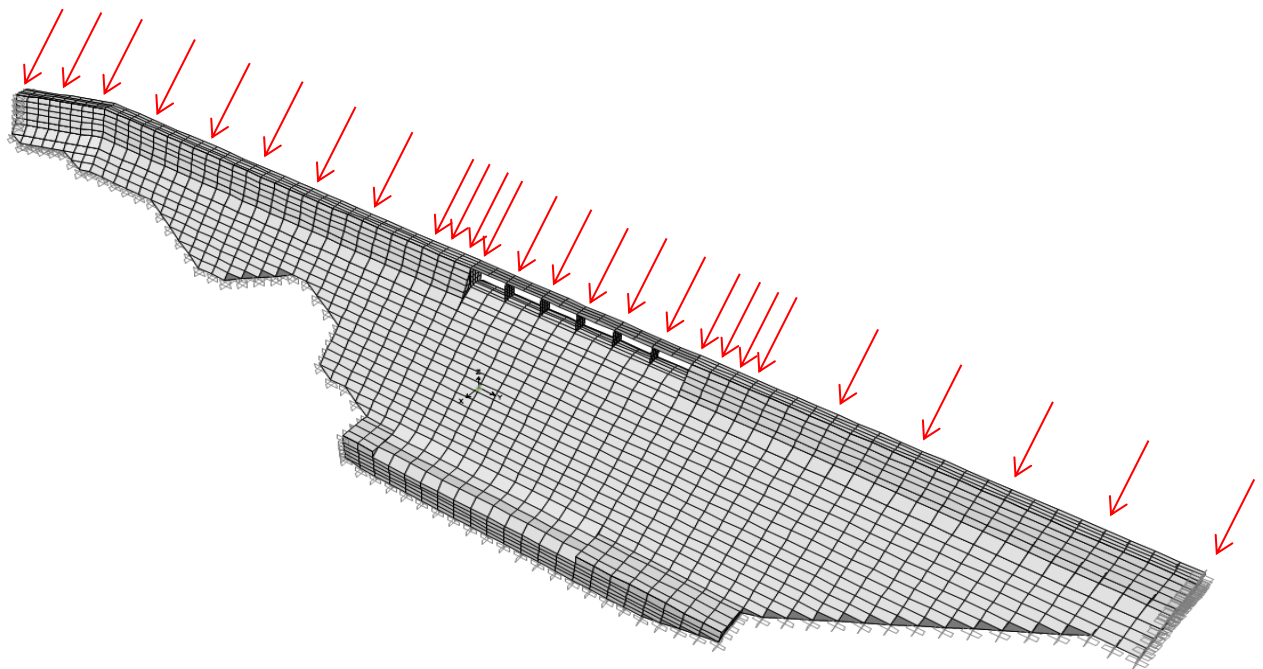


Figure IV-15 Emplacement des points choisis sur la crête du modèle 3D



Dans un premier temps, un endommagement sous la forme d'une ouverture en pied sur une rangée d'éléments, dans le sens rive-rive a été introduite au modèle 3D.

Par la suite, une ouverture en pieds sous une seconde rangée d'éléments a été introduite au sein du barrage

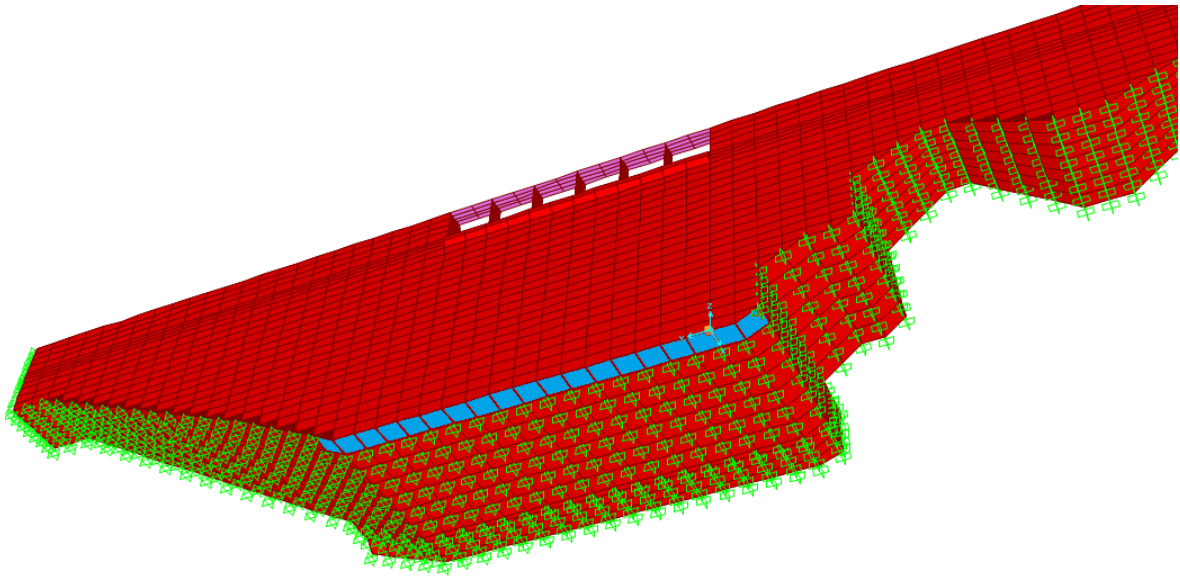


Figure IV-16 Premier cas d'endommagement du modèle 3D

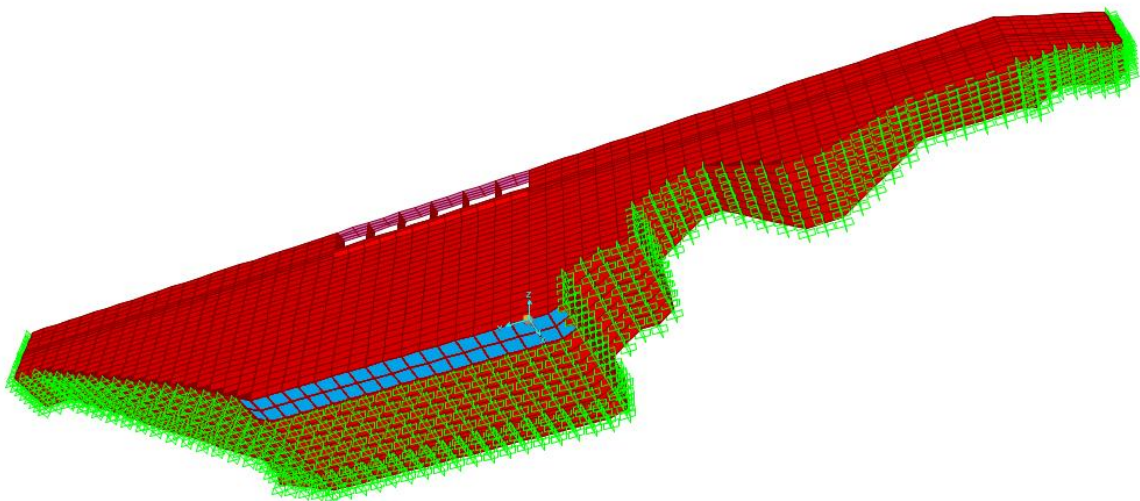
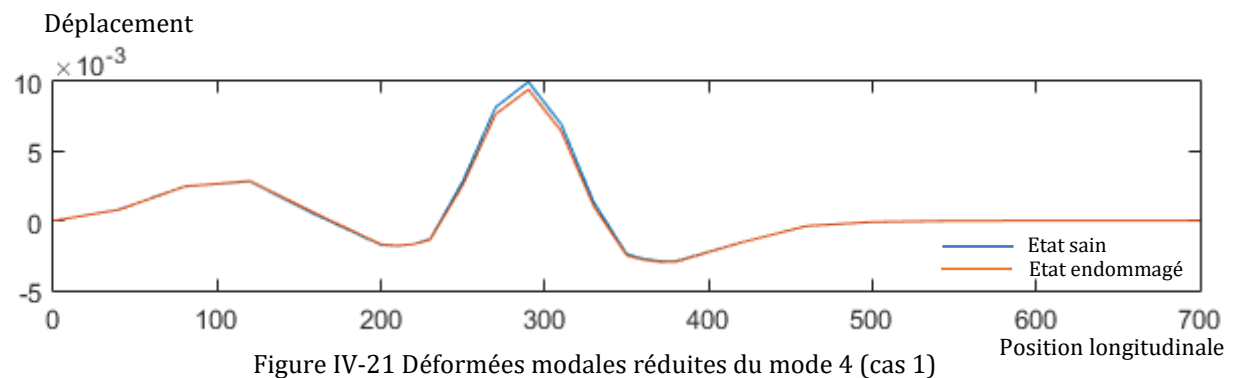
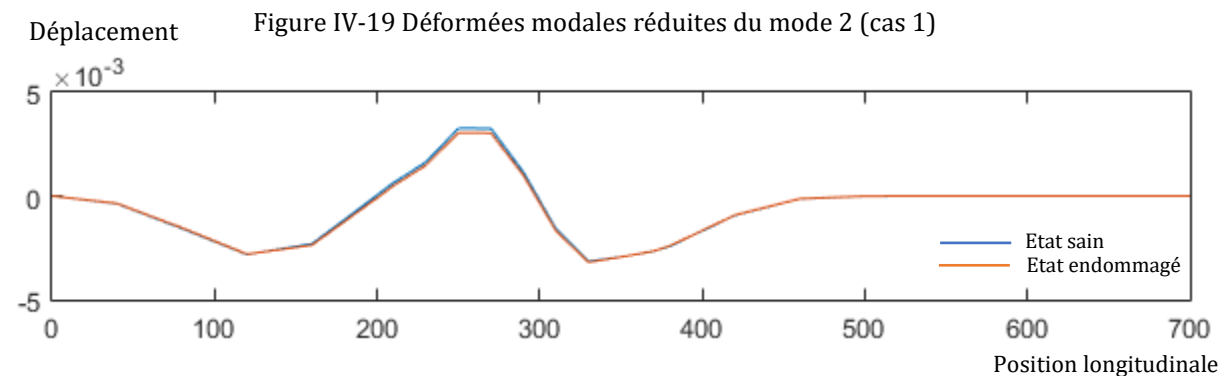
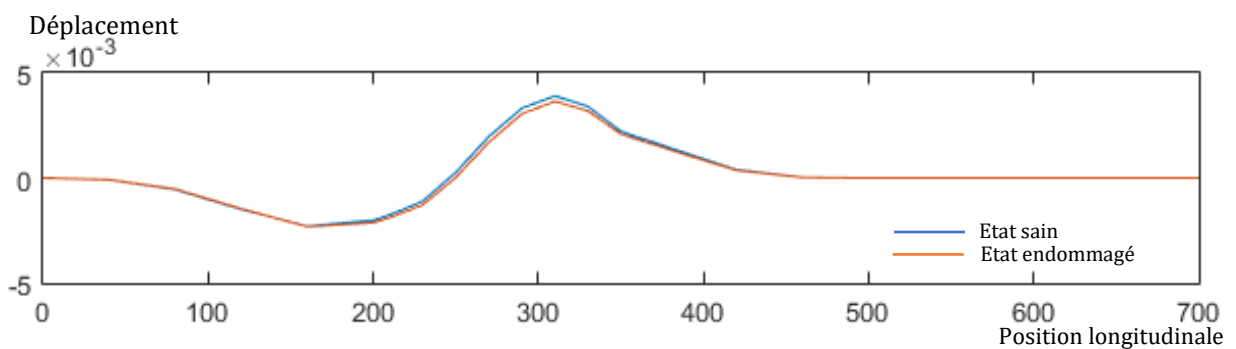
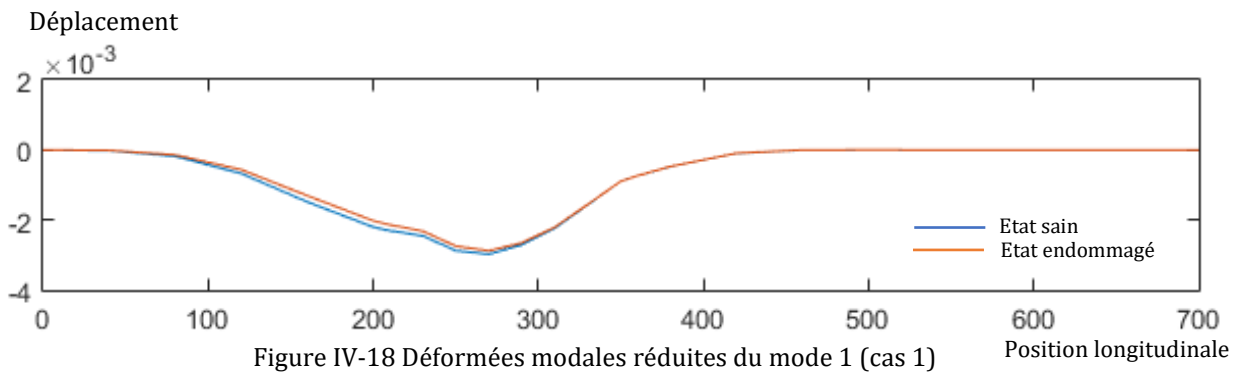


Figure IV-17Deuxième cas d'endommagement du modèle 3D



Les figures suivantes montrent les déformées réduites obtenues pour le 1^{er} cas d'endommagement grâce aux degrés de libertés « maitres » choisis précédemment.





Les figures suivantes montrent les déformées réduites obtenues pour le 2^{ème} cas d'endommagement grâce aux degrés de libertés « maitres » choisis précédemment.

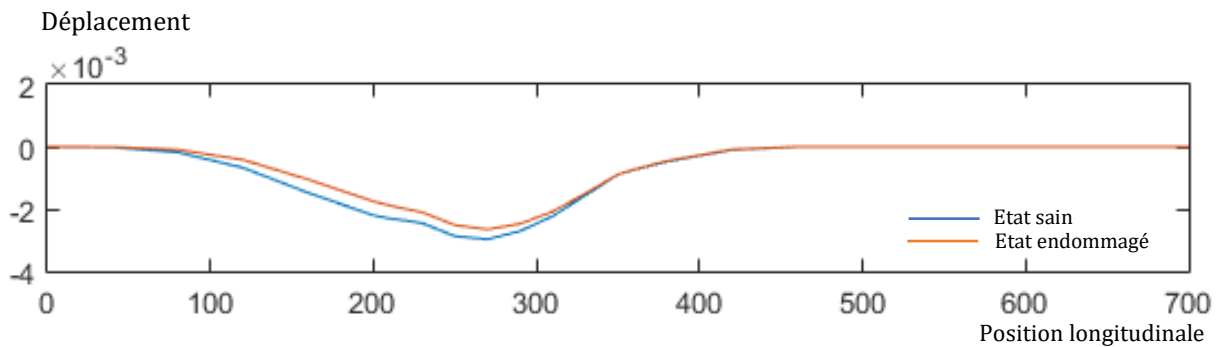


Figure IV-22 Déformées modales réduites du mode 1 (cas 2)

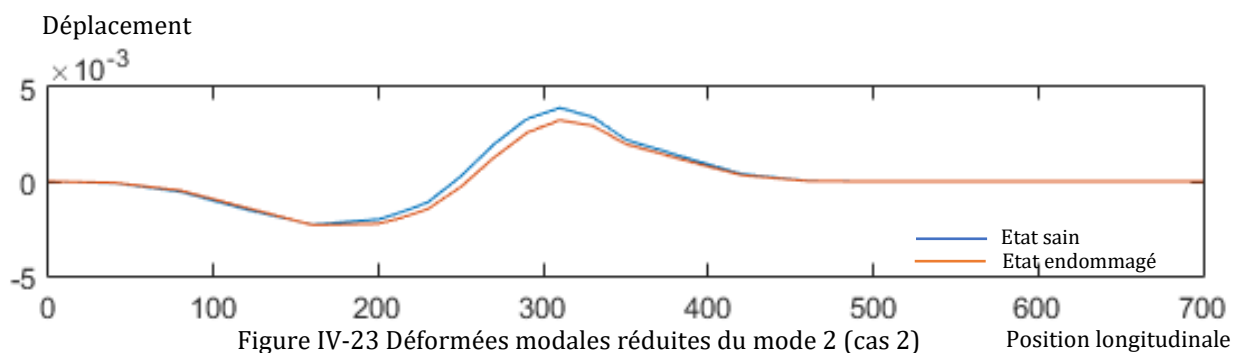


Figure IV-23 Déformées modales réduites du mode 2 (cas 2)

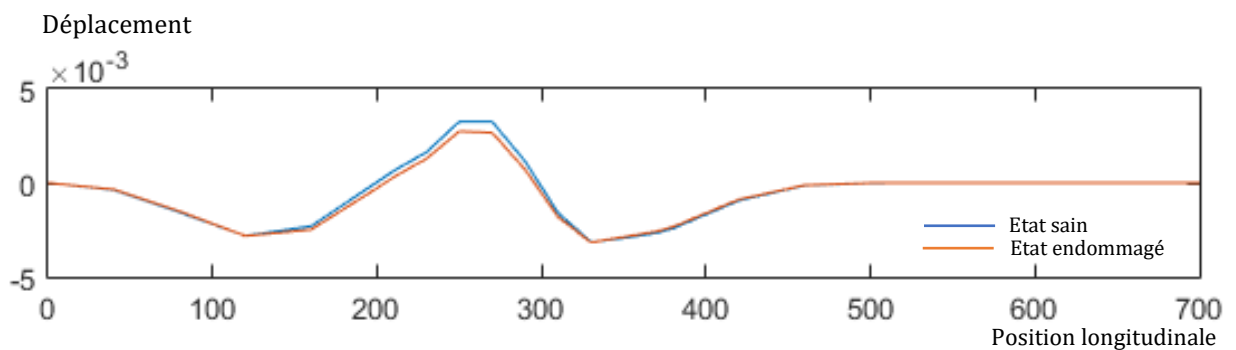


Figure IV-24 Déformées modales réduites du mode 3 (cas 2)

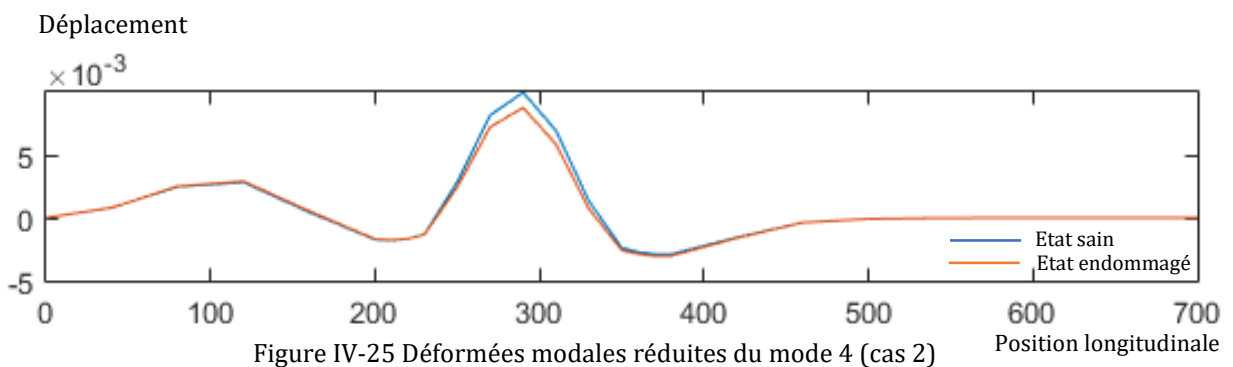


Figure IV-25 Déformées modales réduites du mode 4 (cas 2)



Le tableau suivant résume la valeur du MAC calculée pour les deux cas d'endommagement

Tableau IV-5 valeur du MAC pour les deux cas d'endommagements

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4
1 ^{er} cas	0,9990	0,9953	0,9979	0,9985
2 ^e cas	0,9951	0,9722	0,9866	0,9933

On voit que les vecteurs propres réduits nous donnent des valeurs du MAC qui sont synonymes de la présence d'un endommagement.

IV.7 Conclusions

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre, on conclut que :

- Le Mac varie très légèrement pour des structures disposant d'un grand nombre de degré de liberté comme le barrage de Beni Haroun.
- Les degrés de liberté « maitres » peuvent nous donner des formes modales réduites assez représentatives du comportement global de la structure.
- Le MAC pourrait est un bon indicateur de la non-corrélation de deux vecteurs propres, dans la mesure où le vecteur propre expérimental est déterminé avec un grand niveau de précision ; il pourra ainsi être comparé a celui du modèle numérique.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES



L'étude menée dans ce mémoire vise à simuler une surveillance vibratoire sur le cas du barrage de Béni-Haroun, et à en déduire les différentes perceptives possibles.

Dans un premier temps, une synthèse bibliographique relative aux barrages ainsi qu'à la surveillance de l'état de santé des structures a été présentée.

Par la suite, une modélisation numérique du barrage de Béni-Haroun a été réalisée en utilisant le logiciel SAP2000®. Les masses ajoutées calculées en adoptant la formule de Westergaard nous ont permis de modéliser numériquement l'effet hydrodynamique dû à la poussée de la retenue sur le parement amont, et par conséquent de prendre en considération l'interaction barrage-réservoir. L'analyse modale, a mis en évidence l'influence de la retenue sur le comportement du barrage, avec des fréquences propres moins importantes dans le cas du barrage avec retenue pleine par rapport au barrage avec retenue vide. L'étude paramétrique de la fréquence fondamentale en fonction du niveau de retenu a montré que pour des niveaux inférieurs à 50% de la hauteur du barrage, le changement de fréquences propre est minime et qu'au-delà de ce niveau, les fréquences propres décroissent très rapidement. Par ailleurs, les méthodes analytiques simplifiées nous ont permis de comparer les fréquences fondamentales obtenues, et d'apprécier une bonne corrélation des résultats, notamment pour le cas du barrage plein.

Il s'ensuit une validation du modèle numérique 3D par le biais des résultats obtenu lors des essais in-situ de vibrations ambiantes sur le barrage de Béni-Haroun.

Finalement, différentes simulations ont été présentées, et ont mis en évidence la sensibilité du MAC vis-à-vis des différents cas d'endommagements introduits. D'après les résultats obtenus nous avons déduits que le MAC varie légèrement pour des structures disposant d'un grand nombre de degré de liberté comme le barrage de Beni Haroun, mais également que les degrés de liberté « maitres » peuvent nous donner des formes modales réduites assez représentatives du comportement global de la structure. Le MAC est un bon indicateur de la non-corrélation de deux vecteurs propres, dans la mesure où le vecteur propre expérimental est déterminé avec un grand niveau de précision ; il pourra ainsi être comparé à celui du modèle numérique.

Cependant, il serait intéressant de compléter cette étude, avec des essais sur des montages expérimentaux en laboratoire, qui ont l'avantage de prendre en compte toute la complexité du système et du bruit expérimental. Des essais sur les structures réelles pourrait également être envisageable, mais nécessite une grande précision en prenant en compte différentes conditions environnementales et opérationnelles pour avoir l'assurance que les changements observés soient liés à l'endommagement.

Il serait également pertinent d'approfondir le concept de déformée modale réduite pour ce genre de structure, en utilisant par exemple des algorithmes basés sur l'intelligence artificielle afin d'affiner le choix des degrés de liberté « maitres ».

En fin, de nouvelles techniques très intéressantes sont présentées dans la littérature, basées sur le changement de courbures modales ou sur la fonction de réponse FRF (Frequency Response Function), pourront être étudiées pour compléter le présent travail.



RÉFÉRENCES

- [1] D. Balageas, C.-P. Fritzen et A. Guemes, Structural Health Monitoring, ISTE, 2006.
- [2] P. L. Delliou, Les barrages: conception et maintenance, Lyon: Presses Universitaires, 2003.
- [3] A. Carrere, Barrage C5-555, Technique de l'ingénieur, 1996.
- [4] A. M. Alain Buron, Les barrages Procédés généraux de construction, 1995.
- [5] Barrage : avantages et inconvénients, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne: laboratoire de construction hydraulique.
- [6] R. C. Rolle P, Les barrages poids, Académie d'Aix – Marseille.
- [7] G. D. D. L. Jean-Pierre BECUE, Choix du site et du type de barrage.
- [8] Barrage : généralités, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne: laboratoire de construction hydraulique.
- [9] F. N. CATBAS, Structural health monitoring: applications and data analysis, University of Central Florida, USA.
- [10] F. P. & G. A. R. Ditommaso, Damage localization on Reinforced Concrete Structures, DiSGG.
- [11] V. M. Karbhari et S. W. Lee, «Vibration-based damage detection techniques for structural health monitoring of civil infrastructure systems,» 2009.
- [12] R. A, Vibration based inspection of civil engineering structures, Aalborg, Danmark, 1993.
- [13] D. Najm, Quels capteurs de vibrations pour la surveillance de santé des structures mécaniques ?. Mécanique des matériaux, Université Paris-Est, 2015.
- [14] M. B. *. T. H. Miroslav Pastora, Modal Assurance Criterion, a Technical University of Košice, Faculty of Mechanical Engineering, Letná 9, 042 00 Košice, Slovak Republic.
- [15] G. D. P. R. M. J. J-M Durand, La technique du béton compacté au rouleau, sud science et technologie, 1998.
- [16] H. Z. D. A. O. O. Bernard TARDIEU, Méthode simplifiée de prédimensionnement des barrages poids en zone sismique, Saint Rémy lès Chevreuse (France), 1993.



- [17] A. L. Anil K.Chopra, Response spectrum analysis of concrete gravity dams including dam-water foundation interaction, 2013.
- [18] F. Sidoroff, Mécanique des milieux continus, École Centrale de Lyon, 1980.
- [19] G. W. H. Allen T. Chwang, Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes, 1977.
- [20] C. Zangar, Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake effects, 1952.
- [21] H. Westergaard, Water pressures on dams during earthquakes, 1933.
- [22] P. G. P.-Y. B. Clotaire Michel, «Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions,» *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, pp. pp.593-604, 2008.
- [23] A. Mikael, «Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : approche expérimentale,» Sciences de la Terre, Université Grenoble, 2011.
- [24] TOKYO SOKUSHIN CO, *Fiche technique du velocimètre VSE-15-D-6*, 3-14-34, OUGI, ADACHI-KU.TOKYO., 2010.
- [25] H. N. a. P. Fakharian**, «A Synthesis of Peak Picking Method and Wavelet Packet Transform,» *KSCE Journal of Civil Engineering*, 2016.
- [26] L. T. T. Ha, Contribution à la détection, à la localisation d'endommagements par des méthodes d'analyse dynamique des modifications structurales d'une poutre avec tension : application au suivi des câbles du génie civil, Université Paris-Est, 2014.
- [27] B. J. Luc Deroo, Notes sur l'accidentologie des barrages poids, Colloque CFBR-AFEID: Etudes de dangers , 2011.
- [28] T. M. Mustapha Nouri, Identification des mecanismes de ruine d'un barrage en BCR sous sollicitations sismiques, mémoire de master en génie civil, Blida, Alger: Universite de Saaddahleb, 2016.
- [29] J.-M. Génevaux, Dynamique des structures : méthodes approchées, cinématiques ; Analyse Modale ; Recalage de Modèle, Ecole Nationale d'Ingénieurs du Mans, 2011.
- [30] F.-K. C. ., Y. F. Christian Boller, Encyclopedia of Structural Health Monitoring, John Wiley & Sons, 2009.

ANNEXE A

**Calculs des masses ajoutées pour le
modèle numérique 3D**



▪ Méthode de calcul

Prenons un nœud quelconque « x » sa ligne est **N** et sa colonne est de hauteur **Z_i**. S la surface occupée par ce nœud est la moyenne de toutes les surfaces qui se trouve autour de ce nœud.

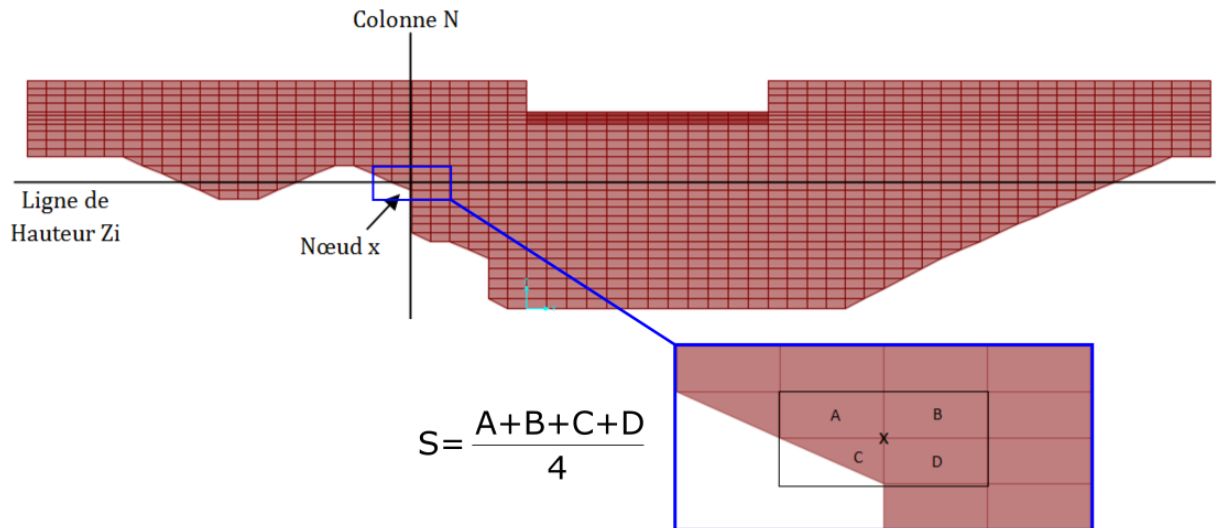


Figure VII-1 L'emplacement d'un nœud x dans le parement amont

La masse ajoutée à ce nœud est calculée en appliquant la relation de Westergaard :

$$M_x = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{H(H - Z_i)} S_x$$

H : Hauteur de la retenue d'eau.

▪ Résultats obtenus par Excel

Figure VII-2 Capteur d'écran du tableau Excel



Tableau VII-1 Valeurs des masses ajoutées

Colonne / Hauteur Zi	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
100,27	26,6	65,1	65,1	65,1	65,1	65,1	74,1	82,2	97,3	114,6
98,1	46,8	114,3	114,3	114,3	114,3	114,3	130,2	144,4	171,7	202,0
95,5	79,3	189,5	189,5	189,5	189,5	189,5	216,0	239,5	290,9	339,5
91,81	104,2	276,2	303,6	303,6	303,6	303,6	346,0	383,7	466,0	548,2
87,429		164,1	196,8	196,8	196,8	262,4	411,2	497,4	604,0	710,6
83,049							298,2	519,7	688,3	809,7
78,668								262,0	763,3	449,0
74,287										
69,907										
65,526										
61,145										
56,765										
52,384										
48,003										
43,623										
39,242										
34,861										
30,481										
26,1										
20,88										
15,66										
10,44										
5,22										
0										



11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
114,6	114,6	114,6	114,6	124,8	134,3	143,2	151,5	159,4	159,4
202,0	202,0	202,0	202,0	220,1	236,8	252,4	267,1	281,0	281,0
339,5	339,5	339,5	339,5	369,9	397,9	424,2	448,8	472,2	472,2
548,2	548,2	548,2	548,2	597,3	642,6	684,9	724,8	762,6	762,6
710,6	710,6	710,6	710,6	774,2	832,9	887,8	939,4	988,4	988,4
809,7	809,7	809,7	809,7	882,2	949,1	1011,6	1070,5	1126,3	1126,3
449,0	449,0	449,0	598,7	896,9	1052,6	1121,9	1187,2	1249,1	1249,1
				621,8	1051,2	1222,3	1293,5	1360,9	1360,9
					719,7	1205,5	1391,6	1464,1	1464,1
						817,7	1359,7	1560,6	1560,6
							915,6	1513,8	1651,4
								723,9	868,7



21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
159,4	151,5	143,2	134,3	124,8	124,8	134,3	143,2	187,4	194,1
281,0	267,1	252,4	236,8	220,1	220,1	236,8	252,4	330,4	342,2
472,2	448,8	424,2	397,9	369,9	369,9	397,9	424,2	555,2	575,1
762,6	724,8	684,9	642,6	597,3	597,3	642,6	684,9	896,5	928,7
988,4	939,4	887,8	832,9	774,2	774,2	832,9	887,8	1162,0	1203,7
1126,3	1070,5	1011,6	949,1	882,2	882,2	949,1	1011,6	1324,1	1371,7
1249,1	1187,2	1121,9	1052,6	978,4	978,4	1052,6	1121,9	1468,5	1521,2
1360,9	1293,5	1222,3	1051,2	710,6	710,6	1051,2	1222,3	1599,9	1657,4
1464,1	1391,6	1205,5	719,7	0,0	0,0	719,7	1205,5	1721,3	1783,1
1560,6	1359,7	817,7					817,7	1681,8	1900,5
1513,8	915,6							1294,3	2011,2
723,9								1021,3	2116,0
								1069,5	2215,9
								1115,6	2311,4
								1159,9	2403,2
								1002,2	2283,9
									1073,7

31	32	33	34	35	36	37	38	39	40
194,1	200,3	233,0	239,2	245,2	251,2	251,2	251,2	251,2	251,2
342,2	353,2	410,8	421,7	432,2	442,8	442,8	442,8	442,8	442,8
575,1	593,5	690,3	708,7	732,1	750,0	750,0	750,0	750,0	750,0
928,7	958,5	1114,7	1144,4	1170,8	1202,0	1202,0	1202,0	1202,0	1202,0
1203,7	1242,3	1444,9	1483,3	1520,5	1557,8	1557,8	1557,8	1557,8	1557,8
1371,7	1415,6	1646,5	1690,3	1732,7	1775,2	1775,2	1775,2	1775,2	1775,2
1521,2	1570,0	1826,0	1874,6	1921,6	1968,7	1968,7	1968,7	1968,7	1968,7
1657,4	1710,5	1989,4	2042,3	2093,6	2144,9	2144,9	2144,9	2144,9	2144,9
1783,1	1840,3	2140,3	2197,2	2252,4	2307,6	2307,6	2307,6	2307,6	2307,6
1900,5	1961,5	2281,3	2342,0	2400,8	2459,6	2459,6	2459,6	2459,6	2459,6
2011,2	2075,6	2414,1	2478,3	2540,5	2602,7	2602,7	2602,7	2602,7	2602,7
2116,0	2183,8	2539,9	2607,4	2672,9	2738,4	2738,4	2738,4	2738,4	2738,4
2215,9	2286,9	2659,8	2730,5	2799,1	2867,7	2867,7	2867,7	2867,7	2867,7
2311,4	2385,5	2774,5	2848,3	2919,8	2991,3	2991,3	2991,3	2991,3	2991,3
2403,2	2480,2	2884,6	2961,3	3035,7	3110,1	3110,1	3110,1	3110,1	3110,1
2491,6	2571,4	2990,7	3070,3	3147,4	3224,5	3224,5	3224,5	3224,5	3224,5
1718,0	2437,9	3093,2	3175,5	3255,2	3335,0	3335,0	3335,0	3335,0	3335,0



	1601,1	2926,3	3277,2	3359,6	3441,9	3441,9	3441,9	3441,9	3441,9
		2350,0	3699,7	3792,2	3885,5	3885,5	3885,5	3885,5	3885,5
		2025,8	4159,3	4262,9	4367,3	4367,3	4367,3	4367,3	4367,3
		2089,9	4290,9	4397,8	4505,4	4505,4	4505,4	4505,4	4505,4
		2152,1	4418,6	4528,6	4639,5	4639,5	4639,5	4639,5	4639,5
		1843,7	4164,1	4655,8	4769,8	4769,8	4769,8	4769,8	4769,8
			1943,1	2389,8	2448,7	2448,7	2448,7	2448,7	2448,7

41	42	43	44	45	46	47	48	49	50
251,2	251,2	251,2	251,2	251,2	251,2	245,2	239,2	239,2	239,2
442,8	442,8	442,8	442,8	442,8	442,8	432,2	421,7	421,7	421,7
750,0	750,0	750,0	750,0	750,0	750,0	732,1	708,7	708,7	708,7
1202,0	1202,0	1202,0	1202,0	1202,0	1202,0	1170,8	1144,4	1144,4	1144,4
1557,8	1557,8	1557,8	1557,8	1557,8	1557,8	1520,5	1483,3	1483,3	1483,3
1775,2	1775,2	1775,2	1775,2	1775,2	1775,2	1732,7	1690,3	1690,3	1690,3
1968,7	1968,7	1968,7	1968,7	1968,7	1968,7	1921,6	1874,6	1874,6	1874,6
2144,9	2144,9	2144,9	2144,9	2144,9	2144,9	2093,6	2042,3	2042,3	2042,3
2307,6	2307,6	2307,6	2307,6	2307,6	2307,6	2252,4	2197,2	2197,2	2197,2
2459,6	2459,6	2459,6	2459,6	2459,6	2459,6	2400,8	2342,0	2342,0	2342,0
2602,7	2602,7	2602,7	2602,7	2602,7	2602,7	2540,5	2478,3	2478,3	2478,3
2738,4	2738,4	2738,4	2738,4	2738,4	2738,4	2672,9	2607,4	2607,4	2607,4
2867,7	2867,7	2867,7	2867,7	2867,7	2867,7	2799,1	2730,5	2730,5	2730,5
2991,3	2991,3	2991,3	2991,3	2991,3	2991,3	2919,8	2848,3	2848,3	2848,3
3110,1	3110,1	3110,1	3110,1	3110,1	3110,1	3035,7	2961,3	2961,3	2961,3
3224,5	3224,5	3224,5	3224,5	3224,5	3224,5	3147,4	3070,3	3070,3	3070,3
3335,0	3335,0	3335,0	3335,0	3335,0	3335,0	3255,2	3175,5	3175,5	3175,5
3441,9	3441,9	3441,9	3441,9	3441,9	3441,9	3359,6	3277,2	3277,2	3277,2
3885,5	3885,5	3885,5	3885,5	3885,5	3885,5	3792,2	3699,7	3699,7	3699,7
4367,3	4367,3	4367,3	4367,3	4367,3	4367,3	4262,9	4159,3	4159,3	4159,3
4505,4	4505,4	4505,4	4505,4	4505,4	4505,4	4397,8	4290,9	4290,9	4290,9
4639,5	4639,5	4639,5	4639,5	4639,5	4639,5	4528,6	4418,6	4418,6	4418,6
4769,8	4769,8	4769,8	4769,8	4769,8	4769,8	4655,8	4542,6	4542,6	4542,6
2448,7	2448,7	2448,7	2448,7	2448,7	2448,7	2389,8	4663,4	4663,4	4663,4

51	52	53	54	55	56	57	58	59	60
239,2	233,0	226,6	220,1	213,4	206,4	200,3	194,1	187,7	181,0
421,7	410,8	399,6	388,0	376,1	363,9	353,2	342,2	330,9	319,2
708,7	690,3	671,5	652,1	632,1	611,4	593,5	575,1	556,1	536,3
1144,4	1114,7	1084,3	1053,0	1020,7	987,3	958,5	928,7	897,9	866,1
1483,3	1444,9	1405,4	1364,8	1323,0	1279,7	1242,3	1203,7	1163,8	1122,5
1690,3	1646,5	1601,5	1555,2	1507,6	1458,3	1415,6	1371,7	1326,2	1279,2
1874,6	1826,0	1776,1	1724,8	1671,9	1617,3	1570,0	1521,2	1470,8	1418,7
2042,3	1989,4	1935,1	1879,2	1821,5	1762,0	1710,5	1657,4	1602,5	1545,6
2197,2	2140,3	2081,9	2021,7	1959,7	1895,7	1840,3	1783,1	1724,0	1662,9



2342,0	2281,3	2219,0	2154,9	2088,8	2020,6	1961,5	1900,5	1837,6	1772,4
2478,3	2414,1	2348,1	2280,3	2210,4	2138,2	2075,6	2011,2	1944,5	1875,5
2607,4	2539,9	2470,5	2399,1	2325,6	2249,6	2183,8	2116,0	2045,9	1973,3
2730,5	2659,8	2587,1	2512,4	2435,4	2355,8	2286,9	2215,9	2142,4	2066,4
2848,3	2774,5	2698,7	2620,8	2540,4	2457,4	2385,5	2311,4	2234,9	1975,9
2961,3	2884,6	2805,9	2724,8	2641,2	2554,9	2480,2	2403,2	2129,9	1307,3
3070,3	2990,7	2909,1	2825,0	2738,4	2648,9	2571,4	2283,9	1405,3	
3175,5	3093,2	3008,7	2921,8	2832,2	2739,7	2437,9	1503,2		
3277,2	3192,4	3105,2	3015,5	2923,0	2591,9	1601,1			
3699,7	3603,9	3505,5	3404,2	3000,8	1792,2				
4159,3	4051,6	3940,9	3508,2	2164,0					
4290,9	4179,8	3726,8	2303,1						
4418,6	3945,5	2442,2							
4164,1	2581,2								
1943,1									

61	62	63	64	65	66	67	68	69	70
174,1	166,9	159,4	151,5	143,2	134,3	124,8	114,6	114,6	57,3
307,0	294,3	281,0	267,1	252,4	236,8	220,1	202,0	202,0	101,0
515,8	494,5	472,2	448,8	424,2	397,9	369,9	339,5	339,5	169,7
833,0	798,6	762,6	724,8	684,9	642,6	597,3	548,2	548,2	274,1
1079,7	1035,0	988,4	939,4	887,8	832,9	774,2	710,6	710,6	355,3
1230,3	1179,5	1126,3	1070,5	1011,6	949,1	882,2	809,7	809,7	404,9
1364,5	1308,1	1249,1	1187,2	1121,9	1052,6	978,4	598,7	449,0	224,5
1486,6	1425,1	1360,9	1293,5	1222,3	1051,2	621,8			
1599,4	1533,2	1464,1	1391,6	1205,5	719,7				
1704,7	1634,2	1560,6	1359,7	817,7					
1803,9	1729,4	1513,8	915,6						
1898,0	1667,9	1013,5							
1821,9	1111,5								
1209,4									

ANNEXE B
Calculs du MAC



- **Calcul du MAC à partir des matrices de rigidité et de masse :**

Les matrices sont obtenues et enregistrées sur un document Excel « data.xlsx », chaque feuille contient une matrice dans les cas sain et endommagé (damaged, undamaged).

Code MATLAB :

Détermination de la matrice K du barrage sain

```
rows_k = xlsread('data.xlsx','undamaged_k','A1:A1822');
colomns_k = xlsread('data.xlsx','undamaged_k','B1:B1822');
values_k = xlsread('data.xlsx','undamaged_k','C1:C1822');

undamaged_matrix_k =zeros(220,220);

for i=1:1:1822
    undamaged_matrix_k(rows_k(i),colomns_k(i)) = values_k(i);
    undamaged_matrix_k(colomns_k(i),rows_k(i)) = values_k(i);
end

rows_m = xlsread('data.xlsx','undamaged_m','A1:A1822');
colomns_m = xlsread('data.xlsx','undamaged_m','B1:B1822');
values_m = xlsread('data.xlsx','undamaged_m','C1:C1822');
```

Détermination de la matrice M du barrage sain

```
undamaged_matrix_m =zeros(220,220);

for i=1:1:220
    undamaged_matrix_m(rows_m(i),colomns_m(i)) = values_m(i);
end
```

Détermination de la matrice K du barrage endommagé

```
rows_k = xlsread('data.xlsx','damaged_k','A1:A1822');
colomns_k = xlsread('data.xlsx','damaged_k','B1:B1822');
values_k = xlsread('data.xlsx','damaged_k','C1:C1822');

damaged_matrix_k =zeros(220,220);

for i=1:1:1822
    damaged_matrix_k(rows_k(i),colomns_k(i)) = values_k(i);
    damaged_matrix_k(colomns_k(i),rows_k(i)) = values_k(i);
end

rows_m = xlsread('data.xlsx','damaged_m','A1:A1822');
colomns_m = xlsread('data.xlsx','damaged_m','B1:B1822');
values_m = xlsread('data.xlsx','damaged_m','C1:C1822');
```

Détermination de la matrice M du barrage endommagé

```
damaged_matrix_m =zeros(220,220);

for i=1:1:220
    damaged_matrix_m(rows_m(i),colomns_m(i)) = values_m(i);
end
```

Calcul des vecteurs propres et valeurs propres



```
[V,D] = eig(undamaged_matrix_k, undamaged_matrix_m);
[Vd,Dd] = eig(damaged_matrix_k, damaged_matrix_m);
```

Calcul du MAC

```
for i=1:5
    A = V(:,i);
    B = Vd(:,i);

    MAC(i) = ((abs((A.')*B)^2)/((A.')*A)*((B.')*B));
end
```

- **Calcul de MAC à partir des déplacements modaux**

Le calcul de MAC se fait en comparant les vecteurs propres dans les deux états de la structure, dans le cas numérique l'analyse modale pourrait nous donner un tableau des déplacements modaux, qui dépend de l'état de la structure.

Joint Text	OutputCase	CaseType	StepType	StepNum	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
7	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
8	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
9	MODAL	LinModal	Mode	1	3,7E-05	0	-2,3E-05	0	0	0
10	MODAL	LinModal	Mode	1	6,1E-05	0	8,6E-05	0	0	0
11	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
12	MODAL	LinModal	Mode	1	2,9E-05	0	-1,4E-05	0	0	0
15	MODAL	LinModal	Mode	1	0,000567	0	8,4E-05	0	0	0
16	MODAL	LinModal	Mode	1	0,000572	0	0,00026	0	0	0
17	MODAL	LinModal	Mode	1	0,000843	0	0,000162	0	0	0
18	MODAL	LinModal	Mode	1	0,000843	0	0,000274	0	0	0
19	MODAL	LinModal	Mode	1	0	0	0	0	0	0
20	MODAL	LinModal	Mode	1	1E-05	0	1,8E-05	0	0	0
21	MODAL	LinModal	Mode	1	1,8E-05	0	3,3E-05	0	0	0
22	MODAL	LinModal	Mode	1	3E-05	0	3,7E-05	0	0	0
23	MODAL	LinModal	Mode	1	3,6E-05	0	6E-05	0	0	0

Figure VIII-1 Capteur d'écran de tableau de déplacements obtenus par SAP2000

Après l'application de l'endommagement et l'enregistrement des déplacements dans des feuilles Excel, un calcul de mac a été réalisé à l'aide du logiciel MATLAB.

Soit « **eig_undamaged** » et « **eig_damaged** » les deux matrices des vecteurs propres respectivement saine et endommagée :



Le nombre total des nœuds est 120. Nous nous limitons seulement pour les 5 premiers modes, donc le maximum de la boucle est 120*5=600.

Code MATLAB :

```
undamaged_data = xlsread('data.xlsx','undamaged','A4:H603');

k = 1;
for i=1:600
    eig_undamaged(k, undamaged_data(i,5)) = undamaged_data(i,6);
    k=k+1;
    eig_undamaged(k, undamaged_data(i,5)) = undamaged_data(i,8);
    k = k+1;
    if( i < 600 )
        if( undamaged_data(i+1,5) > undamaged_data(i,5) )
            k = 1;
        end
    end
end

damaged_data = xlsread('data.xlsx','damaged','A4:H603');

k = 1;
for i=1:600
    eig_damaged(k,damaged_data(i,5)) = damaged_data(i,6);
    k=k+1;
    eig_damaged(k,damaged_data(i,5)) = damaged_data(i,8);
    k = k+1;
    if( i < 600 )
        if(damaged_data(i+1,5) > damaged_data(i,5))
            k = 1;
        end
    end
end
```

Calculs de MAC en appliquant la formule suivante :

$$MAC_{ik} = \frac{(\phi_{i,A}^T \phi_{k,B})^2}{(\phi_{i,A}^T \phi_{i,A})(\phi_{k,B}^T \phi_{k,B})}$$

Code MATLAB :

```
for i=1:5

    A = eig_undamaged(:,i);
    B = eig_damaged(:,i);

    MAC(i) = ((abs((A.')*B)^2)/((A.')*A)*((B.')*B));

end
```



- **Calculs du MAC en utilisant les formes réduites**

Pour le modèle 2D : Le choix est fait de telle sorte qu'on se limite seulement pour les nœuds qui se trouvent sur la partie amont du barrage.

Pour le modèle 3D : Le nœud sélectionnées se trouve au niveau de la crête.

La feuille « joints » contient les numéros des nœuds choisis.

Code MATLAB :

```
undamaged_data = xlsread('data.xlsx','undamaged','A4:H608');
joints = xlsread('data.xlsx','joints','A1:A14');

k=1;
for j=1:14
    for i=1:605
        m = k;
        if( joints(j) == undamaged_data(i,1) )
            eig_undamaged(m, undamaged_data(i,5)) = undamaged_data(i,6);
            m = m+1;
            eig_undamaged(m, undamaged_data(i,5)) = undamaged_data(i,8);
        end
    end
    k=k+2;
end

damaged_data = xlsread('mat.xlsx','d','A4:H608');

k=1;
for j=1:14
    for i=1:605
        m = k;
        if( joints(j) == damaged_data(i,1) )
            eig_damaged(m, damaged_data(i,5)) = damaged_data(i,6);
            m = m+1;
            eig_damaged(m, damaged_data(i,5)) = damaged_data(i,8);
        end
    end
    k=k+2;
end
```

Le code en dessus nous permet d'obtenir les deux matrices qui contiennent les vecteurs propres réduites, le calcul de nouveau MAC est le même :

Code MATLAB :

```
for i=1:5

    A = eig_undamaged(:,i);
    B = eig_damaged(:,i);

    MAC(i) = ((abs((A.')*B)^2)/(((A.')*A)*((B.')*B)));

end
```