

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

Application des réseaux de neurones à la détection des dommages d'un barrage en BCR

Réalisé par :
Mlle Deliah KHEMISSA

Sous la direction de :
Mme H. DJABALI - MOHABEDDINE

Présenté et soutenu publiquement le 06/07/2019

Composition du jury :

Président	M.N. BOURAHLA	Pr.	ENP
Promotrice	Mme. H. DJABALI-MOHABEDDINE	M.C.B	ENP
Examinatrice	Mme. D. CHERID	M.C.B	ENP
Examineur	M. S. LAKEHAL	M.A.A	ENP

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

Application des réseaux de neurones à la détection des dommages d'un barrage en BCR

Réalisé par :
Mlle. Deliah KHEMISSA

Sous la direction de :
Mme. H. DJABALI - MOHABEDDINE

Présenté et soutenu publiquement le 06/07/2019

Composition du jury :

Président	M.N. BOURAHLA	Pr.	ENP
Promotrice	Mme. H. DJABALI-MOHABEDDINE	M.C.B	ENP
Examinatrice	Mme. D. CHERID	M.C.B	ENP
Examineur	M. S. LAKEHAL	M.A.A	ENP

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes parents, envers qui j'exprime ma profonde gratitude pour la mise en œuvre de tous les moyens nécessaires à ma réussite, ainsi qu'à mes sœurs pour tout leur amour et leur soutien constant.

A tous mes proches amis, Melissa, Feriel K., Rym, Yasmine et Feriel A..

A toute la promotion de Génie Civil 2016/2019 et à toutes celles à venir.

Deliah KHEMISSA

Remerciements

J'exprime d'abord mes sincères remerciements à mon encadreur Mme. H. DJABALI - MOHABEDDINE et au Professeur N. BOURAHLA, pour m'avoir consacré leur temps et pour m'avoir apporté une aide précieuse tout au long de mon projet de fin d'études.

Je remercie également Mme D. CHERID, de m'avoir accompagné, conseillé et répondu à l'ensemble de mes nombreuses interrogations.

J'adresse aussi mes remerciements à l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil de l'Ecole Nationale Polytechnique pour leur soutien et encouragement au cours de ma formation. Je tiens à rendre hommage à leurs qualités humaines et scientifiques.

Je tiens également à remercier les personnes qui ont pu m'aider tout au long de ce mémoire, en particulier mes camarades de la promotion de Génie Civil 2016/2019, pour leur soutien psychologique et leurs avis intéressants.

العنوان: تطبيق الشبكات العصبية للكشف عن تلف سد RCC

ملخص

سد بني هارون عبارة عن سد ثقيل مصنوع من الخرسانة المضغوطة. يبلغ ارتفاعه 118 م وطوله 689 م. يقع السد على بعد حوالي 40 كم شمال مدينة قسنطينة و 350 كم شرق الجزائر العاصمة بالشمال الشرقي للجزائر في وادي الكبير، ويتمثل كأكبر مجمع هيدروليكي استراتيجي في الجزائر.

الهدف من هذه المذكرات هو تحديد وتوقع أي ضرر داخل السد بواسطة طريقة تباين المرونة و تطوير شبكة عصبية يمكنها التنبؤ بموقع ومدى الضرر.

تتمثل الطريقة المعتمدة في استخدام النماذج الرقمية (ثنائية وثلاثية الأبعاد) للسد التي تم الحصول عليها باستخدام برنامج والتحقق من صحتها من خلال اختبارات الاهتزاز المحيطة لمختلف عمليات المحاكاة SAP 2000 V20. العناصر المنتهية العددية. ستقوم الشبكات العصبية الاصطناعية بعد ذلك بتوقع و تحديد و حتى تنبؤ بالضرر بناءً على شكل من أشكال الاختلاف في المرونة.

الكلمات المفتاحية

سد ثقيل، العناصر المنتهية، الكشف، التوقع، المرونة، الذكاء الاصطناعي، التدريب.

Title: Application of neural networks in damage detection of RCC dam

Abstract

The Beni-Haroun dam is a gravity dam made of Roller Compacted Concrete (RCC). It has a height of 118 m and a head length of 689 m. Located about 40 km away from the north of the city of Constantine and 350 km from the eastern of Algiers in northeastern Algeria in Oued Kebir. It is the biggest strategic hydraulic complex in Algeria.

The purpose of this study is to identify and locate potential dam damages by the flexibility variation method and to develop a neural network that can predict the position and extent of damage.

The approach adopted is to use the numerical models (2D and 3D) of the dam obtained using SAP 2000[®] V20 finites elements software and validated by ambient vibration tests for different numerical simulations.

Artificial neural networks will subsequently locate, quantify and even predict damages on the dam, based on a reduced form of flexibility variation.

Keywords

Gravity dam, finites elements, detection, localization, flexibility, artificial intelligence, training.

Titre : Application des réseaux de neurones à la détection des dommages d'un barrage en BCR

Résumé

Le barrage de Béni-Haroun est un barrage-poids, réalisé en Béton Compacté au Rouleau (BCR). Il présente une hauteur de 118 m et une longueur en crête de 689 m. Situé à environ 40 km au nord de la ville de Constantine et à 350 km à l'Est d'Alger dans le nord-est de l'Algérie sur l'Oued Kébir. Cet ouvrage représente le plus grand complexe hydraulique stratégique en Algérie.

L'objectif de ce mémoire consiste à identifier et localiser d'éventuels dommages au sein du barrage par la méthode de variation de flexibilité et à élaborer un réseau de neurones capable de prédire la position et l'ampleur d'un dommage.

La démarche adoptée consiste à utiliser les modèles numériques (2D et 3D) du barrage obtenus à l'aide du logiciel aux éléments finis SAP 2000[®] V20 et validés par des essais de vibrations ambiantes pour différentes simulations numériques.

Des réseaux de neurones artificiels permettront par la suite de localiser, quantifier voire même de prédire des dommages en se basant sur une forme réduite de la variation de flexibilité.

Mots clés

Barrage-poids, éléments finis, détection, localisation, flexibilité, intelligence artificielle, apprentissage.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Introduction générale.....13

CHAPITRE I Synthèse Bibliographique

I.1. Généralités sur les barrages : 18

I.1.1. Définition :..... 18

I.1.2. Différents types de barrages VV :..... 18

I.1.3. Les ouvrages annexes : 24

I.1.4. Choix du site :..... 26

I.2. Pathologies et modes de rupture des barrages-poids : 29

I.2.1. Types de rupture des barrages-poids : 29

I.2.2. Pathologies relatives aux barrages-poids : 30

I.3. Surveillance vibratoire :..... 32

I.3.1. Excitations des structures : 32

I.3.2. Détection de l'endommagement :..... 33

I.3.3. Capteurs : 34

I.3.4. Méthodes de détection : 34

I.4. Conclusion :..... 41

CHAPITRE II Elaboration du modèle numérique

II.1. Présentation de l'ouvrage : 44

II.2. Caractéristiques du barrage : 45

II.2.1. Géométrie du barrage :..... 45

II.2.2. Caractéristiques des matériaux : 48

II.3. Les chargements extérieurs :..... 49

II.3.1. Le poids propre : 49

II.3.2. Poussée des sédiments :..... 49

II.3.3. Sous-pressions : 49

II.3.4. Surpressions hydrodynamiques :..... 50

II.4. Modèle 2D : 51

II.4.1. Hypothèses de travail:	51
II.4.2. Présentation du modèle numérique 2D sans retenue :	53
II.4.3. Présentation du modèle numérique 2D avec retenue :	57
II.5. Modèle 3D :	65
II.5.1. Maillage :	65
II.5.2. Analyse modale du modèle 3D sans retenue :	66
II.5.3. Analyse modale du modèle 3D avec retenue :	67
II.6. Validation et recalage du modèle :	70
II.7. Etats de contraintes du barrage :	70
II.7.1. Cas statique :	71
II.7.2. Cas dynamique :	72
II.8. Conclusion :	74

CHAPITRE III Simulation d'une surveillance vibratoire

III.1. Principe de la méthode de variation de la matrice de flexibilité:	77
III.2. Organigramme de la méthode de variation de la flexibilité :	78
III.3. Méthodologie :	79
III.4. Validation et étude de sensibilité :	80
III.4.1. Réduction de rigidité au niveau du pied amont :	81
III.4.2. Réduction de rigidité au niveau de la crête :	87
III.4.3. Séparation des degrés de liberté :	94
III.5. Formes modales réduites :	98
III.5.1. Modèle 2D :	98
III.6. Conclusion :	102

CHAPITRE IV Identification des dommages par intelligence artificielle

IV.1. Généralités sur l'intelligence artificielle:	105
IV.1.1. Définition :	105
IV.1.2. Machine Learning et Deep Learning :	105
IV.2. Réseaux de neurones :	105
IV.2.1. Fonctionnement :	107
IV.2.2. Architectures de réseaux de neurones :	108
IV.2.3. Apprentissage des réseaux de neurones	109

IV.3. Détection de dommages par réseau de neurones:.....	112
IV.3.1. Choix de l'entrée et de la sortie :.....	112
IV.3.2. Normalisation des données d'entrée et des sorties:	113
IV.3.3. Topologie des réseaux de neurones :.....	113
IV.3.4. Algorithme d'apprentissage :	116
IV.3.5. Résultats et interprétations :.....	118
IV.4. Conclusion :	122
Conclusions et perspectives.....	123
Références bibliographiques.....	126
Annexes.....	130
Annexe A : Numérotation des éléments surfaciques selon SAP2000 V20.....	131
Annexe B : Nœuds pris en compte dans le calcul de la variation de flexibilité...	132
Annexe C: Numérotation des nœuds du modèle numérique selon SAP2000V20.....	133
Annexe D : Calcul de la variation de flexibilité.....	134
Annexe E: Interaction Matlab-SAP2000V20 pour la génération de la base de données.....	136
Annexe F : Modèle des réseaux de neurones.....	141

Liste des tableaux

Tableau II-1 Caractéristiques du barrage et de sa fondation.....	48
Tableau II-2 Fréquence fondamentale du barrage avec et sans retenue par la méthode de Tardieu.....	55
Tableau II-3 Fréquences propres du barrage sans retenue	57
Tableau II-4 Valeur de la masse ajoutée à chaque noeud	60
Tableau II-5 Participation massique du barrage 2D (plein) en fonction des modes propres ..	64
Tableau II-6 Participation massique du modèle 3D	69
Tableau IV-1 Tableau récapitulatif du nombre de couches et nombres de neurones du modèle 1.....	114
Tableau IV-2 Tableau récapitulatif du nombre de couches et nombres de neurones du modèle 2.....	114
Tableau IV-3 Tableau récapitulatif du nombre de couches et nombres de neurones du modèle 3.....	115
Tableau IV-4 Tableau récapitulatif du nombre de couches et nombres de neurones du modèle 4.....	115

Liste des figures

Figure I-1 Barrage en terre homogène (Serre-Ponçon, France).....	19
Figure I-2 Barrage à masque amont (La Galube, France).....	19
Figure I-3 Barrage à noyau	20
Figure I-4 Barrage-voûte (Monteynard, France)	21
Figure I-5 Mode de travail des arcs d'une voûte.....	22
Figure I-6 Barrage à contreforts (Daniel Johnson, Canada)	23
Figure I-7 Barrage-poids (Guerledan, France)	23
Figure I-8 Tours de prise du barrage de Hoover, Nevada	24
Figure I-9 Evacuateur de crue du barrage de Saint-Étienne-Cantalès, France).....	25
Figure I-10 Vidange de fond du barrage de Schiffenen, Suisse.....	25
Figure I-11 Géométrie simplifiée d'un site de barrage	27
Figure I-12 Rupture du barrage de Malpasset	30
Figure I-13 Apparition d'efflorescence sur le parement aval.....	31
Figure I-14 Excitateur à masse excentrique	33
Figure II-1 Image satellitaire du barrage de Béni-Haroun.....	44
Figure II-2 Vue aval du barrage	44
Figure II-3 Vue en plan du barrage de Béni-Haroun	45
Figure II-4 Coupe transversale du barrage de Béni-Haroun hors évacuateur de crue	46
Figure II-5 Coupe transversale du barrage de Béni-Haroun au niveau de l'évacuateur de crue	46
Figure II-6 Coupe longitudinale du barrage	47
Figure II-7 Schéma du modèle en déformations planes.....	51
Figure II-8 Modèle numérique du barrage en 2D	53
Figure II-9 Résonateur simple à deux degrés de liberté	54
Figure II-10 Distribution parabolique de Westergaard	58
Figure II-11 Variation de la masse ajoutée en fonction de niveau d'eau	61
Figure II-12 Fréquences propres du barrage avec retenue pleine.....	63
Figure II-13 Comparaison des fréquences propres du modèle 2D avec et sans retenue	64
Figure II-14 Modèle 3D du barrage vue côté aval.....	65
Figure II-15 Modèle 3D du barrage côté amont.....	65
Figure II-16 Comparaison des fréquences propres du modèle 3D avec et sans retenue	68
Figure II-17 Etat des contraintes σ_{xx} sur le corps du barrage durant le chargement statique.....	71
Figure II-18 Etats des contraintes σ_{zz} sur le corps du barrage durant le chargement statique	71
Figure II-19 Enveloppe max des contraintes σ_{xx} dans le corps du barrage après analyse spectrale	72
Figure II-20 Enveloppe max des contraintes σ_{zz} dans le corps du barrage après analyse spectrale	73

Figure III-1 Endommagement en pied sur un élément surfacique	81
Figure III-2 Variation de flexibilité pour un endommagement en pied	82
Figure III-3 Endommagement en pied sur quatre éléments surfaciques	84
Figure III-4 Variation de flexibilité pour différents niveaux d'endommagement	85
Figure III-5 Endommagement en crête sur un seul élément	87
Figure III-6 Variation de flexibilité pour un endommagement en crête	88
Figure III-7 Endommagement en crête sur trois éléments surfaciques.....	90
Figure III-8 Variation de flexibilité pour des endommagements crête	91
Figure III-9 Endommagement le long de la crête	92
Figure III-10 Variation de flexibilité pour des endommagements en crête.....	93
Figure III-11 Variation de flexibilité pour un endommagement en crête en fonction des degrés de liberté suivant x	94
Figure III-12 Variation de flexibilité pour un endommagement en crête en fonction des degrés de liberté suivant z	94
Figure III-13 Variation de flexibilité pour un endommagement en pied en fonction des degrés de liberté suivant x.....	95
Figure III-14 Variation de flexibilité pour un endommagement en pied en fonction des degrés de liberté suivant z	95
Figure III-15 Endommagements multiples (crête et pied)	96
Figure III-16 Variation de flexibilité pour des endommagements multiples (crête et pied) ...	97
Figure III-17 Variation de flexibilité pour des endommagements multiples en fonction des degrés de liberté suivant x	97
Figure III-18 Variation de flexibilité pour des endommagements multiples en fonction des degrés de liberté suivant z	97
Figure III-19 Degré de liberté "maitres" du modèle 2D	99
Figure III-20 Variation de flexibilité en fonction des degrés de liberté maitres	100
Figure III-21 Variation de flexibilité en fonction des degrés de liberté maitres suivant x	100
Figure III-22 Variation de flexibilité en fonction des degrés de liberté maitres suivant z	100
Figure IV-1 Mise en correspondance neurone biologique/neurone artificiel	106
Figure IV-2 Réseau multicouche.....	108
Figure IV-3 Exemple de réseaux de neurone dynamique (Modèle de Hopfield).....	109
Figure IV-4 Evolution des optimiseurs [28]	111
Figure IV-5 Graphe de la précision du modèle sur le jeu d'entraînement.....	118
Figure IV-6 Graphique du résultat des fonctions de coût sur le jeu d'entraînement	118
Figure IV-7 Graphique du résultat de la précision sur le jeu d'entraînement du modèle 2 ..	119
Figure IV-8 Histogramme des résultats de la fonction coût du modèle 2	120
Figure IV-9 Histogramme de la précision de prédiction du modèle 4	120
Figure IV-10 Histogramme de la fonction coût du modèle 4	121

Introduction générale

Introduction :

La présente étude s'inscrit dans le cadre du projet de fin d'études proposé par le laboratoire de Génie Sismique et Dynamique des Structures du département de Génie Civil. Elle concerne le monitoring de l'état structural par analyse vibratoire appliqué au barrage de Béni- Haroun.

Problématique :

Les barrages présentent des enjeux importants, sur le plan de la sécurité publique, car leur rupture aurait des conséquences catastrophiques, mais aussi sur le plan de l'économie. En conséquence, les fonctions attendues des barrages, stabilité structurale et étanchéité, doivent être contrôlées pour s'assurer en permanence de leur intégrité et de leurs performances.

Et c'est en raison des préoccupations croissantes au cours des dernières décennies concernant le statut des barrages existants, en particulier après un séisme, que de nombreuses méthodes d'identification et de détection des dommages ont été développées. Ce qui a mené à l'apparition du domaine du monitoring des structures (Structural Health Monitoring - SHM) et qui connaît aujourd'hui un essor considérable.

Reposant sur des technologies de Contrôle Non Destructif (CND), la SHM permet d'anticiper les dégradations d'une structure pour éviter les accidents et ainsi prolonger sa durée de vie. Des capteurs tels que des accéléromètres sont couplés à des systèmes de traitement des signaux.

L'auscultation est le plus souvent ponctuelle et nécessite que la partie de la structure à inspecter soit facilement accessible. De plus, la détection et le suivi de dommages requièrent la répétition fréquente des mesures.

Par conséquent, et afin de prendre en considération les structures dans leur globalité, de nouvelles techniques reposant sur la réponse vibratoire ont été mises au point.

L'idée de base dans toutes les techniques de détection d'endommagement par essais vibratoires réside dans le fait que les paramètres modaux (fréquences, coefficients d'amortissement, déformées propres) mesurés sont fonctions des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse, amortissement). La présence d'un endommagement induit alors une diminution de la rigidité de la structure, c'est-à-dire une augmentation de sa flexibilité.

Objectifs de l'étude :

Ce projet de fin d'études consiste à identifier les pathologies susceptibles d'entraîner des défaillances structurales dans les barrages, de simuler numériquement quelques cas de dommages et d'appliquer dans un premier temps une des méthodes d'identification du désordre, à savoir : la méthode basée sur la matrice de flexibilité calculée à l'aide des déformées modales du barrage, entre l'état initial de l'ouvrage censé représenté l'état sain et l'état actuel qui peut contenir des différences dues à des endommagements locaux.

Et dans un second temps, créer un réseau de neurones permettant de prédire la localisation et l'ampleur de dommages potentiels, en se basant sur la variation de la matrice de flexibilité calculée à l'aide des déformées réduites du barrage.

Organisation de la thèse :

La structure du présent travail a été scindée en quatre (04) chapitres. Elle commence par une introduction générale qui décrit de manière générale l'étude en précisant l'objectif, la problématique et la démarche suivie.

Le premier chapitre consiste en une synthèse bibliographique qui englobe les généralités sur les barrages afin de se familiariser avec les pathologies relatives aux barrages-poids ainsi que leurs modes de rupture. Un état de l'art qui renseigne sur les différents capteurs utilisés pour la surveillance vibratoire et les méthodes utilisées lors de l'évaluation de l'état de santé des ouvrages et plus particulièrement les barrages.

Le deuxième chapitre expose les étapes suivies dans l'élaboration des modèles numériques 2D et 3D du barrage de Béni-Haroun selon deux (02) variantes : avec et sans retenue d'eau, le déroulement des essais des vibrations ambiantes in-situ réalisés sur le barrage qui ont permis de valider et recalibrer le modèle. Une analyse des contraintes de compression et de traction dans le cas statique et dynamique nous permettra de déterminer les zones d'endommagement potentielles.

Le troisième chapitre concerne la simulation numérique des dommages par réduction de rigidité de quelques éléments surfaciques et l'évaluation de la sensibilité de la méthode de variation de flexibilité à l'identification observée.

Le quatrième chapitre est dédié à l'élaboration de réseaux de neurones capables de prédire la localisation et la sévérité de dommages à l'aide de la variation de la flexibilité.

Et en dernier, nous exposerons les principales conclusions et perspectives issues de cette étude.

CHAPITRE I
Synthèse
Bibliographique

Introduction

Les barrages sont les ouvrages de Génie Civil les plus importants et les plus remarquables de par leurs dimensions parfois exceptionnelles, par leurs diverses vocations à savoir : l'alimentation en eau, l'irrigation, la navigation et l'hydroélectricité mais surtout de par l'ampleur des conséquences que pourrait avoir leur rupture [1]. Malgré la faible probabilité de leur rupture, ce risque ne peut être négligé au regard des conséquences potentielles d'un tel évènement.

Afin de garantir la sécurité de ces ouvrages, une approche est donnée au travers du monitoring des structures, sous l'appellation SHM pour Structural Health Monitoring. La SHM allie différentes technologies d'évaluation de l'endommagement : les méthodes vibratoires, les méthodes acoustiques (méthodes ultrasoniques), les méthodes de champ magnétique, les méthodes de champ thermique, etc. [4].

Par conséquent, pour détecter toute dégradation d'un ou de plusieurs éléments d'une structure et éviter ses répercussions probablement catastrophiques sur l'intégrité de la structure; la surveillance, le contrôle de la santé des structures sont devenus une nécessité pour s'assurer du bon fonctionnement et d'une durée de vie plus longue de la structure. C'est pourquoi ce sujet a fait et fait encore l'objet de nombreuses recherches depuis plusieurs décennies.

Dans ce chapitre, nous nous focalisons sur les méthodes utilisant les réponses vibratoires de la structure. L'idée de base réside dans le fait que les paramètres modaux mesurés (fréquences propres, amortissements et déformées modales) dépendent des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse, amortissement).

I.1. Généralités sur les barrages :

I.1.1. Définition :

Un barrage est un ouvrage hydraulique artificiel coupant le lit d'un cours d'eau afin de relever le niveau d'une étendue d'eau à titre permanent ou provisoire et servant soit à assurer la régulation, soit à alimenter en eau des villes ou à l'irrigation des cultures, ou bien à produire de l'énergie [1].

I.1.2. Différents types de barrages :

On peut distinguer les barrages soit par leur type de construction, par usage principal - bien que de nombreux ouvrages soient à vocation multiple, ou alors par le type de matériau utilisé. Cette dernière classification nous permet de distinguer deux grandes familles de barrages : les barrages en béton et les barrages en terre [5].

I.1.2.1. Barrages en terre :

Les barrages en terre ou en remblai sont constitués essentiellement de matériau meuble, fin (argile) ou grossier (enrochement) [6]. Ils assurent à la fois la stabilité par le poids propre du massif en terre, la résistance et l'étanchéité du barrage. Ce type de barrage est adapté aux sites présentant des qualités de terrains médiocres. Il existe en général 3 types de barrages en terre :

- Barrage en terre homogène ;
- Barrage à masque amont ;
- Barrage à noyau.

I.1.2.1.1 Barrages en terre homogène :

Un barrage en terre homogène consiste à construire en travers du lit de la rivière un massif en terre dont les pentes sont assez douces pour assurer la stabilité.

Quant à l'étanchéité, elle est garantie par l'épaisseur du massif et l'imperméabilité du matériau.

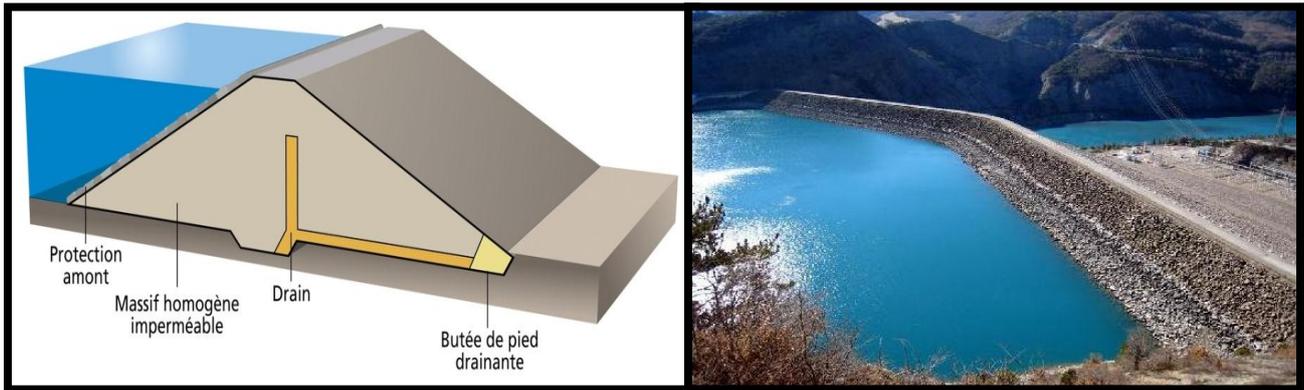


Figure I-1 Barrage en terre homogène (Serre-Ponçon, France)

I.1.2.1.2 Barrages à masque amont :

Un barrage à masque est formé par :

- Un massif en enrochements construit en travers de la rivière avec des pentes de talus assez douces. Les enrochements sont perméables et sont incapables de retenir l'eau à eux seuls.
- Une couche d'étanchéité appelée masque, est posée à l'amont du massif et s'appuie sur ce dernier. Le masque est étanche sur toute sa surface. Un soin particulier doit être porté à ce que l'étanchéité soit aussi assurée sur la périphérie du masque aussi bien en pied de barrage et dans la fondation, qu'en rive pour éviter que le masque ne soit contourné.

Le masque est classiquement réalisé en béton, avec des produits bitumineux ou encore au moyen d'une géo-membrane. Son épaisseur est limitée, ce qui lui permet de s'adapter aux déformations faibles mais inévitables du massif support.

La qualité du compactage lors de la mise en œuvre du matériau a une grande influence sur les déformations et tassements ultérieurs.

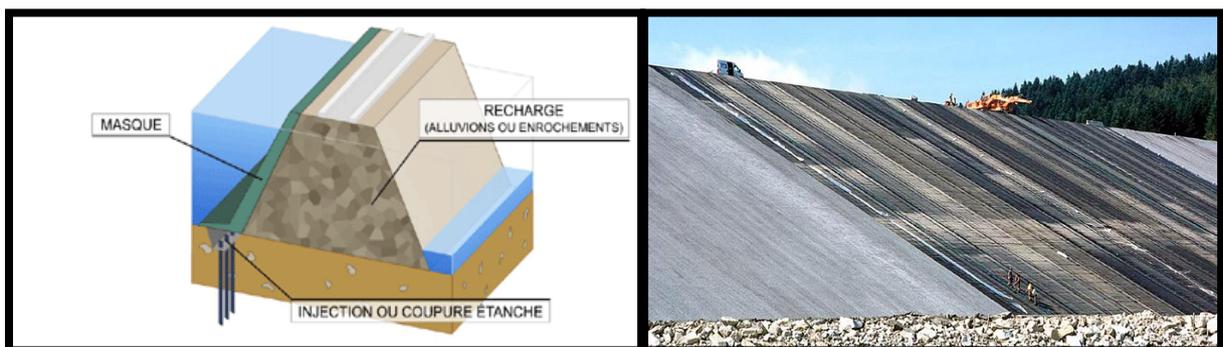


Figure I-2 Barrage à masque amont (La Galaube, France)

I.1.2.1.3 Barrages à noyau :

Ou également appelés « barrages zonés ». De conception bien plus récente, ils séparent les fonctions principales dans des matériaux distincts :

- Une zone centrale, appelée noyau, assure le rôle d'étanchéité. Placée au cœur du remblai, elle est constituée de matériaux argileux, imperméables. Le noyau est généralement d'épaisseur variable, plus épais à la base à cause des pressions interstitielles plus fortes. Il peut être vertical ou incliné.

- Des recharges en enrochements ou en terre plus grossière, à l'amont et à l'aval du noyau, apportent la fonction de stabilité.

Des couches filtrantes entourent le noyau pour éviter l'érosion interne due aux effets des pressions d'eau (la migration des particules d'argile dans les recharges).

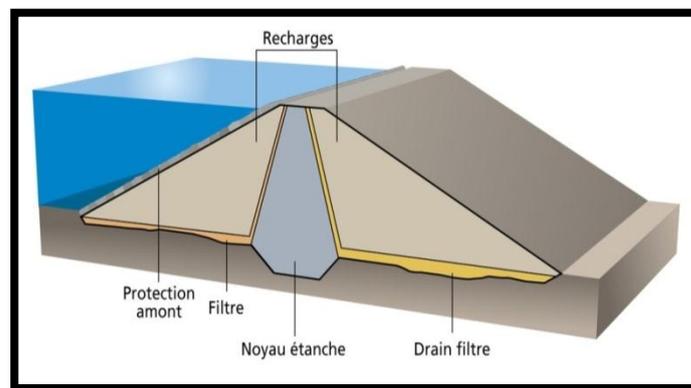


Figure I-3 Barrage à noyau

I.1.2.2. Barrages en béton :

Les barrages en béton sont des structures constituées d'un matériau qui supporte mal les efforts de traction. Ces derniers autorisent des formes qui tiennent compte de la qualité du sol de fondation et de la forme de la vallée. On trouve principalement 3 types de barrages en béton :

- Barrage-voûte ou à voutes multiples;
- Barrage à contreforts ;
- Barrage poids.

I.1.2.2.1 Barrages-voûtes ou à voûtes multiples :

Leur forme courbe permet de faire reporter sur les flancs de la vallée barrée, tout ou une partie des efforts dus à la poussée de l'eau. On citera également dans cette famille, les barrages à voûtes multiples, dont les poussées des voûtes intermédiaires sont reprises par des contreforts. Ces voûtes peuvent être plus ou moins minces.

La réalisation d'une voûte est certainement la façon d'utiliser au mieux les capacités du béton à supporter les efforts de compression et de diminuer son volume.

Ce type de barrages convient bien lorsque la topographie permet de fermer la vallée par une forme arquée de longueur réduite. Le parement amont est en général vertical de manière à simplifier les coffrages.

Les barrages-voûtes sont construits par plots indépendants. Ceux-ci sont clavés en fin de construction de manière à rendre la voûte monolithique et à solliciter lors de la mise en eau à la fois, les arcs et les consoles (les plots de construction). La stabilité de ces barrages dépend essentiellement de la capacité (de résistance, de rigidité) de leur fondation à supporter des efforts concentrés au droit des appuis.

La présence de culées peut toutefois permettre un report plus aisé des efforts sur les rives.

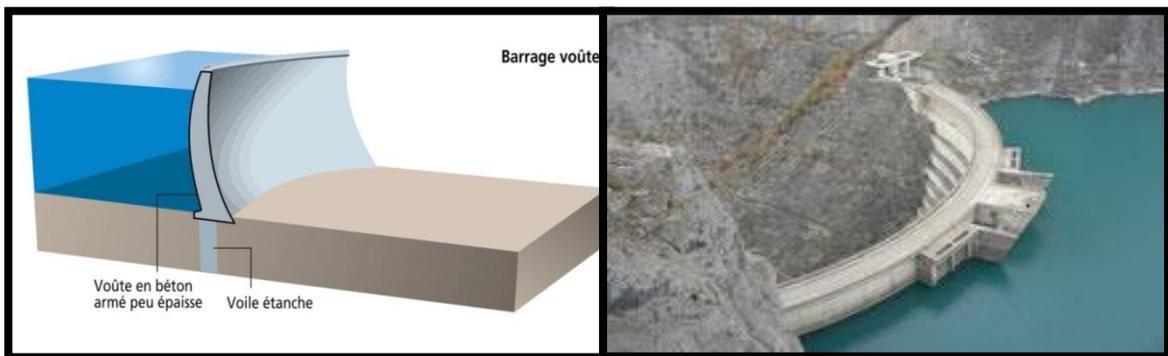


Figure I-4 Barrage-voûte (Monteynard, France)

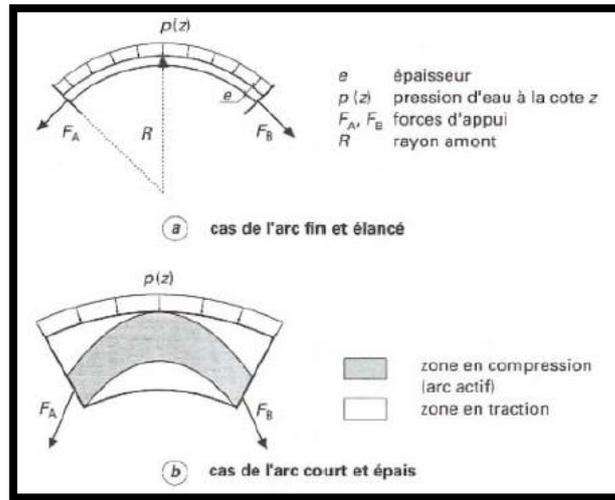


Figure I-5 Mode de travail des arcs d'une voûte

I.1.2.2 Barrages à contreforts :

Quand la vallée est trop large et que le volume de béton pour un barrage-poids se révèle trop considérable, le barrage à contreforts peut être une solution intéressante à condition économiques équivalentes. Ce type de barrage induit des contraintes sur la surface de la fondation moins élevées que dans le cas d'un barrage-voûte.

Un barrage à contreforts comprend :

- Une série de murs parallèles (les contreforts), généralement de forme triangulaire, plus ou moins épais et plus ou moins espacés, qui résistent à la pression de l'eau par équilibre statique.
- Une bouchure entre contreforts transmettant à ceux-ci la poussée de l'eau. Elle est souvent inclinée vers l'aval pour que la poussée de l'eau soit orientée vers le bas de façon à améliorer la stabilité des contreforts.

Ces barrages offrent un avantage considérable pour la quantité de béton nécessaire. Inversement, il s'agit de structures complexes, plus sensibles aux effets thermiques et aux séismes et qui nécessitent une attention particulière pour le contact avec le rocher de fondation.

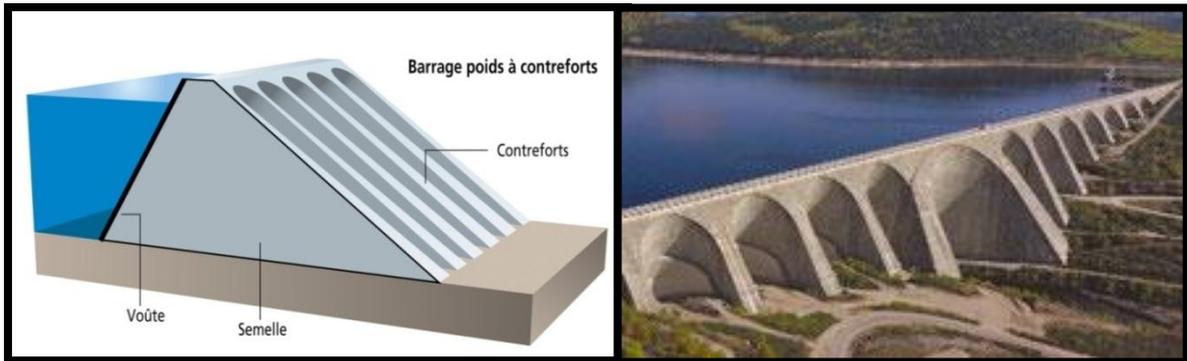


Figure I-6 Barrage à contreforts (Daniel Johnson, Canada)

I.1.2.2.3 Barrage-poids :

C'est un barrage dont le profil est généralement triangulaire. Sa stabilité sous l'effet des forces qui tendent à le faire basculer et/ou à le faire glisser (la poussée hydrostatique, la poussée des sédiments et sous-pressions), est assurée par le poids propre du matériau. Ce type de barrage convient bien pour des vallées larges ayant une fondation rocheuse.

Les barrages-poids sont réalisés généralement en Béton Conventionnel Vibré (BCV) ou en Béton Compacté au Rouleau (BCR).

Ils sont souvent découpés en plots à la construction, l'étanchéité entre plots étant assurée par un dispositif placé à l'amont des joints. Un voile d'étanchéité par injection dans la fondation et un drainage du corps du barrage améliore les conditions de stabilité.

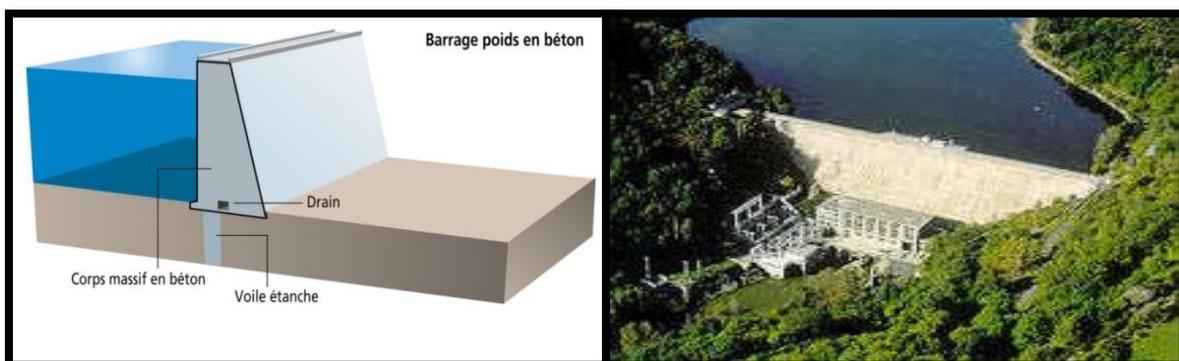


Figure I-7 Barrage-poids (Guerledan, France)

I.1.3. Les ouvrages annexes :

Un barrage est toujours accompagné d'ouvrages annexes qui concernent l'évacuation des crues, la vidange et la prise d'eau. Relégués en arrière plan par la structure importante du barrage, mais en rien inférieures pour la sécurité de l'exploitation de l'aménagement.

I.1.3.1. 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).

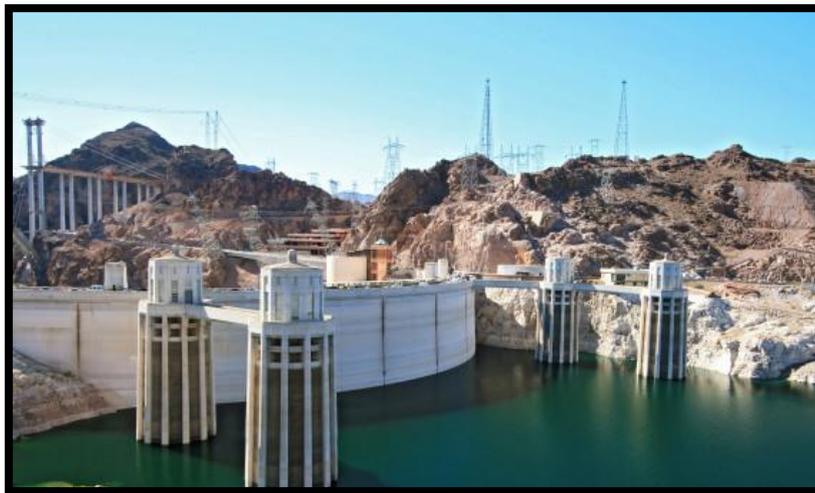


Figure I-8 Tours de prise du barrage de Hoover, Nevada

I.1.3.2. L'évacuateur de crue :

Les évacuateurs de crue sont les organes qui permettent le transit des crues à travers le barrage en contrôlant les cotes maximales atteintes par le barrage de manière à ce qu'elles restent inférieures aux cotes assurant la stabilité de l'ouvrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les évacuateurs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued.

Plusieurs classifications sont possibles parmi les évacuateurs de crue. On peut, par exemple, diviser les évacuateurs de crue en deux grandes familles : évacuateurs de crue à "surface libre", encore appelés déversoirs à seuil libre et évacuateurs de crue "vannés".

CHAPITRE I : Synthèse bibliographique

Cette seconde famille se décompose elle-même en deux grandes sous-familles d'organes :

- Les évacuateurs vannés de surface : ils prélèvent l'eau à évacuer à une cote proche de la cote normale de retenue du barrage.
- Les évacuateurs vannés dit "de fond" ou de "demi-fond", ils fonctionnent en charge en prélevant l'eau à une cote très inférieure à celle de la retenue.

Le déversoir du type latéral est adopté dans le cas de barrages en terre. Ce type d'ouvrage en béton repose directement sur le sol et n'est donc pas soumis à des tassements sous l'effet du massif du barrage.



Figure I-9 Evacuateur de crue du barrage de Saint-Étienne-Cantalès, France)

I.1.3.3. La vidange de fond :

Située à un point bas du barrage, elle permet d'évacuer les sédiments qui se déposent dans la retenue.



Figure I-10 Vidange de fond du barrage de Schiffenen, Suisse

I.1.3.4. Les équipements de circulation :

Les barrages sont équipés de galeries permettant les accès aux équipements hydrauliques et électriques et permettant l'auscultation et le contrôle du barrage. 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, 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.

I.1.3.5. Les équipements hydroélectriques :

Les équipements hydroélectriques peuvent se décomposer en 3 parties:

- Une partie d'équipement hydraulique concernant la circulation de l'eau.
- Une partie de transformation d'énergie (turbine, alternateur).
- Une partie électrique concernant la transformation et le transport de l'électricité.

Seule la partie hydraulique est du domaine des travaux publics. Les prises d'eau doivent être convenablement protégées (criblage, dessablage) pour éviter la dégradation des équipements. L'ensemble des équipements hydrauliques est équipé de vannes et de dispositifs de régulation des pressions et des débits.

I.1.4. Choix du site :

L'implantation d'un barrage entraîne inévitablement des perturbations morphologiques dans la zone. Sans mesures adéquates, elles peuvent alors engendrer des catastrophes. C'est pourquoi des études préliminaires doivent être menées permettant de maîtriser les paramètres techniques devant guider dans le choix du site approprié. Dans cette optique, un levé topographique détaillé de la vallée, une étude géologique de surface, une étude géotechnique, une étude sismologique et une évaluation des apports d'eau à partir d'observations locales sont généralement requis.

I.1.4.1. Données hydrologiques :

L'étude hydrologique du bassin versant permet de définir les apports moyens du cours d'eau, et leurs variations probables à une échelle de temps saisonnière ou interannuelle. Quel que soit le but de l'aménagement, il s'agit d'informations primordiales pour établir la faisabilité et déterminer le volume souhaitable du réservoir.

Par ailleurs, l'étude hydrologique fournit le volume et le débit maximal des crues très rares, qu'il faut considérer pour tous les ouvrages, même ceux n'ayant en principe aucun rôle de protection contre les crues.

Elle comprend également les informations sur le régime des transports solides de la rivière, dus à l'érosion des sols du bassin versant.

I.1.4.2. Données topographiques :

Un site de barrage, au sens topographique, se place sur un resserrement de la vallée situé juste en aval d'une cuvette naturelle susceptible, une fois fermée, de constituer un réservoir de volume suffisant.

Une fois la position du barrage fixée approximativement, la cuvette est définie par un graphique sur lequel sont portés la surface et le volume en fonction de la cote du plan d'eau; il servira à définir la hauteur souhaitable du barrage.

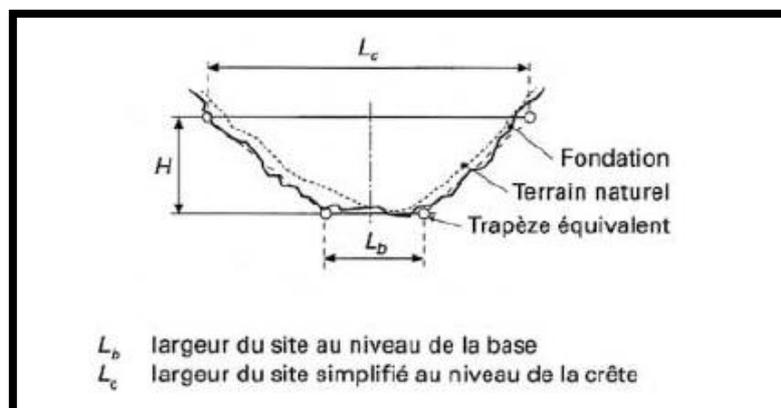


Figure I-11 Géométrie simplifiée d'un site de barrage

I.1.4.3. Données géologiques et géotechniques :

La constitution même d'une retenue d'eau requiert du massif des propriétés minimales en matière d'étanchéité naturelle.

Les études géologiques et géotechniques aboutissent à la détermination de la nature des différentes formations (sols ou roches) présentes sur le site, leur extension géométrique, leurs propriétés en matière de perméabilité, déformabilité, résistance mécanique, discontinuités (failles, fractures, diaclases, etc.) sont recherchées avec le plus grand soin.

I.1.4.4. Données sismologiques :

L'étude de la sismicité du site aboutit à la définition de deux séismes de référence :

- Le séisme de projet, que l'ouvrage doit être en mesure de supporter sans aucun dommage ;
- Le séisme maximal probable, auquel le barrage doit pouvoir résister sans ruine ni mise hors service de ses organes de sécurité.

Chacun d'eux est défini par un niveau d'accélération et un spectre de fréquence, qui serviront dans les calculs de la structure.

I.1.4.5. Conditions générales d'environnement :

D'autres natures de données, moins importantes, dans la mesure où elles n'influent que rarement sur la faisabilité d'un barrage, sont toutefois indispensables pour mener le projet à son terme : citons notamment les conditions climatiques (températures extrêmes, gel), constituent des sollicitations supplémentaires, les propriétés chimiques de l'eau, parfois agressive vis-à-vis de certains matériaux notamment le béton, la disponibilité de matériaux de construction de qualité à proximité, les accès, etc.

I.2. Pathologies et modes de rupture des barrages-poids :

Les performances d'un barrage sont amenées à évoluer durant son exploitation le long de sa vie, en raison de sa fragilisation et sa rupture qui peuvent être dues à trois principales causes:

- Des facteurs techniques : Tels que des défauts de fonctionnement des vannes permettant l'évacuation des crues ou bien d'un vice de conception, de construction ou de matériaux.
- Des phénomènes naturels : Ce sont des crues exceptionnelles, d'intensité supérieure à celle retenue pour le dimensionnement des ouvrages évacuateurs, appelée crue de projet.
- Des causes humaines : On citera, des études préalables non poussées, contrôle d'exécution insuffisant, erreurs d'exploitation, défaut de surveillance et d'entretien ou encore actes de malveillance, sabotage...

I.2.1. Types de rupture des barrages-poids :

L'analyse des risques spécifiques liés aux barrages-poids montre des fréquences de rupture moins élevées que sur l'ensemble des barrages toutes catégories confondues.

Sous les différentes actions déstabilisatrices, un barrage-poids peut se rompre instantanément soit brutalement ou partiellement (c'est-à-dire qu'il conduit à l'effacement complet d'un ou plusieurs plots en un délai très court), suivant ces modes [7]:

- Renversement du barrage : Les forces horizontales qui agissent contre le barrage-poids, provoquent des moments de renversement. Pour résister à cela, des moments de résistance sont générés par le poids propre du barrage.
- Glissement de l'interface barrage-fondation: se produit lorsque les forces horizontales nettes agissant sur le barrage-poids à la base dépassent la résistance au frottement (produite entre le corps du barrage et les fondations).
- Compression - par écrasement du barrage-poids (tassement), se produit en raison de la défaillance de son matériau, c'est-à-dire que les contraintes de compression générées peuvent dépasser les contraintes admissibles et que le matériau du barrage peut être écrasé.

- Rupture par traction : les forces de traction entraînent des fissures dans un barrage-poids. Ce dernier est généralement conçu de manière à ce qu'aucune traction ne se développe nulle part.

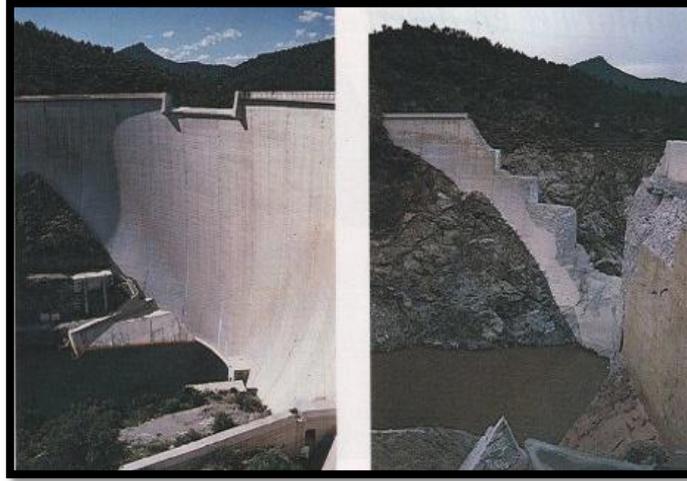


Figure I-12 Rupture du barrage de Malpasset

I.2.2. Pathologies relatives aux barrages-poids :

Ces modes de rupture sont les conséquences de pathologies susceptibles d'affecter les composants du barrage et du matériau constitutif et qui font l'objet d'étude de la surveillance des barrages.

- Fissurations : Ce type d'endommagement peut toucher tous les composants du barrage, dont les origines sont diverses telles que : l'action de l'eau de la retenue sur le parement amont ou des intempéries sur le parement aval, le changement ponctuel de rigidité et de géométrie du barrage engendrant une concentration de contraintes, ainsi que la sensibilité aux phénomènes thermiques qui majore les risques de fissuration [1].

- Dégradation du parement amont et aval : L'étanchéité insuffisante du parement permet l'infiltration de l'eau qui a pour effet de dissoudre progressivement le liant qu'on retrouve sur les parements amont et aval. Le matériau se trouve alors à la fois moins étanche et moins résistant mécaniquement. Ce qui provoque une efflorescence qui apparaît sous la forme d'une substance blanche à la surface du barrage ; ce phénomène est provoqué par une réaction chimique au sein du béton (liant) et se transmet à la surface par l'humidité connue sous le nom d'alcali-réaction.



Figure I-13 Apparition d'efflorescence sur le parement aval

- Gonflement du béton : Le béton des barrages n'échappe pas aux phénomènes de gonflement connus dans d'autres structures de Génie Civil. L'alcali-réaction étant un mode possible de gonflement, se manifeste par la formation d'un gel gonflant dans la masse du béton. Ce phénomène dans le cas d'un barrage est amplifié par la masse du béton et par la présence d'eau. Le gonflement se traduit par une augmentation du volume du béton ce qui engendre un soulèvement du couronnement ainsi qu'un mouvement vers l'amont, et par une fissuration généralement superficielle.
- Tassements différentiels des fondations dus aux forts gradients hydrauliques sous le barrage engendrant l'érosion du sol susceptible de mener à un dénudement des fondations.
- Déplacement imprévu du barrage dû à des fuites importantes qui vont créer des sous pressions, pouvant propager les fissurations et engendrer un renversement.

I.3. Surveillance vibratoire :

La surveillance vibratoire permet de détecter des structures endommagées afin d'assurer la sécurité et prolonger sa durée de vie. Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de l'endommagement, les plus connues et amplement utilisées sont les méthodes de contrôle non destructif (CND) telles que les méthodes acoustiques ou à ultrasons, les méthodes de champ magnétique, la radiographie, la méthode des courants Foucault ou les méthodes de champ thermique. Toutes ces techniques exigent que la proximité du dommage soit connue et que la partie de la structure à inspecter soit facilement accessible [4].

Le besoin de méthodes quantitatives globales d'identification des endommagements pouvant être appliquées à des structures complexes, a conduit au développement-recherche de méthodes examinant les changements des caractéristiques vibratoires de la structure. Leur efficacité a été approuvée dans les grands domaines du Génie Civil, de l'aéronautique et de la mécanique.

En effet, les développements relatifs aux méthodes basées sur l'analyse vibratoire ont permis, non seulement de détecter la présence d'endommagements dans les structures complexes, mais aussi d'identifier leur emplacement et la sévérité de leurs dommages, à un stade même précoce. Ce qui a motivé notre intérêt, pour les présenter dans ce chapitre.

I.3.1. Excitations des structures :

En surveillance vibratoire, on utilise plusieurs techniques expérimentales pour exciter artificiellement les structures. L'idée de base de ces tests est d'appliquer une intensité suffisante de la force à la structure en vue de produire des amplitudes de réponse utile.

L'identification du système nécessite des méthodes pour la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, et pour cela on a besoin d'un moyen pour exciter la structure et avoir des signaux de vibration. Certaines des méthodes utilisées sont [8] :

- **Test de vibrations forcées : ou également appelé méthode « input-output ».** Cette approche nécessite l'utilisation d'une chaîne d'instrumentation pour l'excitation structurelle : mesure des vibrations, acquisition de données et traitement de signal. Pour ce type de test, la source de vibration peut être un appareil placé dans la structure ou proche d'elle.

Pour des structures de petite ou moyenne taille, l'excitation peut être induite par un marteau d'impulsion. L'avantage de ce dispositif est qu'il fournit une entrée à large bande, capable de stimuler les différents modes de vibrations.

Pour les grands ouvrages, le vibreur de masse excentrique a souvent été utilisé dans l'essai dynamique des barrages. Il permet d'appliquer des forces sinusoïdales à fréquence et amplitude variables. A l'heure actuelle, l'utilisation du vibreur hydraulique est la meilleure solution en terme de fournir une large bande d'excitation.



Figure I-14 Excitateur à masse excentrique

- **Test de vibrations ambiantes ou « Output Only ».** Ce test a pour but de recueillir et d'enregistrer des vibrations qui sont à peine ressenties par le sens humain. Le chargement naturel est utilisé comme source de chargement au lieu d'exciter la structure artificiellement. Pour réaliser cet essai, l'excitation utilisée dépend de l'ouvrage soumis au test c'est-à-dire, en fonction des charges de vent pour les bâtiments, les charges de trafic pour les ponts, les charges dues aux mouvements de l'eau pour les barrages, etc. Pour ces types d'essais, les données sur les signaux d'entrée ne sont pas nécessaires c'est-à-dire que l'entrée est un bruit blanc.

I.3.2. Détection de l'endommagement :

Un endommagement se caractérise généralement par l'apparition de déformations permanentes dans un élément de structure et la diminution de la rigidité des matériaux, ce qui conduit à une dégradation du comportement physique de la structure. Ces endommagements, reliés aux conditions d'exploitation de l'ouvrage, dépendent principalement des sollicitations externes et de l'environnement de l'ouvrage.

Selon Rytter [9], l'identification des endommagements peut être classée en quatre niveaux suivant le niveau d'information qu'elle fournit par rapport à l'endommagement :

- Niveau 1 : Détection de la présence de l'endommagement.
- Niveau 2 : Localisation de l'endommagement.
- Niveau 3 : Quantification de l'endommagement.
- Niveau 4 : Evolution de l'endommagement.

Jusqu'à maintenant, la plupart des méthodes d'identification d'endommagements basées sur la réponse vibratoire ne permettent que des identifications de niveau 1 et de niveau 2.

I.3.3. Capteurs :

Le type d'excitation, les conditions de mesure ainsi que le type de capteurs et leur placement sur la structure sont des paramètres importants qui affectent la fiabilité de la détection des défauts et la SHM de la structure.

Il existe de nombreux types de capteurs : les capteurs ponctuels « classiques » (capteurs de déplacement, de vitesse, accéléromètres), les capteurs de déformation (jauges ponctuelles, extensomètres longue base à fibre optique ou jauge), les capteurs sans contact (vélocimètre, capteur de déplacement laser, caméra rapide), etc.

Les systèmes d'acquisition modernes en dynamique des structures n'ont réellement commencé qu'avec l'apparition des accéléromètres dans les années 50. Ces derniers sont aujourd'hui majoritairement employés dans les mesures de vibrations [14].

Le but de ces capteurs est de transformer une vibration mécanique en un signal électrique. Les capteurs de vibration utilisés peuvent être actifs, ne nécessitant aucune alimentation et ne pouvant fonctionner qu'avec une source d'énergie auxiliaire.

I.3.4. Méthodes de détection :

Les méthodes de détection d'endommagement classiques (inspections visuelles, mesures acoustiques ou magnétiques, etc.) sont limitées, car elles ne permettent que d'obtenir des informations locales, et nécessitent des zones accessibles de la structure. Néanmoins, des méthodes de détection globales basées sur la réponse vibratoire ont été développées pouvant être appliquées sur des structures complexes.

L'idée de base de ces techniques réside dans le fait que les réponses modales mesurées (fréquences propres, déformées propres, coefficients d'amortissement) sont fonction des propriétés physiques de la structure (rigidité, masse, amortissement). Ainsi, un endommagement dans la structure se manifeste généralement par des changements dans ses propriétés physiques, et par conséquent par une modification des fréquences naturelles et les modes propres.

De ce fait, pour être détectables, les endommagements doivent avoir un effet sur les paramètres modaux entre un état sain et un état endommagé.

I.3.4.1. Méthodes fondées sur les paramètres modaux :

I.3.4.1.1 Méthodes fondées sur le changement des fréquences propres :

Les premières méthodes de détection d'endommagement utilisant les informations modales des structures étaient basées sur les changements des fréquences naturelles uniquement. De tous les paramètres dynamiques, elles restent les plus faciles à mesurer.

Cette approche repose sur l'hypothèse que les modifications des propriétés structurales entraînent des changements des fréquences propres de la structure. Une analyse périodique des fréquences semble constituer a priori une méthode de surveillance structurale.

De nombreux chercheurs [3] ont utilisé la fréquence naturelle normalisée (Normalized Natural Frequencies NNF) comme indicateur d'endommagement et qui représente le rapport entre les fréquences propres de la structure saine et endommagée peut être donnée par :

$$NNF_k = \frac{\omega_k}{\omega_k^*}$$

Où ω_k et ω_k^* définissent les pulsations propres du mode d'indice k de la structure saine et endommagée respectivement.

D'autres ont proposé l'utilisation du changement des fréquences propres Δf_k donné par l'expression suivante:

$$\Delta f_k(\%) = \left| \frac{f_k - f_k^*}{f_k} \right|$$

Il est à noter que le pourcentage de la variation des fréquences peut être très faible et inférieur à 1% pour de petites fissures ou pour des positions particulières de la fissure.

La littérature rapporte de nombreuses études sur la détection d'endommagements par l'analyse des décalages fréquentiels. En réalité, la plupart de ces études montrent que l'analyse de ces changements semble être d'une utilité pratique très limitée dans certaines applications.

Selon Salawu, il est nécessaire que le changement des fréquences propres causé par un endommagement soit supérieur à 5% pour qu'il soit considéré comme étant fiable. Cependant, les changements significatifs de fréquences seuls n'impliquent pas automatiquement l'existence d'un endommagement. Dans certains cas, des variations de fréquences sont observées durant une journée d'essais, qui sont principalement dues aux conditions ambiantes.

Dans le cas général, comme les fréquences propres retranscrivent un comportement global de la structure, il n'est pas évident que leurs changements puissent être utilisés pour localiser spatialement les défauts. Autrement dit, les fréquences ne peuvent pas fournir d'informations fiables sur la position des changements structurels et sont assez sensibles aux variations climatiques et aux variations des conditions aux limites.

I.3.4.1.2 Méthodes fondées sur le changement d'amortissement :

La détection d'endommagement basée seulement sur le changement des paramètres d'amortissement n'a pas été intensément étudiée, comparé aux méthodes basées sur les fréquences naturelles et les vecteurs propres.

Plusieurs chercheurs ont montré qu'aucune relation claire n'existe entre les niveaux d'endommagement et les variations du taux d'amortissement. Cependant, le changement d'amortissement peut détecter l'endommagement dans le cas d'une fissure là où les méthodes conventionnelles ne sont pas sensible.

De plus, d'autres résultats montrent une augmentation des taux d'amortissement avec l'augmentation du niveau d'endommagement.

De manière générale, le taux d'amortissement n'est pas considéré comme un indicateur fiable de l'endommagement [3]. En effet, l'amortissement est considéré comme indicateur instable car il peut augmenter et diminuer. Et aucune méthode de localisation ou de quantification n'est proposée.

I.3.4.1.3 Méthodes fondées sur les déformées modales :

- **Déformées propres :**

Les études de détection de l'endommagement relatives aux fréquences ont montré qu'elles ne procurent que des informations globales sur la structure. De plus, des dommages significatifs peuvent n'entraîner que de faibles baisses de fréquences, surtout pour de larges structures.

Quant aux déformées modales, elles contiennent des informations locales sur la structure, ce qui les rend plus sensibles que les fréquences aux endommagements localisés. Elles sont également moins affectées par les conditions environnementales [10]. Cependant, l'enregistrement précis des déformées modales requiert un nombre important de capteurs et les déformées expérimentales obtenues sont très sensibles aux erreurs expérimentales et aux bruits dans les mesures.

Les déformées propres d'une structure sont souvent utilisées pour l'évaluation des endommagements, au travers de coefficients de corrélation entre modes comme le coefficient MAC (Modal Assurance Criterion - MAC) ou le coefficient de corrélation des points de mesure COMAC (Coordinate Modal Assurance Criterion - COMAC). Ces coefficients expriment la corrélation existante entre deux déformées propres mesurées. Comme les coefficients de MAC et COMAC sont liés aux déformées propres, pour être efficaces, un nombre suffisant de points de mesure est nécessaire.

- **Modal Assurance Criterion – MAC**

Le coefficient MAC est un indicateur statistique fournit un moyen quantitatif d'évaluer la déviation au sens des moindres carrés de la corrélation pour des déformées propres endommagées et intactes, variant 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 à priori détectable. Un MAC faible indique la présence d'endommagement dans la structure et la valeur du MAC décroît avec la sévérité du défaut.

Supposons que $[\phi_A]$ et $[\phi_B]$ soient des matrices constituées respectivement de m_A et de m_B modes propres mesurées en n points. A et B réfèrent respectivement aux structures saines et endommagées.

Ce sont donc des matrices de dimension $n * m_A$ et $n * m_B$. Le coefficient MAC est alors défini pour les déformées propres $i = 1, 2, \dots, m_A$ et $k = 1, 2, \dots, m_B$ par :

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

- Coordinate Modal Assurance Criterion - COMAC

Le coefficient de corrélation COMAC, comme le MAC, cherche la corrélation des degrés de liberté à travers les modes k . Ce coefficient est généralement employé pour identifier l'endroit où les déformées propres d'une série de mesure ne sont pas corrélées avec l'autre. Dans le cas d'une parfaite corrélation entre les déplacements au degré de liberté i , le coefficient COMAC sera égal à 1. Un grand écart par rapport à 1 peut être interprété comme un endommagement dans la structure.

Le facteur COMAC en un point i est défini par :

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

L'estimation des déformées propres requiert la mesure en tout point de la structure. Il est nécessaire d'utiliser plusieurs capteurs pour assurer un maillage fin de la structure afin d'identifier les déformées propres.

D'un point de vue pratique, il est plus difficile d'identifier des déformées propres que des fréquences. En effet, les déformées expérimentales obtenues sont très sensibles aux erreurs expérimentales et aux bruits dans les mesures. Cependant, ces techniques sont principalement appliquées sur des données numériques et tendent aujourd'hui à être remplacées par d'autres méthodes plus sensibles.

- **Courbure modale :**

Plutôt que d'utiliser les déformées modales directement pour obtenir des informations sur le défaut (la source des changements vibratoires), une autre façon est d'étudier leurs dérivées secondes ou les courbures modales.

La courbure modale est un indicateur plus sensible que les coefficients MAC et COMAC des déformées modales [11]. Elle peut être un bon indicateur d'endommagement pour un modèle en EF.

La différence absolue de la courbure de déformées propres endommagées et non endommagées dans la région endommagée doit être maximale. Plus la réduction de la rigidité est grande, plus le changement de courbure sera grand, ce qui correspond à un niveau d'endommagement plus élevé.

Les courbures modales peuvent être calculées à partir des déformées modales par la formule suivante :

$$\phi''_j(i) = \frac{\phi_j(i+1) - 2\phi_j(i) + \phi_j(i-1)}{l^2}$$

Où j est le numéro du mode, i le numéro du nœud et l la distance entre 2 nœuds.

1.3.4.2. Méthodes fondées sur les matrices de flexibilité et de rigidité :

Une autre classe de méthode d'identification de défaut combine les variations des fréquences propres et des déformées modales, comme la matrice de flexibilité.

La présence d'endommagements diminue la rigidité de la structure. La flexibilité étant l'inverse de rigidité, la réduction de rigidité doit donc augmenter la flexibilité de la structure. Ce qui réduit les fréquences et affecte les déformées modales. À partir de la réponse dynamique mesurée sur le système, il est possible de calculer la matrice de flexibilité et par la suite de distinguer entre l'état sain et l'état endommagé du système.

Li et al, ont présenté une nouvelle approche de localisation et quantification d'endommagements basée sur le changement de la matrice de flexibilité modale généralisée. Cette dernière réduit l'effet de troncature des modes d'ordre supérieur [16].

D'autres chercheurs ont proposé une méthode basée sur la flexibilité modale. Elle consiste à combiner la matrice de flexibilité modale avec des forces virtuelles qui causent des contraintes non nulles sur de petites parties de la structure où de possibles changements de raideur sont à chercher.

Le changement de flexibilité peut donc être utilisé pour détecter et localiser un endommagement. Nous exploiterons cette méthode dans la suite de cette thèse.

I.3.4.3. Méthodes basées sur l'intelligence artificielle :

Au cours des dernières décennies, de nombreuses recherches ont été consacrées à la méthode d'identification des dommages assistée par réseau de neurones artificiels (Artificial Neural Network - ANN), en particulier pour la prédiction.

Ce sont des algorithmes capables de détecter implicitement des relations non linéaires complexes entre variables dépendantes et indépendantes, ainsi que des capacités d'auto-apprentissage et de tolérance aux erreurs. Ces avantages les rendent appropriés pour minimiser les impacts négatifs des mesures de bruit et des informations de modèle incomplètes.

Un réseau neuronal artificiel (ANN) est un modèle mathématique inspiré de la structure des réseaux neuronaux biologiques. Les ANN imitent le fonctionnement du cerveau humain (nerfs et neurones) et sont constitués de processeurs informatiques fortement interconnectés travaillant simultanément. Une caractéristique clé des réseaux de neurones est qu'ils sont programmés pour «apprendre» en filtrant les données de manière répétée, en recherchant des relations pour construire des modèles mathématiques et en corrigeant automatiquement ces modèles pour les affiner en permanence.

En général, les réseaux de neurones sont particulièrement applicables aux problèmes complexes pour lesquels une base de données d'informations importante est disponible, mais pour lesquels il est difficile de spécifier un algorithme explicite.

Le réseau neuronal artificiel avec algorithme d'apprentissage de la rétro-propagation (Back-propagation - BP) est fréquemment utilisé dans les identifications de modèles. Les nœuds des réseaux neuronaux de rétro-propagation sont disposés en couches. Chaque réseau de neurones a une couche d'entrée, une couche de sortie et un certain nombre de couches cachées.

I.4. Conclusion :

En présentant les méthodes d'identification de l'endommagement utilisant les réponses vibratoires de la structure, nous concluons qu'il est possible de détecter et/ou localiser des dommages en suivant les caractéristiques modales (fréquences et modes propres) ou en construisant des indicateurs basés sur ces caractéristiques.

Chaque méthode présente des limitations. En effet, pour de faibles endommagements, les fréquences sont peu sensibles mais le sont aux conditions environnementales. Les coefficients MAC et COMAC qui sont couramment utilisés pour comparer des déformées propres de séries de mesures différentes ne sont pas à même de distinguer des situations endommagées de situations intègres.

Cependant, les déformées modales semblent assez peu sensibles aux conditions environnementales. Ceci justifie, a posteriori, le choix fait de travailler sur la matrice de flexibilité, déterminée à partir des modes propres de la structure, pour détecter et localiser des endommagements, afin de déterminer la matrice de flexibilité.

Et enfin, nous proposerons dans le chapitre 4, un réseau de neurones capable de prédire la localisation ainsi que la sévérité des dommages en recevant en entrée la variation de flexibilité.

CHAPITRE II

Elaboration du modèle numérique

Introduction

Ce présent chapitre concerne l'élaboration d'un modèle numérique en EF du barrage de Béni-Haroun en utilisant le logiciel de calcul aux Eléments Finis SAP2000[®]V20 édité par Computers & Structures Inc.

En premier lieu, des modèles 2D ont été élaborés en déformations planes suivant les deux cas : avec et sans retenue. Ces modèles nous permettent de déduire les paramètres modaux du barrage notamment les fréquences propres et les modes de déformation qui seront utilisés lors de la surveillance vibratoire afin d'identifier d'éventuels dommages.

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 ainsi que l'influence de la retenue d'eau en comparant l'analyse modale des deux cas : avec et sans retenue. Ces modèles numériques ont été validés par des essais de vibrations ambiantes réalisés sur le barrage de Béni-Haroun [20], ce qui nous a permis d'utiliser ces modèles comme référence pour l'identification d'endommagement.

Et enfin, une analyse des contraintes de traction et compression nous a permis d'identifier les zones susceptibles d'engendrer des fissurations. Nous exploiterons cette partie lors des simulations numériques d'une surveillance vibratoire.

II.1. Présentation de l'ouvrage :

Le barrage de Béni Haroun est situé à environ 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 par le barrage de Béni Haroun vers les six (06) Wilayas : Batna, Kenchela, Mila, Oum El Bouaghi, Constantine et Jijel.

Il est destiné à :

- L'alimentation en eau potable de la ville de Mila et Constantine
- L'irrigation d'environ 30.000 hectares dans les plaines de Teleghma, Chemoura et Tafouna.

Avec une capacité de 960 millions de mètres cubes, il est considéré comme le plus grand complexe hydraulique stratégique en Algérie. Le barrage proprement dit est constitué d'une digue renforcée de 1,5 million de mètres cubes de Béton Compacté au Rouleau.



Figure II-1 Image satellitaire du barrage de Béni-Haroun

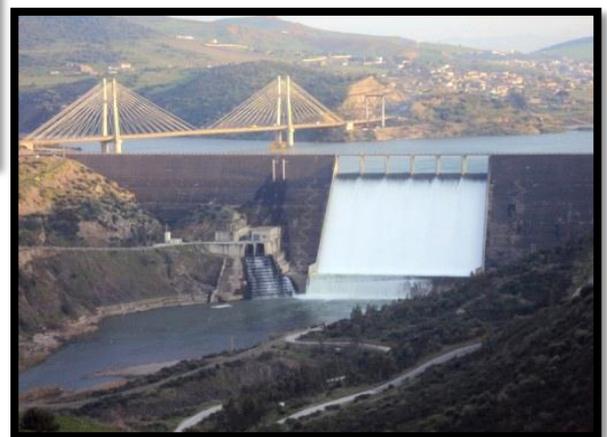


Figure II-2 Vue aval du barrage

II.2. Caractéristiques du barrage :

II.2.1. Géométrie du barrage :

Il s'agit d'un barrage-poids de géométrie quasi-triangulaire avec un parement amont vertical d'une hauteur atteignant 118 m sur fondation, avec une largeur à sa base de 92m et sa longueur en crête est de 689m.



Figure II-3 Vue en plan du barrage de Béni-Haroun

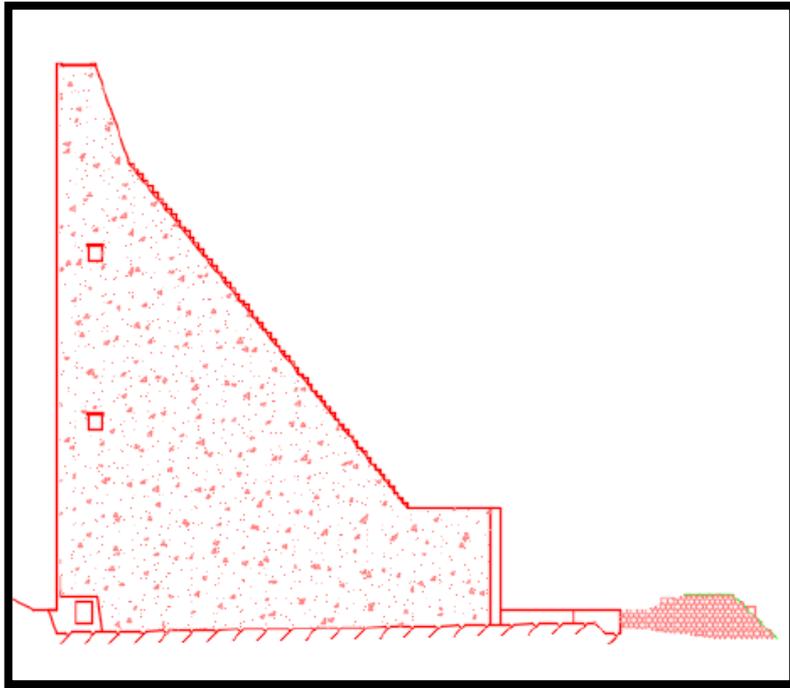


Figure II-4 Coupe transversale du barrage de Béni-Haroun hors évacuateur de crue

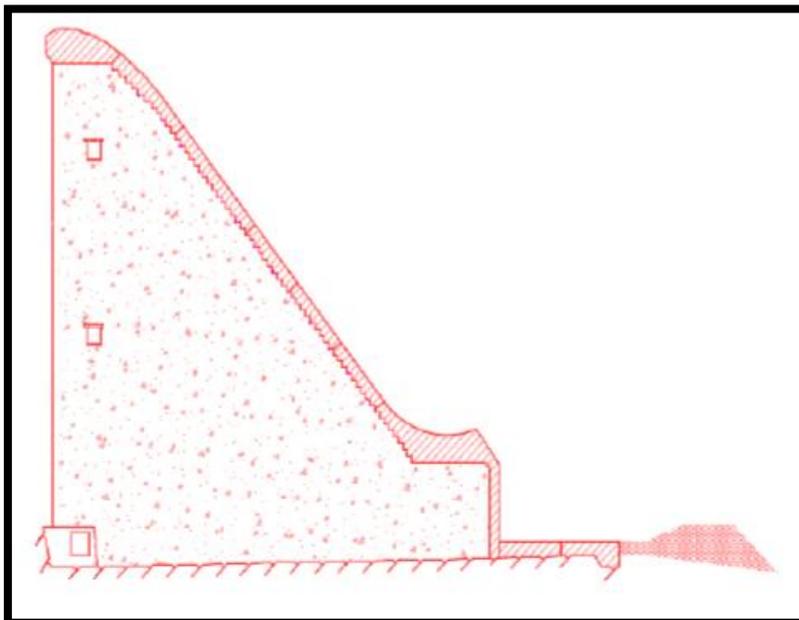
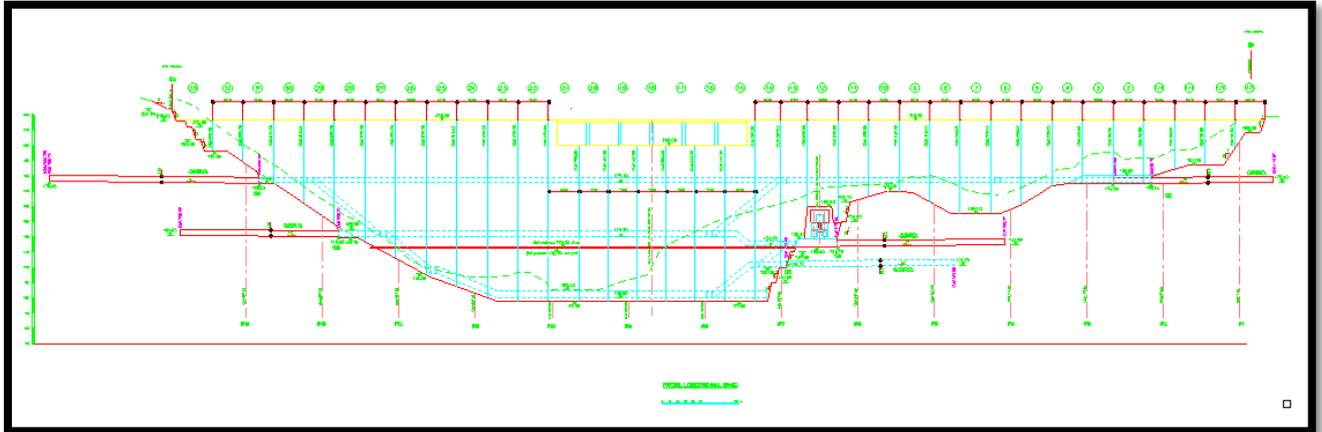


Figure II-5 Coupe transversale du barrage de Béni-Haroun au niveau de l'évacuateur de crue

CHAPITRE II : Elaboration du modèle numérique

Un pont sur pile d'une longueur de 126m est construit au-dessus de l'évacuation de surface de type à seuil libre. Ce dernier est intégré dans le corps de l'ouvrage, dans la partie centrale de la vallée ; avec une longueur totale de 122,40 m et un débit maximal de 16.000 m^3/s .

Trois galeries ont été aménagées dans le corps du barrage pour permettre le contrôle et la maintenance.



II.2.2. Caractéristiques des matériaux :

Le corps du barrage a été réalisé en Béton Compacté au Rouleau (BCR) sur fondation rocheuse, tandis que les ouvrages annexes (pont, évacuateur de crue...) en béton conventionnel vibré BCV.

Les caractéristiques du barrage et sa fondation prises en compte sont données dans le tableau suivant :

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

Les caractéristiques du béton dépendent de sa composition, de la qualité des agrégats, des sables et du ciment qui le composent, de son âge et des conditions de cure.

Les constituants du BCR sont les mêmes que pour le BCV, à savoir liants, granulats, adjuvants et additifs. Une des différences vient de la granulométrie maximale des granulats utilisés (40 à 60 mm pour le BCR et 80mm pour le BCV). Malgré une granulométrie plus importante, la faible teneur en ciment (120kg/m³) octroie au béton une résistance moins bonne.

Le BCR est mis en place avec des techniques utilisées en terrassement [29] (transport par camion, réglage au buteur et compactage par rouleau vibrant lourd) en couches successives compactées au rouleau vibrant [12]. Ce qui rend le béton moins étanche, d'où la nécessité d'un parement amont vertical en béton vibré traditionnel, équipé de joints de dilatation avec Waterstops.

II.3. Les chargements extérieurs :

Pour les besoins de la modélisation numérique ainsi que l'analyse modale, nous prenons les cas de chargements suivants :

II.3.1. Le poids propre :

Le barrage est soumis à son poids propre appliqué en une seule fois en prenant en compte les caractéristiques des matériaux cités précédemment. Celui-ci joue un rôle de stabilisateur vis-à-vis du glissement et du renversement.

II.3.2. Poussée des sédiments :

Après quelques dizaines d'année, la sédimentation s'installera progressivement dans la cuvette et à l'amont immédiat du barrage. Elle induira ainsi des poussées supplémentaires sur le parement amont du barrage données par :

$$P_{sédiment}(y) = \rho_{sédiment} * g * K_0 (H_{sédiment} - y)$$

Avec y la distance verticale depuis le pied amont, $\rho_{sédiment}$ la masse volumique déjaugée des sédiments, $H_{sédiment}$ la hauteur prévisionnelle d'envasement de la retenue et K_0 le coefficient de poussée des sédiments. Celui-ci est égal à $K_0 = 1 - \sin \varphi$ avec φ l'angle de frottement interne des sédiments.

Dans la présente thèse, nous prenons l'hypothèse que l'eau de la retenue n'est pas chargée en sédiments par manque de données sur le niveau d'envasement maximal attendu.

II.3.3. Sous-pressions :

Les sous-pressions peuvent générer des contraintes de traction près de l'amont et les fondations successivement, dépassant éventuellement la résistance du matériau et provoquant une fissure horizontale ou l'ouverture des joints de construction. Il a été prouvé que lors d'un séisme, les sous-pressions n'ont pas le temps de se développer à l'intérieur des fissures [13].

Dans le cas de notre étude, du fait des conditions aux limites prises en compte à la base du barrage c'est-à-dire l'encastrement, les sous-pressions n'ont pas été prises en compte. Le temps imparti pour l'élaboration de l'étude étant limité et les problématiques traitées étant complexes, nous avons choisi de ne pas introduire ce paramètre qui pourra être pris en compte dans de futures études.

II.3.4. Surpressions hydrodynamiques :

Lors d'un séisme, le barrage ainsi que la masse d'eau présente dans le réservoir sont mis en mouvement et des surpressions hydrodynamiques vont s'exercer sur le parement amont du barrage. Ces surpressions ne sont pas négligeables et s'ajoutent aux pressions hydrostatiques. Elles doivent être prises en compte comme cas de charge en dynamique.

Dans notre cas d'étude, la surpression dynamique de l'eau a été prise en compte en utilisant l'approche de Westergaard [21] pour le besoin de la modélisation du barrage avec retenue.

II.4. Modèle 2D :

II.4.1. Hypothèses de travail:

Pour la modélisation du système étudié dans le domaine bidimensionnel (2D), certaines hypothèses simplificatrices ont été nécessaires, à savoir : l'hypothèse d'état plan permettant une étude avec moins de variables.

Dans ce cas d'étude, l'hypothèse des déformations planes a été adoptée pour permettre de ramener la structure à trois dimensions (x,y,z) à une structure à deux dimensions (x, y) , ce type d'hypothèse s'applique à des structures dont la dimension longitudinale est nettement supérieure aux deux autres et chargées transversalement dont les deux extrémités sont bloquées par des appuis supposés infiniment rigides, ou pour les pièces massives dont les déformations longitudinales seront suffisamment faibles pour être négligées [22].

Le domaine de calcul pour cette étude est alors un plan de coupe transversale extrait au milieu de la vallée.

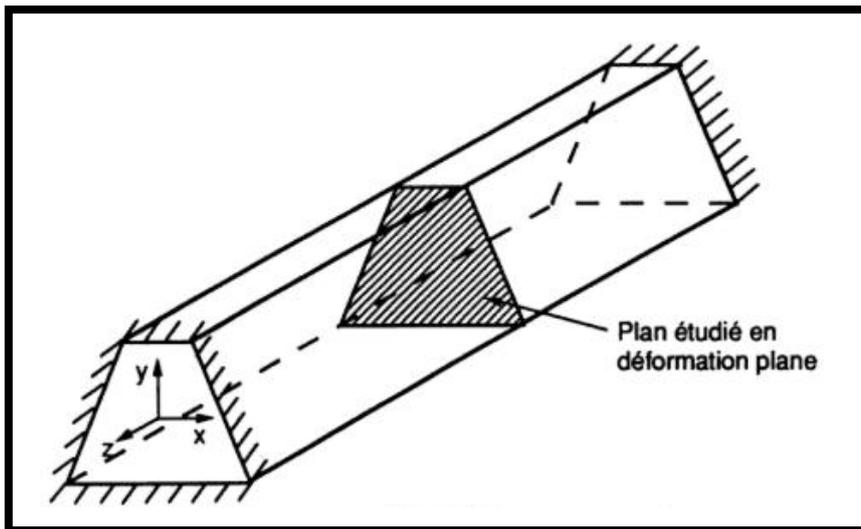


Figure II-7 Schéma du modèle en déformations planes

CHAPITRE II : Elaboration du modèle numérique

En coordonnées cartésiennes, l'hypothèse classique de déformations planes se traduit par :

- La composante axiale étant nulle, alors $u_3 = 0$;

Ce qui produit le champ de déformation suivant :

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} & \varepsilon_{12} & 0 \\ \varepsilon_{12} & \varepsilon_{22} & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Tel que : $\varepsilon_{11} = u_{1,1}$, $\varepsilon_{22} = u_{2,2}$ et $\varepsilon_{1,2} = \frac{1}{2} (u_{1,2} + u_{2,1})$

Étant donné que la contrainte normale dans la direction u_3 n'est pas nulle, on définit le tenseur de contraintes suivant par l'intermédiaire de la loi de comportement :

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

Avec $\sigma_{33} = \nu (\sigma_{11} + \sigma_{22})$

II.4.2. Présentation du modèle numérique 2D sans retenue :

II.4.2.1. Maillage :

La structure du barrage est modélisée dans le plan XZ et représente la section la plus haute hors évacuateur de crue. Le modèle est composé de 120 nœuds et 97 éléments surfaciques à quatre nœuds en déformations planes (Plane-Strain Element) et est supposé encastré à sa base.

Les déplacements par rapport aux axes globaux représentent les deux degrés de liberté associés à chaque nœud. Les modes incompatibles ont été pris en compte dans les calculs afin d'assurer un meilleur comportement des éléments en cisaillement. Le maillage de la structure du barrage est plus dense à proximité de la crête. Le maillage ailleurs dans le barrage est conçu de manière à trouver un compromis entre la précision des calculs et une taille raisonnable des modèles éléments finis.

L'interaction sol-structure étant un problème extrêmement complexe et du fait du manque de données relatives aux propriétés géotechniques du sol, la géométrie des fondations et la nature des tremblements de terre, nous avons considéré un encastrement parfait à la base, au contact barrage-fondation.

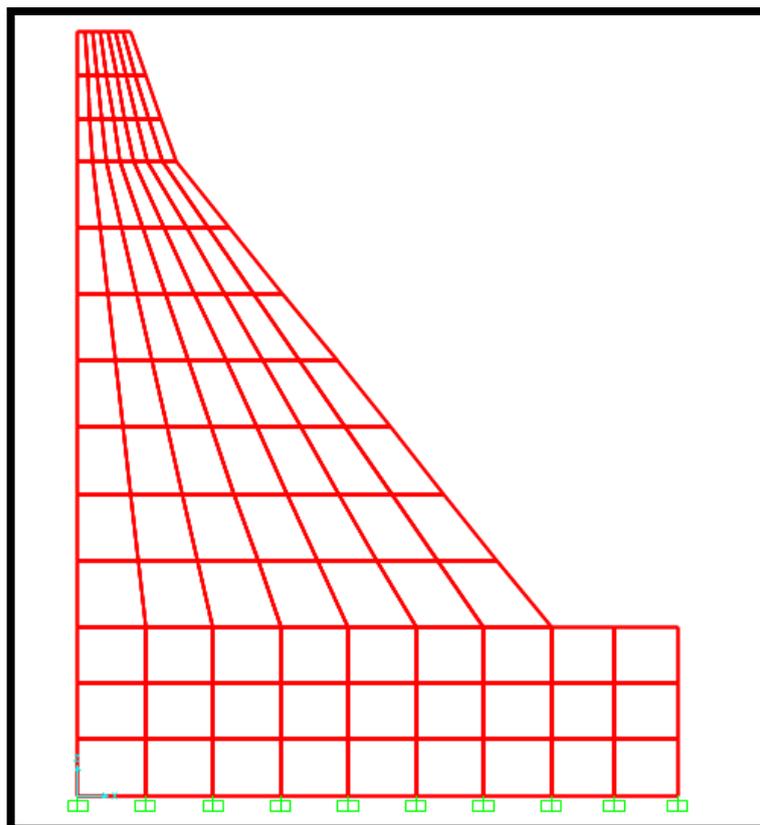


Figure II-8 Modèle numérique du barrage en 2D

II.4.2.2. Détermination des fréquences propres du barrage :

Afin de déterminer les modes et les fréquences propres du barrage, un calcul simplifié a été fait pour déterminer la fréquence fondamentale selon la méthode TARDIEU , afin de la comparer à celle obtenue par l'analyse modale sur le modèle 2D du barrage par le logiciel SAP2000® V20.

II.4.2.2.1 Evaluation de la fréquence fondamentale du barrage par calcul simplifié :

La méthode dynamique simplifiée, dite « Tardieu », permet de déterminer l'accélération maximale en tout point du barrage en fonction du spectre du séisme considéré et donc d'en déduire une estimation de la fréquence du premier mode.

Dans cette méthode, le barrage est assimilé à un résonateur simple à 2 degrés de liberté. L'accélération en tout point du barrage connaît une amplification par rapport à l'accélération spectrale à la fréquence fondamentale du barrage en fonction de l'élévation relative du barrage [18].

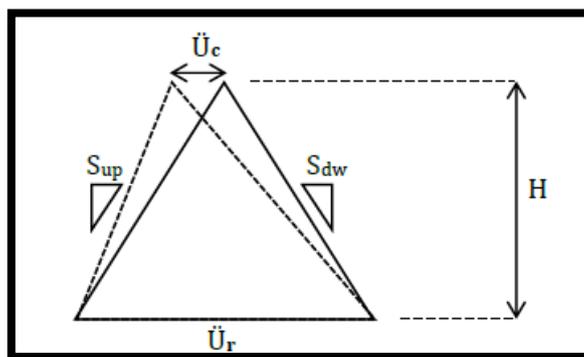


Figure II-9 Résonateur simple à deux degrés de liberté

En supposant que :

- Le barrage est fondé sur du substratum rocheux supposé rigide ;
- Les effets de la composante horizontale rive à rive sont négligeables ;
- Le barrage est assimilé à un triangle dont la hauteur H est égale à la profondeur d'eau amont pour une retenue à la cote de retenue normale ;
- L'accélération maximale atteinte en tout point du barrage est supposée due à sa sollicitation par un signal de fréquence égale à la fréquence fondamentale du barrage;

CHAPITRE II : Elaboration du modèle numérique

- L'effet hydrodynamique de la retenue est pris en compte selon l'analyse de Westergaard ;

La fréquence fondamentale de vibration du barrage considéré comme un résonateur simple est donnée par la formule de Rayleigh :

$$N = \alpha * V_s$$

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

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \text{ et } G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Avec ρ : est la masse volumique du béton.

E : Le module d'Young

ν : Le coefficient de Poisson.

Pour le barrage de Béni-Haroun, nous avons : $E = 30\,000 \text{ MPa}$; $\rho = 2350 \text{ Kg/m}^3$; $\nu = 0.2$.

On obtient : $V_s = 2306.32 \text{ m/s}$

Selon TARDIEU, la composition du résonateur triangulaire en élément finis permet de montrer que la formule s'écrit :

- Pour un barrage vide : $N_v = 0.23 * \frac{V_s}{H}$

- Pour un barrage avec une retenue pleine : $N_r = 0.17 * \frac{V_s}{H}$

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

H : Représente la hauteur de la retenue normale du barrage.

Dans notre cas les fréquences ont été calculées pour les deux cas, barrage vide et avec une retenue pleine, les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

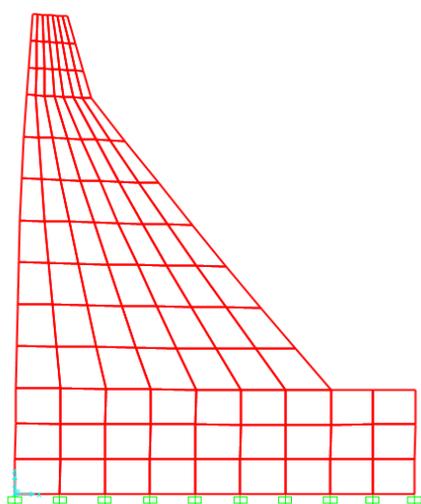
Tableau II-2 Fréquence fondamentale du barrage avec et sans retenue par la méthode de Tardieu

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

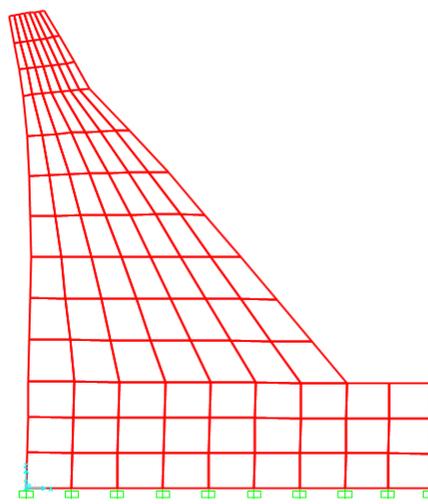
II.4.2.3. Analyse modale du barrage sans retenue :

L'analyse modale a été faite sur le modèle 2D en utilisant le logiciel SAP2000 en se basant sur la méthode des éléments finis sans prise en compte de la retenue du barrage et en prenant comme conditions aux limites des encastresments à la base.

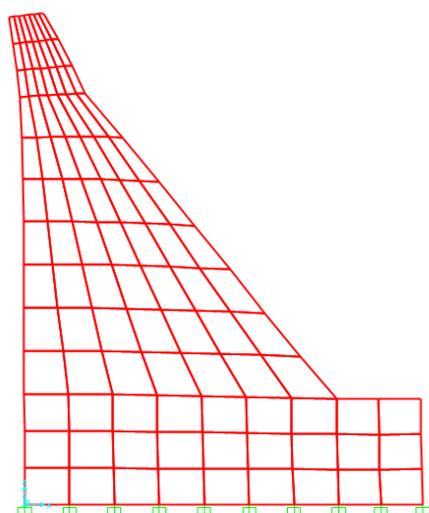
Les résultats sont représentés dans les figures suivantes :



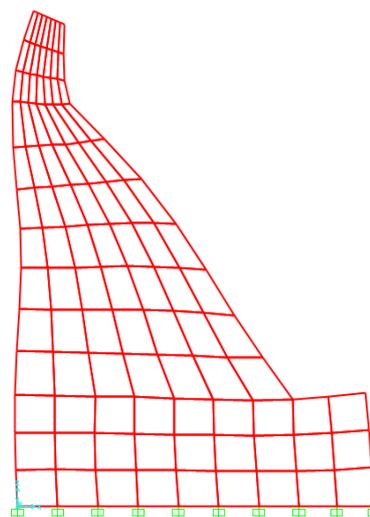
Mode 1 : $f = 3.92$ Hz



Mode 2 : $f = 8.63$ Hz



Mode 3 : $f = 10.80$ Hz



Mode 4 : $f = 14.76$ Hz

Tableau II-3 Fréquences propres du barrage sans retenue

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6
Sans retenue (Hz)	3.93	8.63	10.80	14.76	21.38	23.45

II.4.3. Présentation du modèle numérique 2D avec retenue :

II.4.3.1. Approche théorique de la méthode de Westergaard :

Selon Westergaard [21], la présence du fluide sur la structure induit des poussées hydrodynamiques non négligeables sur le comportement d'un barrage, en supposant le fluide comme étant incompressible, non visqueux et non pesant (cette dernière hypothèse revient à négliger les variations de la surface libre).

Pour cela, il a proposé de représenter le volume d'eau par un tronçon de parabole. Cette solution simplifiée et efficace s'appuie sur la solution analytique en déplacement du problème de vibrations du réservoir sous les hypothèses suivantes :

- Le parement amont du barrage vertical et rigide.
- Le fluide est supposé au repos.
- L'extrémité du réservoir est supposée située à une distance infinie du parement du barrage de telle sorte qu'il n'y ait pas de réflexions des ondes de surpressions.
- H est la hauteur du réservoir.
- Le réservoir est supposé d'excitation sismique harmonique et horizontale d'expression :

$$\ddot{u}_g = a g \cos\left(\frac{2\pi}{T} t\right) \text{ à } x = 0$$

Telle que : a est le coefficient d'accélération sismique

g : La constante de gravité

$\frac{2\pi}{T}$: Est la pulsation du signal d'excitation et t désigne le temps.

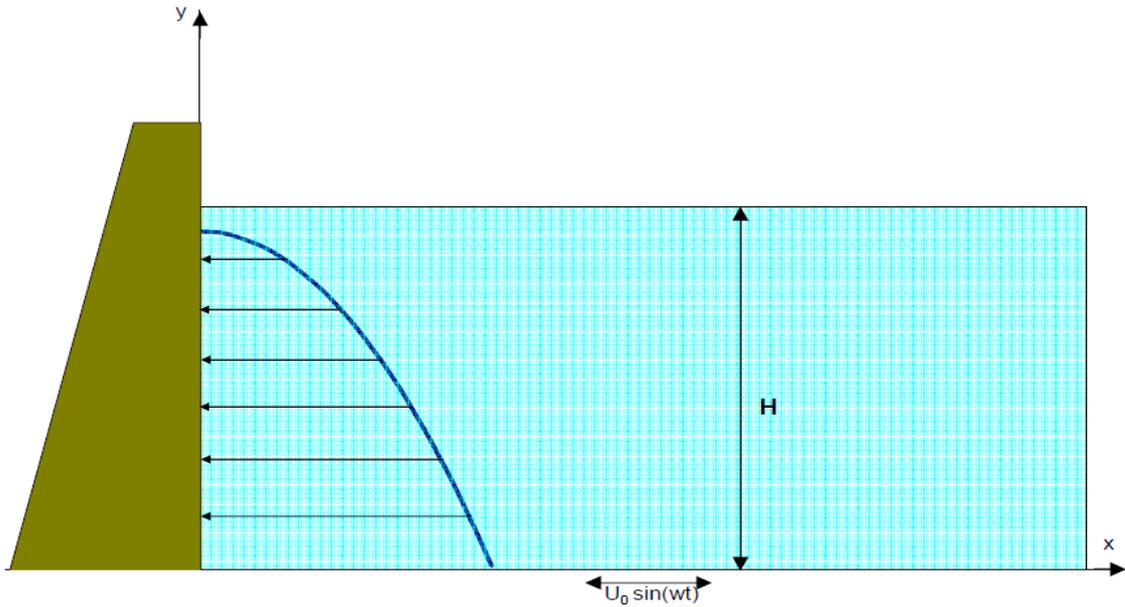


Figure II-10 Distribution parabolique de Westergaard

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

$$\begin{cases} p(x, y = H) = 0 \\ \lim_{x \rightarrow \infty} p(x, y) = 0 \\ u_y(x, y = 0) = 0 \\ u_x(x = 0, y) = -a g T^2 / (4\pi^2) \cos(2\pi t / T) \end{cases}$$

CHAPITRE II : Elaboration du modèle numérique

La solution du problème donne l'évolution dans le temps des deux composantes du champ des déplacements $u_x(x, y, t)$ et $u_y(x, y, t)$. La pression hydrodynamique est ensuite évaluée à l'aide de la relation de compressibilité linéaire :

$$p = K \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} \right)$$

Elle est donnée par l'expression suivante :

$$p(x, y, t) = \frac{8a\rho gH}{\pi^2} \cos\left(\frac{2\pi}{T}t\right) \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2 c_n} e^{-q_n x} \sin\left(n\pi \frac{H-y}{2H}\right) \right)$$

q_n et c_n sont définis comme suit :

$$q_n = \frac{n\pi c_n}{2H} \quad ; \quad c_n = \sqrt{1 - \frac{16H^2}{n^2 c^2 T^2}}$$

$c = \sqrt{\frac{K}{\rho}}$ étant la célérité des ondes de pression dans l'eau.

La pression au niveau de l'interface barrage-réservoir ($x = 0$) est maximale lorsque $t = kT$, k entier. Elle s'exprime par :

$$p_{\max}(y) = p(0, y, kT) = \frac{8a\rho gH}{\pi^2} \sum_{n=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(\frac{1}{n^2 c_n} \sin\left(n\pi \frac{H-y}{2H}\right) \right)$$

Westergaard a proposé de remplacer l'expression par une autre plus simple qui donne un effet d'inertie équivalent en considérant une certaine masse d'eau qui vibre d'une manière solidaire avec le parement amont, d'où l'introduction du concept de masse ajoutée. La largeur b de cette masse varie en fonction de la hauteur comme suit :

$$b = \frac{7}{8} \sqrt{H(H-y)}$$

Enfin, les calculs ont été faits par la formule suivante :

$$m_{ai} = \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{H(H - z_i)} A_i$$

Avec H : hauteur de la retenue d'eau

m_{ai} : 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 à partir de la base

A_i : Surface appliquée autour de l'élément i

Les valeurs obtenues sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II-4 Valeur de la masse ajoutée à chaque noeud

z_i (m)	A_i (m ²)	m_{ai} (tonnes)
0,00	4,35	388,6181
8,70	8,70	743,3847
17,40	8,70	707,9163
26,10	9,49	731,4656
36,38	10,29	737,5391
46,67	10,29	677,3431
56,95	10,29	611,3152
67,24	10,29	537,1555
77,52	10,29	451,0526
87,81	10,29	343,9160
98,10	5,15	91,0664

Le profil de la distribution de la masse d'eau sur le parement amont est donné par la figure suivante :

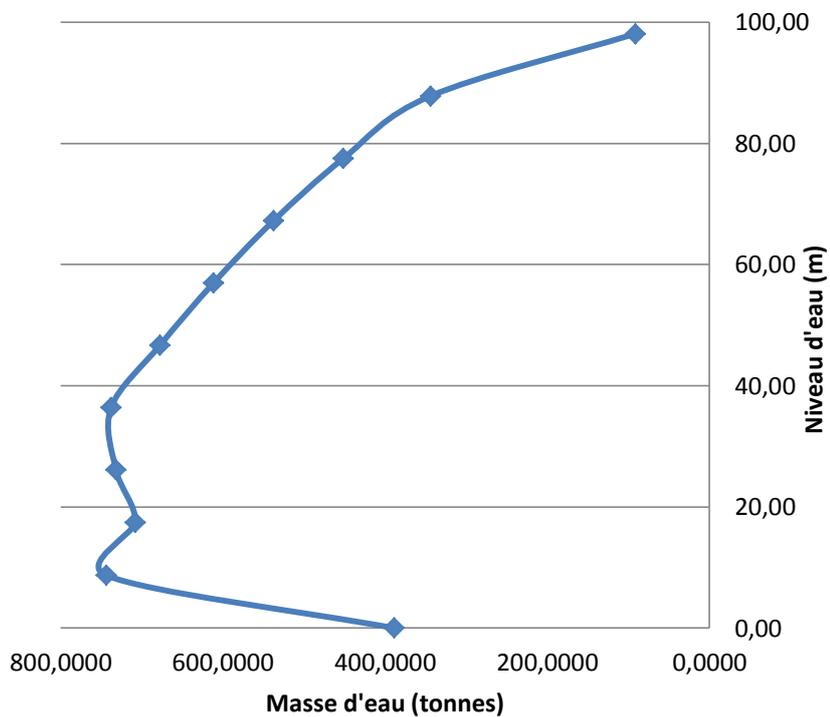
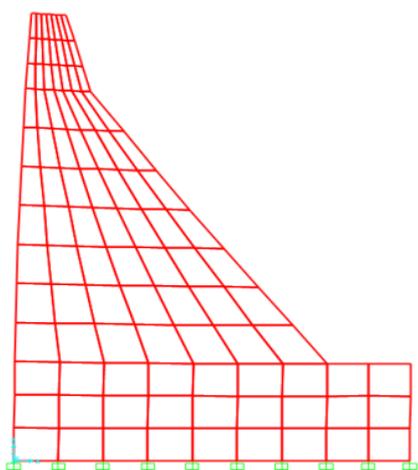


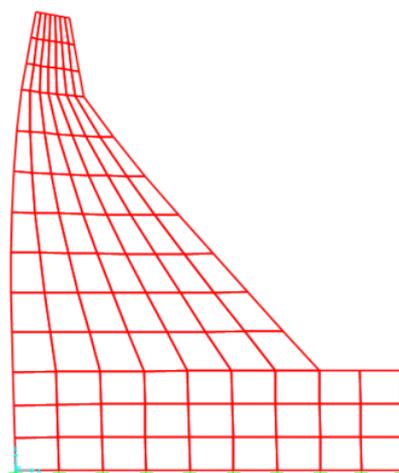
Figure II-11 Variation de la masse ajoutée en fonction de niveau d'eau

II.4.3.2. Analyse modale du barrage avec retenue :

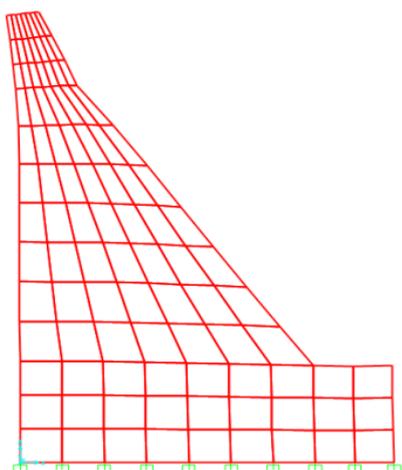
Afin de simuler le système barrage avec retenue (RN), des masses ponctuelles ont été rajoutées sur les nœuds des éléments sur le parement amont calculées à l'aide d'une Feuille Excel afin de simuler l'effet d'inertie appliqué par l'eau sur le barrage lors d'un séisme, ce qui laisse prédire une fréquence plus faible.



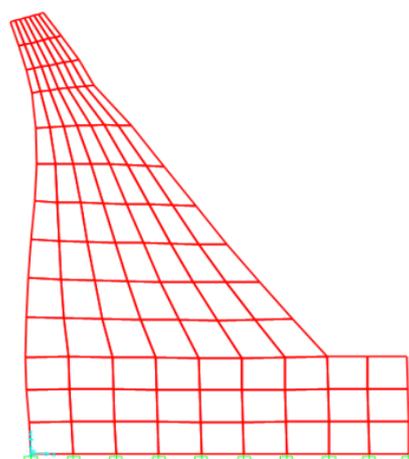
Mode 1 : 3.41 Hz



Mode 2 : 7.47 Hz



Mode 3 : 10.77 Hz



Mode 4 : 12.32 Hz

	Mode 1	Mode 2	Mode 3	Mode 4	Mode 5	Mode 6
Avec retenue (Hz)	3.41	7.47	10.77	12.32	17.59	21.35

Figure II-12 Fréquences propres du barrage avec retenue pleine

Rappelons que les fréquences trouvées avec l'approche simplifiée de Tardieu sont :

- Retenue vide : $f = 5.19$ Hz
- Retenue pleine : $f = 3.84$ Hz

En comparant ces fréquences avec les fréquences du premier mode trouvées par la méthode éléments finis, en supposant le modèle encastré à la base, la valeur du modèle avec retenue est la plus proche.

La différence entre les autres valeurs s'explique du fait que la méthode simplifiée de calcul de la fréquence fondamentale suppose que le barrage est un prisme triangulaire avec les mêmes fruits amont et aval, ce qui n'est pas le cas du barrage de Béni-Haroun.

En résumé, la figure suivante montre l'influence de l'interaction fluide-barrage sur les fréquences propres du barrage :

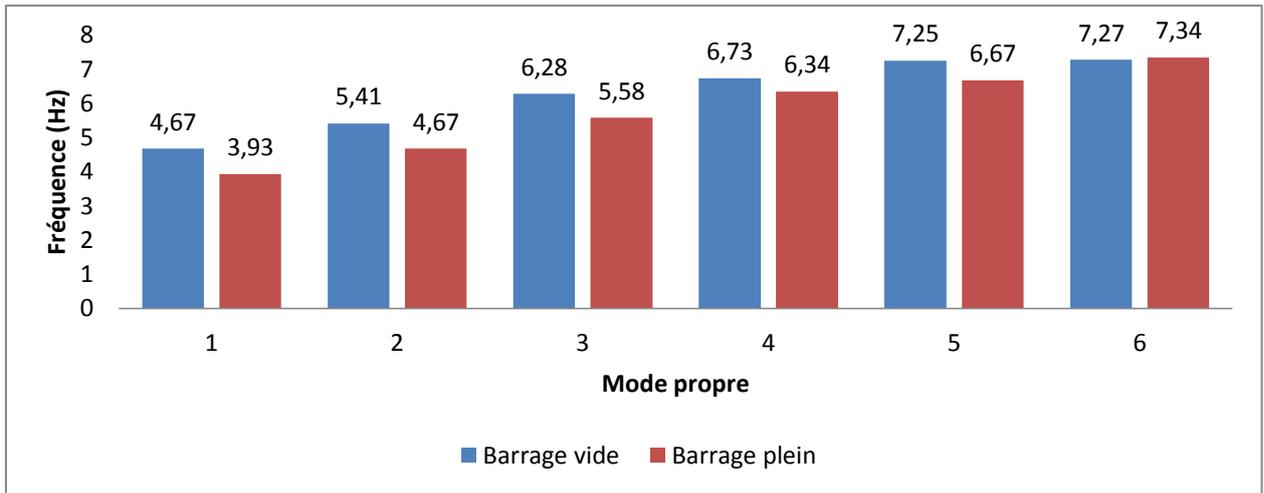


Figure II-13 Comparaison des fréquences propres du modèle 2D avec et sans retenue

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

Tableau II-5 Participation massique du barrage 2D (plein) en fonction des modes propres

Mode	Période (s)	Ux (%)	Uz (%)	Sum Ux (%)	Sum Uz (%)
1	0,293076	0,44	0,01647	0,44	0,01647
2	0,133761	0,28	0,00009384	0,71	0,01657
3	0,092852	0,02965	0,6	0,74	0,62
4	0,08116	0,11	0,01996	0,85	0,64
5	0,056856	0,04393	0,0000167	0,9	0,64
6	0,046832	0,005073	0,01514	0,9	0,66
7	0,045027	0,03707	0,01219	0,94	0,67
8	0,043571	0,01049	0,12	0,95	0,79
9	0,040983	0,002677	1,025E-07	0,95	0,79
10	0,038809	0,00272	0,003534	0,95	0,79
11	0,037936	0,001167	0,01822	0,95	0,81
12	0,037311	0,001921	0,0003296	0,96	0,81

II.5. Modèle 3D :

II.5.1. Maillage :

Les calculs ont été réalisés avec le logiciel aux éléments finis SAP2000 V20. Le modèle 3D représenté sur la figure suivante est composé de 10580 nœuds, 8861 éléments volumiques (8 nœuds et 6 nœuds).

Le pont sur l'évacuateur de crue a été modélisé en utilisant 168 éléments coques (4 nœuds) (Shell Element) représentant les éléments des piles et du tablier.

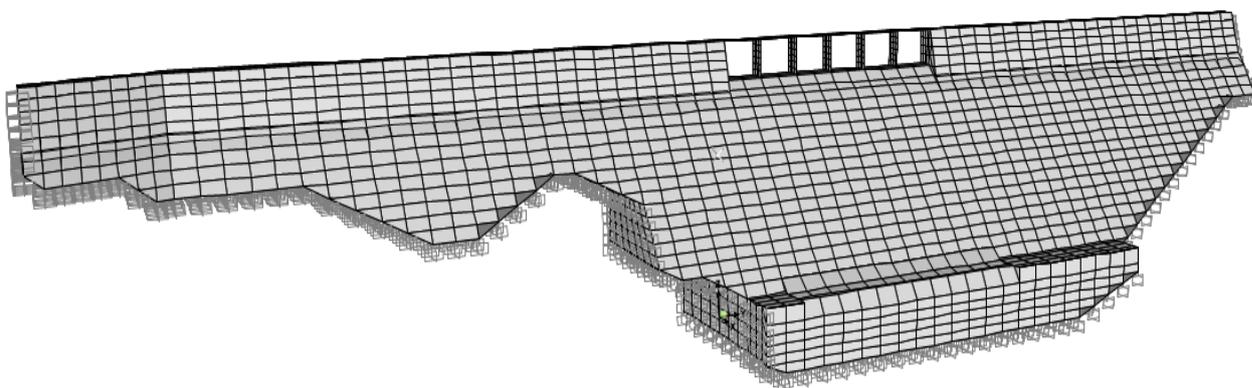


Figure II-14 Modèle3D du barrage vue côté aval

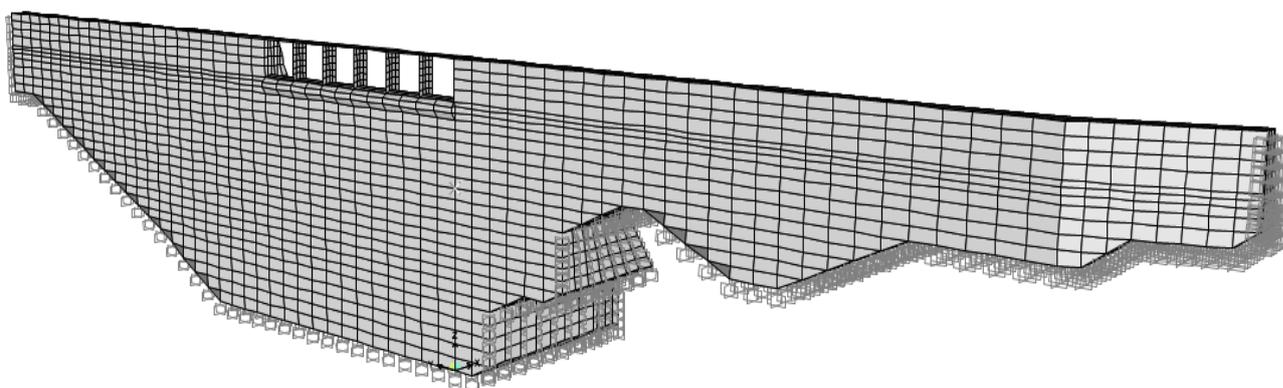


Figure II-15 Modèle 3D du barrage côté amont

II.5.2. Analyse modale du modèle 3D sans retenue :

Les calculs ont été faits sans prise en compte de la retenue d'eau et en considérant le barrage comme encastré à sa base. Les figures suivantes montrent l'allure des déformées propres pour les 4 premiers modes.



Mode 1 : $f = 4.65$ Hz



Mode 2 : $f = 5.4$ Hz



Mode 3 : $f = 6.28$ Hz

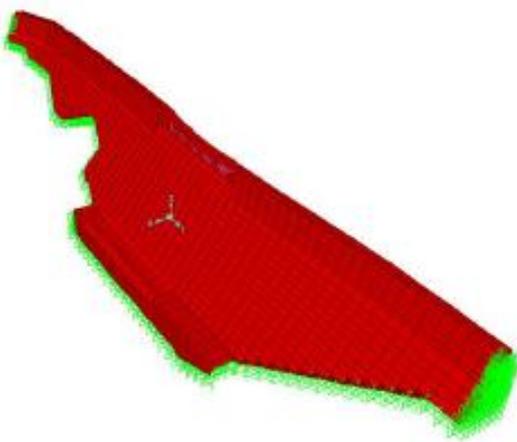


Mode 4 : $f = 6.73$ Hz

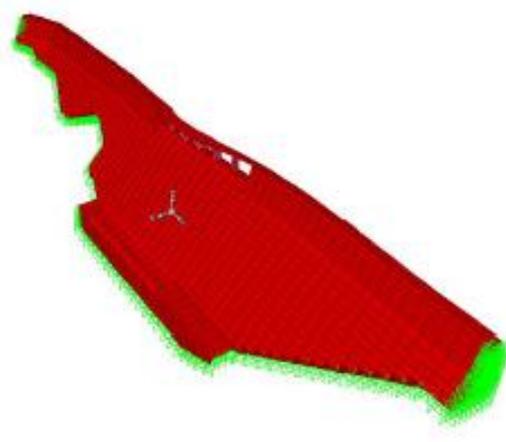
II.5.3. Analyse modale du modèle 3D avec retenue :

Le réservoir est représenté par le concept de masse ajoutée de Westergaard. Une masse équivalente, sans rigidité, de forme parabolique représentant la partie du réservoir affectée par les vibrations d'ensemble est ajoutée à la structure du barrage sur les nœuds du parement amont. Les masses sont calculées à l'aide d'une feuille Excel.

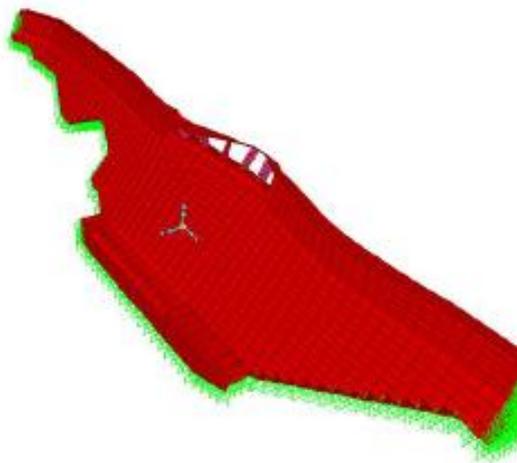
Les déformées des 4 premiers modes pour le modèle 3D (encastré avec retenue pleine) sont présentées ci-après :



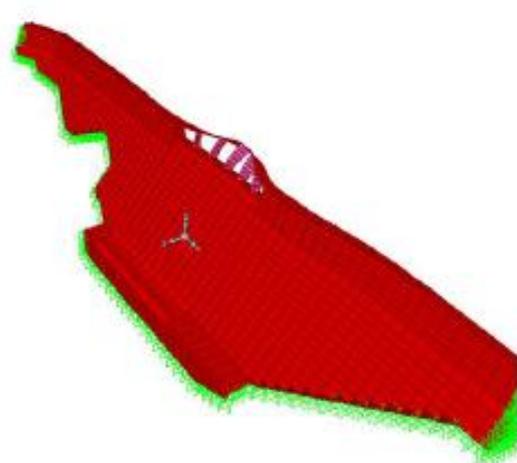
Mode 1 : $f = 3.94$ Hz



Mode 2 : $f = 4.68$ Hz



Mode 3 : $f = 5.59$ Hz



Mode 4 : $f = 6.36$ Hz

Le tableau suivant montre l'influence de l'interaction fluide-barrage sur les fréquences propres de modèle 3D du barrage.

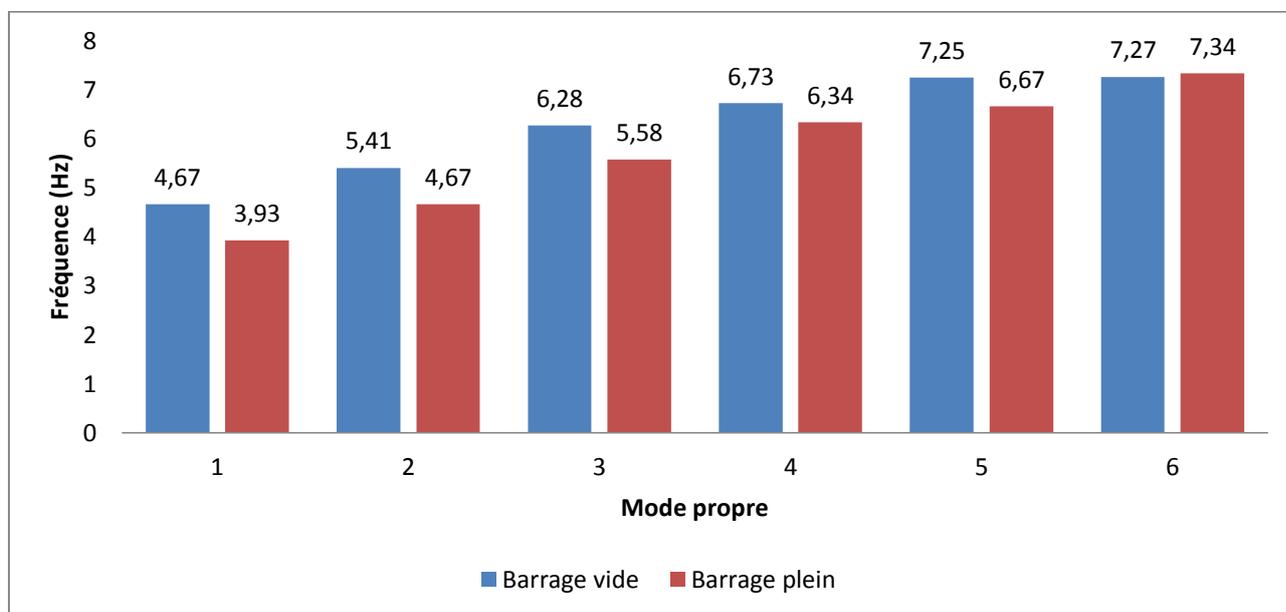


Figure II-16 Comparaison des fréquences propres du modèle 3D avec et sans retenue

En comparant les deux variantes : avec et sans retenue, nous observons une influence remarquable de la retenue du barrage sur les fréquences propres du barrage. La fréquence fondamentale du barrage avec retenue pleine diminue d'environ 16% par rapport à celle de la retenue vide.

CHAPITRE II : Elaboration du modèle numérique

Le tableau suivant répertorie les valeurs de la participation massique du corps du barrage dans le modèle 3D en fonction des fréquences propres.

Tableau II-6 Participation massique du modèle 3D

Mode	Période (s)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumUZ (%)
1	0,254146	0,32245	0,000002307	0,01094	0,32245	0,000002307	0,01094
2	0,214133	0,00487	0,00003246	0,00006051	0,32731	0,00003477	0,011
3	0,179211	0,03369	8,151E-07	0,0019	0,361	0,00003558	0,0129
4	0,157793	0,00025	0,00004044	0,00001474	0,36125	0,00007602	0,01292
5	0,147791	0,03192	0,000002198	0,00044	0,39317	0,00007822	0,01335
6	0,138206	0,00265	0,00003386	0,0005	0,39582	0,00011	0,01385
7	0,137728	0,00202	0,00006492	0,00045	0,39784	0,00018	0,01431
8	0,137306	0,0026	0,00001166	0,000002788	0,40044	0,00019	0,01431
9	0,131666	0,02947	0,000006931	0,00108	0,42991	0,0002	0,01539
10	0,128461	0,00212	0,00003375	0,00001516	0,43204	0,00023	0,0154
11	0,12138	0,00966	0,00001215	0,00013	0,44169	0,00024	0,01553
12	0,120573	0,000004887	0,00025	5,995E-07	0,4417	0,00049	0,01553

En observant la participation massique des modèles 2D (avec retenue) et le modèle 3D (avec retenue) dans les deux directions UX, UZ, nous constatons que le premier mode du modèle 2D est compatible avec le premier mode du modèle 3D.

II.6. Validation et recalage du modèle :

Les modèles numériques 2D et 3D ont été validés et recalés l'année passée sur la base des caractéristiques dynamiques obtenues par des essais de vibrations ambiantes et qui correspondent dans le cas du barrage de Béni-Haroun au bruit de fond sismique, au vent, et également au mouvement de l'eau dans la retenue [20].

Les signaux captés par le sismomètre sont enregistrés à l'aide d'une station d'acquisition de type Controlab qui transforme le signal analogique sur des intervalles de temps équidistants, et le convertit en format numérique pour un traitement ultérieur par le logiciel Pwave32, utilisé pour configurer la station d'acquisition et récupérer les enregistrements des signaux de vitesse en fonction du temps contenus. Ces enregistrements ont été par la suite traités par le logiciel Geopsy, pour « Geophysical Signal Database For Noise Array Processing ».

II.7. Etats de contraintes du barrage :

Une structure en béton aussi massive qu'un barrage est généralement, faiblement sollicitée en compression et en cisaillement, et exceptionnellement par des contraintes de traction. Etant donnée la faible résistance à la traction du béton, le suivi de l'évolution des fissures dans un barrage est essentiel pour éviter la ruine.

Compte tenu de la validation des modèles 2D et 3D du barrage de Béni-Haroun, le présent travail aura pour but la visualisation de la répartition des contraintes principales dans le corps du barrage.

Ce type de post-traitement est obtenu avec le logiciel SAP2000[®] V20.

Les résultats présentés pour les contraintes sont ceux exprimés dans le repère global. Les conventions de signe pour les résultats donnés sont les suivantes :

– < 0 : compression

– > 0: traction

Pour cette approche, nous nous limitons à une analyse bidimensionnelle avec retenue et qui nous permettra de donner une première lecture du comportement de l'ouvrage.

CHAPITRE II : Elaboration du modèle numérique

Pour rappel, les caractéristiques dynamiques du barrage BCR utilisées lors de la simulation 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.7.1. Cas statique :

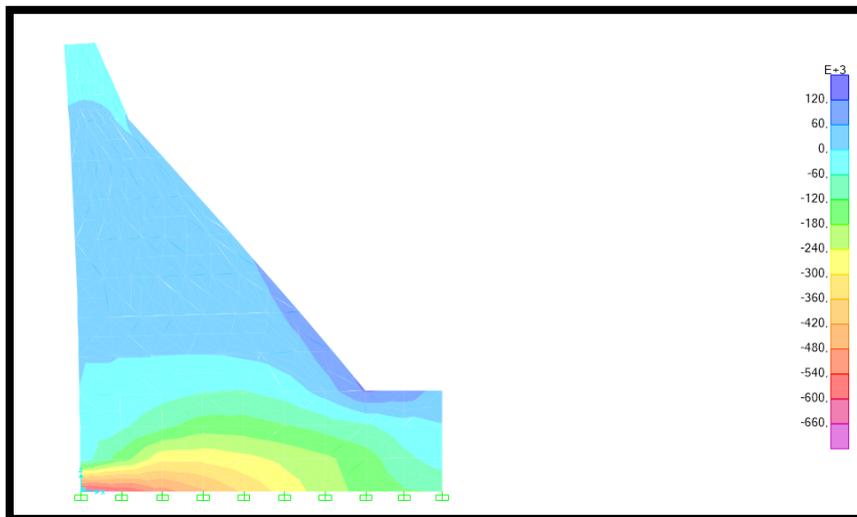


Figure II-17 Etat des contraintes σ_{xx} sur le corps du barrage durant le chargement statique

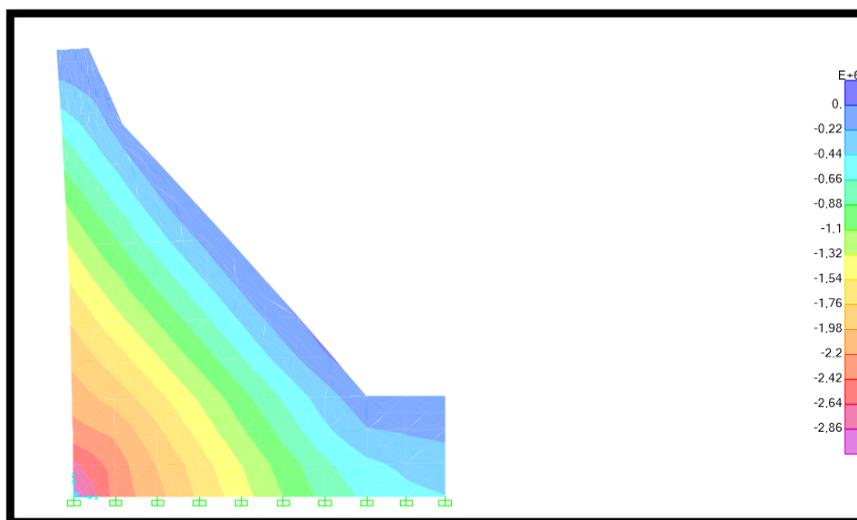


Figure II-18 Etats des contraintes σ_{zz} sur le corps du barrage durant le chargement statique

Sous chargement statique usuel, la crête du barrage se déplace vers l'amont. Le pied amont s'enfonçe du fait du basculement sous l'effet du poids propre, que ça soit par rapport à la contrainte suivant l'axe x ou la contrainte par rapport à l'axe z.

Ces déplacements se traduisent par une compression au pied amont et par une traction le long du parement aval. Les plus grandes contraintes de traction se situent au niveau du changement de rigidité.

II.7.2. Cas dynamique :

Pour cette analyse, le spectre du RPA a été appliqué.

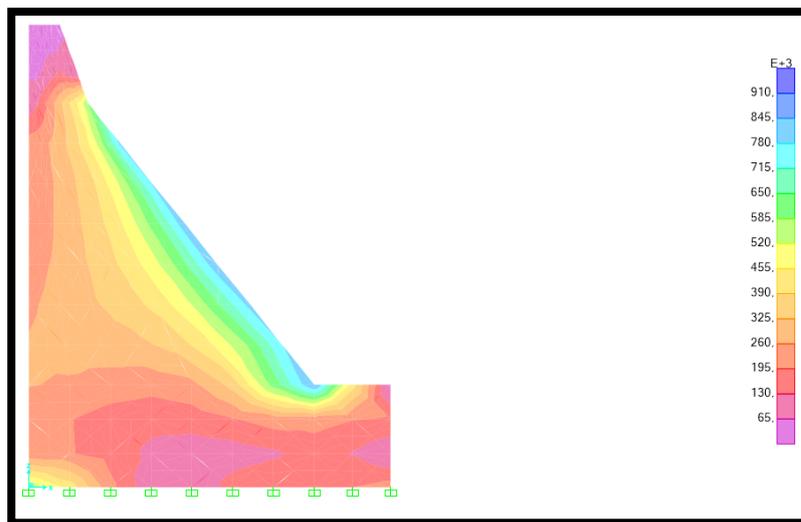


Figure II-19 Enveloppe max des contraintes σ_{xx} dans le corps du barrage après analyse spectrale

On remarque que les contraintes maximales de traction σ_{xx} sont localisées au niveau du parement aval, où il y a changement de rigidité.

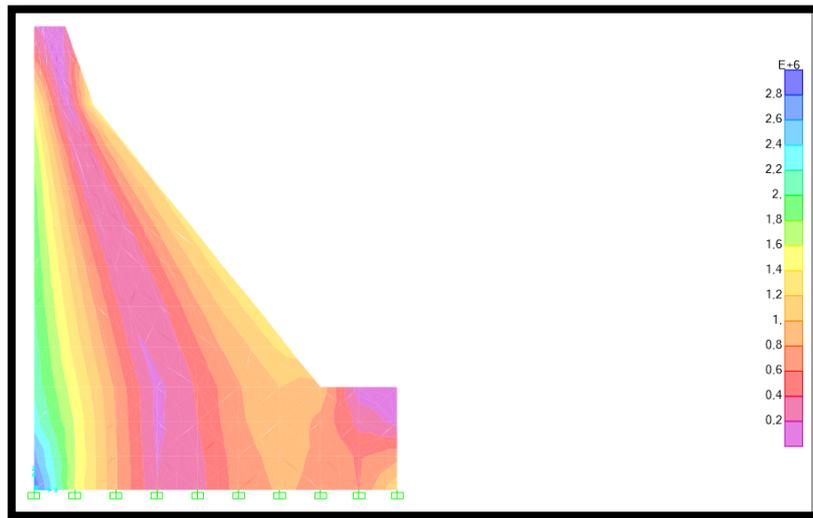


Figure II-20 Enveloppe max des contraintes σ_{zz} dans le corps du barrage après analyse spectrale

Pour ce cas, les contraintes maximales de traction se situent essentiellement au pied amont.

II.8. Conclusion :

A partir des différentes simulations du barrage en 2D et en 3D et l'exploitation des résultats des essais de vibrations ambiantes, il a été constaté que :

- L'interaction réservoir-barrage influe sur les fréquences propres du barrage.
- La méthode simplifiée de TARDIEU surestime la fréquence fondamentale dans le cas du barrage vide, mais se rapproche de la fréquence du barrage en 3D.
- L'incompatibilité des fréquences fondamentale des modèle 2D et 3D est justifiée par la prise en compte de l'évacuateur de crue ainsi que le pont.
- Dans le cas de cette étude, le mode fondamental est prépondérant.
- Et les essais de vibrations ambiantes ont permis de valider le choix des propriétés des matériaux ainsi le modèle numérique ne nécessite pas un recalage.
- Dans le cas statique comme dans le cas dynamique, sous l'effet des forces déstabilisatrices, des contraintes de traction vont apparaitre en général au niveau du pied amont et également au niveau des changements de rigidité.

CHAPITRE III

Simulation d'une surveillance vibratoire

Introduction

Le présent chapitre a pour objectif de simuler numériquement des dommages potentiels sur le modèle numérique 2D et d'apprécier la sensibilité de la méthode de variation de la matrice de flexibilité à identifier et à localiser l'endommagement pour différents lieux et différents niveaux d'endommagement.

Dans un premier temps, nous avons mené les simulations sur le modèle numérique 2D en prenant en considération les déformées propres de certains nœuds représentatifs des éléments surfaciques afin de vérifier la fiabilité de la méthode à localiser les endommagements.

Par la suite, nous avons supposé une forme réduite du modèle 3D basée sur la participation massique afin de lui appliquer la méthode de variation de la flexibilité qui nous servira par la suite en entrée pour le réseau de neurones afin de prédire l'endroit et l'ampleur d'éventuels endommagements.

III.1. Principe de la méthode de variation de la matrice de flexibilité:

Typiquement, l'endommagement est détecté en comparant la matrice de flexibilité obtenue par les modes de la structure saine et celle de la structure endommagée.

La méthode n'exige pas un modèle analytique de la structure et seules quelques fréquences propres et déformées propres, avant et après endommagement, sont nécessaires. En effet, on constate qu'avec l'augmentation de la pulsation, la contribution modale sur la matrice de flexibilité diminue, c'est à dire qu'en augmentant le nombre de fréquences, la matrice de flexibilité converge rapidement. 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 $k^{\text{ème}}$ mode dans les cas sain et endommagé.

Chaque colonne de la matrice de flexibilité [F] représente l'ensemble des déplacements nodaux d'une force unitaire appliquée à chaque degré de liberté. A partir de ces matrices, on obtient la matrice de changement de flexibilité [Δ] :

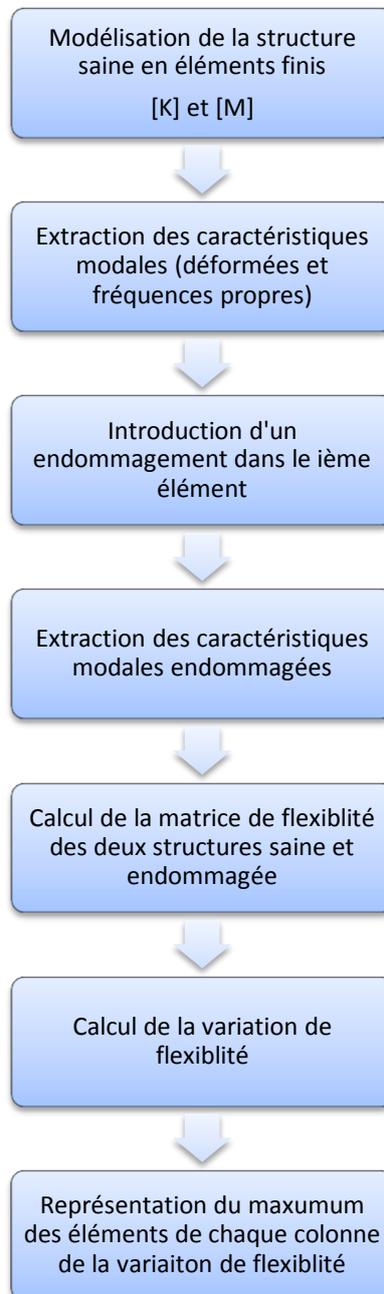
$$[\Delta] = |F_0 - F_d|$$

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

De nombreuses études relatives à cette technique ont prouvé qu'elles donnaient des résultats satisfaisants sur des données numériques issues d'un modèle en éléments finis.

Du fait du manque de données expérimentales et puisque nous nous basons dans notre étude sur un modèle numérique en éléments finis, nous avons choisi de tester la fiabilité de cette méthode.

III.2. Organigramme de la méthode de variation de la flexibilité :



III.3. Méthodologie :

Les données des réponses vibratoires utilisées pour d'identification de l'endommagement peuvent être classées en 3 types différents :

- Type 1 : deux essais vibratoires correspondant à deux états (l'état sain et l'état à vérifier). L'objectif est de comparer les deux états pour vérifier s'il y a un défaut dans le deuxième état et ensuite le localiser et le quantifier.

- 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) et le localiser en espace. Ces méthodes mettent en œuvre des techniques trop différentes de celles utilisées dans cette thèse.

- 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 et le localiser en espace.

Les simulations de cette thèse correspondent à une méthode de type 1, avec une information de niveau 2 c'est-à-dire détecter et localiser (Ritter). Dans le chapitre qui suivra, le réseau de neurones nous permettra d'aller jusqu'à un niveau 3 (quantifier).

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter sur des exemples, la mise en œuvre de la méthode de variation de la matrice de flexibilité. Pour cela, diverses simulations numériques par éléments finis sur le modèle 2D présentant un ou plusieurs endommagements pour différents niveaux, ont été effectuées.

Dans notre étude, l'endommagement a été introduit sous forme d'une réduction de rigidité locale allant de 1% à 50% dans différentes zones et plus particulièrement celles présentant de fortes contraintes de traction.

Les calculs ont été faits à l'aide du logiciel aux éléments finis SAP2000[®] V20, d'où sont extraites les déformées modales et les fréquences propres de chacune des structures saine et endommagée, en prenant en considération que quelques nœuds représentatifs afin de vérifier la fiabilité de la méthode. Le numérotage des éléments surfaciques et des nœuds se fait par le logiciel SAP2000[®] lors de la modélisation.

En se basant sur la participation massique du modèle 2D, les 6 premiers modes sont largement suffisants.

Par la suite, le calcul des matrices de flexibilités ainsi que la variation de flexibilité a été fait à l'aide du logiciel Matlab.

III.4. Validation et étude de sensibilité :

L'application comporte deux cas de tests numériques : un premier cas où la structure comporte un seul élément endommagé et un deuxième où elle comporte plusieurs éléments endommagés afin de vérifier la fiabilité de cette méthode pour différents niveaux, différentes localisations et finalement pour différents endommagements simultanés.

Etant donné, que chaque élément surfacique est composé de 4 nœuds (8 degrés de liberté). Pour des raisons pratiques et afin d'avoir des résultats probants, nous avons choisi de prendre en considération que 2 nœuds représentatif de chaque élément surfacique, ce qui réduit le modèle à 60 nœuds (120 degrés de liberté au lieu de 240).

En étudiant les pathologies relatives aux barrages-poids, il a été constaté qu'il était quasi-impossible d'éviter une fissuration au sein du corps du barrage.

Dans le cas statique comme dans le cas dynamique, sous l'effet des forces déstabilisatrices, des contraintes de traction vont apparaître en général au niveau du pied amont et également au niveau des changements de rigidité diffusant ainsi la fissure dans le corps du barrage.

De plus, l'interface barrage-fondation constitue une zone sensible. Elle présente une zone hétérogène complexe. Ainsi, une fois qu'une fissure est créée, les sous-pressions vont pouvoir se développer au fil du temps dans la fissure augmentant encore les contraintes de traction agissant sur l'interface.

III.4.1. Réduction de rigidité au niveau du pied amont :

III.4.1.1. Cas d'un seul endommagement :

L'endommagement a été introduit sous la forme d'une réduction de rigidité locale de 1%, 5%, 10%, 20% et 50% au niveau de la zone d'un seul élément surfacique situé au niveau du pied amont. Les nœuds correspondant à cet élément sont 21 et 20 qui sont représentés par les 4 premiers degrés de liberté.

Le modèle aux éléments finis de la structure endommagée est mis en évidence par la figure suivante :

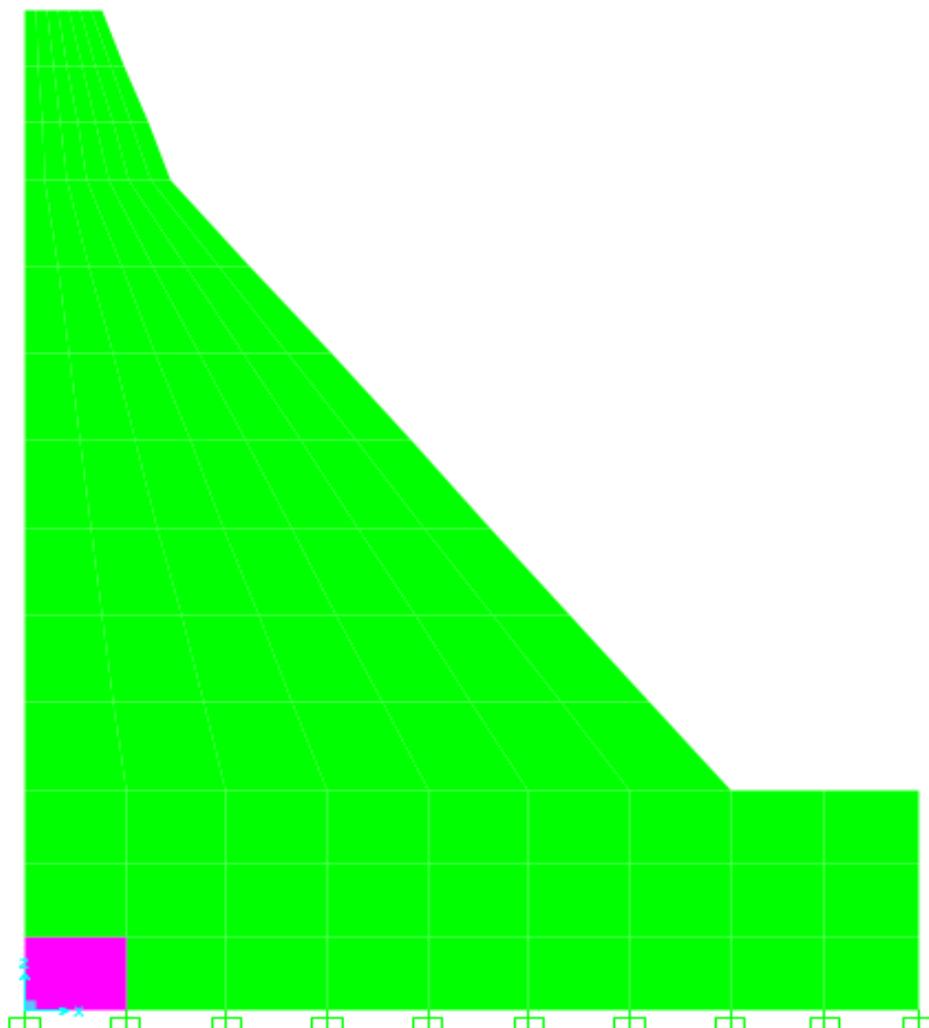
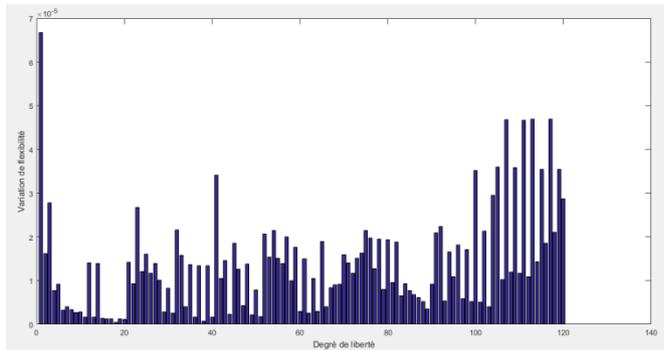


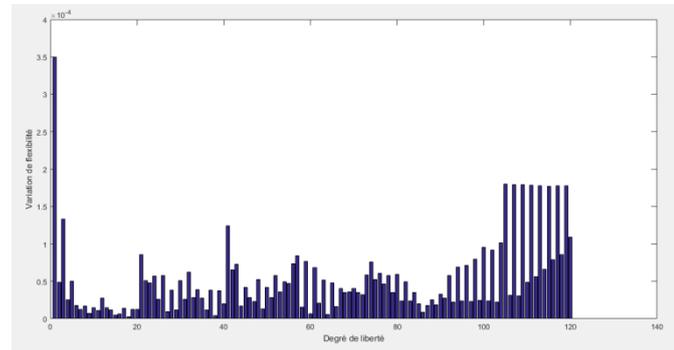
Figure III-1 Endommagement en pied sur un élément surfacique

CHAPITRE III : Simulation d'une surveillance vibratoire

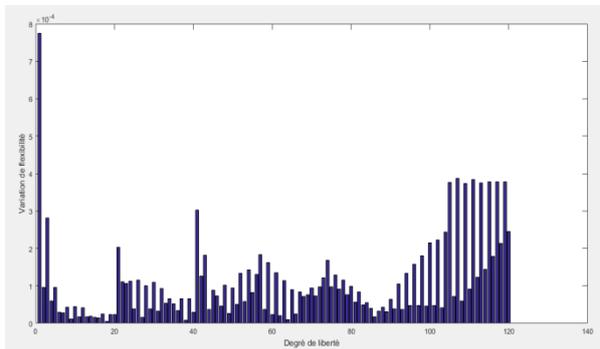
Les figures suivantes représentent la variation de la matrice de flexibilité en fonction des degrés de liberté pour un taux d'endommagement de 1%, 5%, 10%, 20% et 50%.



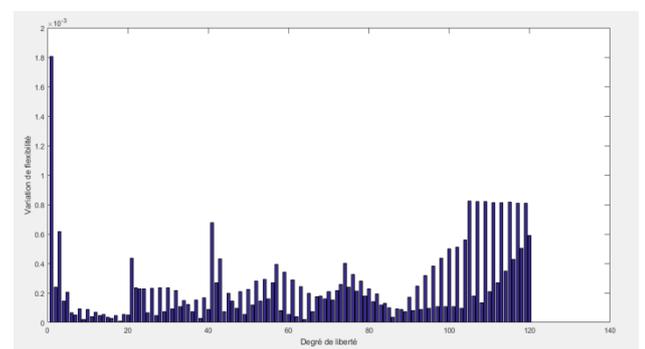
Réduction de rigidité de 1%



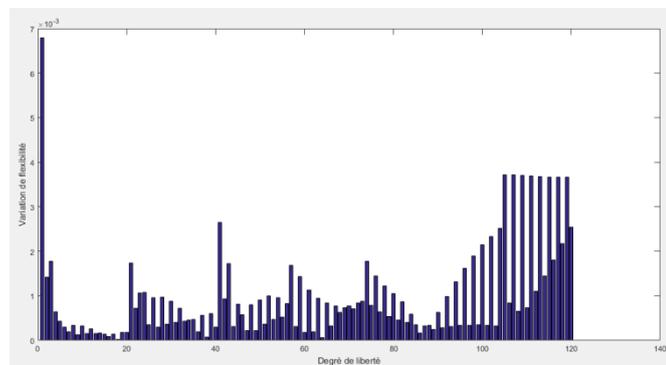
Réduction de rigidité de 5%



Réduction de rigidité de 10%



Réduction de rigidité de 20%



Réduction de rigidité de 50%

Figure III-2 Variation de flexibilité pour un endommagement en pied

A partir de ces figures, nous remarquons que parmi ces degrés de liberté, l'endommagement est constaté par un changement brusque de la variation de flexibilité δj à partir du premier degré de liberté pour tous les niveaux d'endommagement et qui correspond bel et bien à l'emplacement de l'endommagement. Nous constatons également que l'amplitude de la variation de la flexibilité augmente avec le niveau d'endommagement.

De plus, des zones supposées endommagées, alors qu'elles ne le sont pas, apparaissent à partir du 20^{ème} degré de liberté et qui se propagent vers le reste des degrés de liberté mais qui s'estompent à mesure que l'ampleur de l'endommagement augmente. Nous désignerons ces zones par « endommagements fantômes ».

Nous concluons que pour ce cas de figure, nous pouvons localiser la position de l'endommagement au niveau de l'amplitude maximale de la variation de la flexibilité avec cependant, l'apparition d'endommagements fantômes au niveau des nœuds de la crête.

III.4.1.2. Cas de plusieurs endommagements :

Durant cette simulation, l'endommagement a été introduit sous la forme d'une réduction de rigidité locale de 1%, 5%, 10%, 20% et 50% au niveau de quatre éléments surfaciques, libéré situé au niveau du pied amont, correspondant aux 10 premiers degrés de, comme le montre la figure suivante :

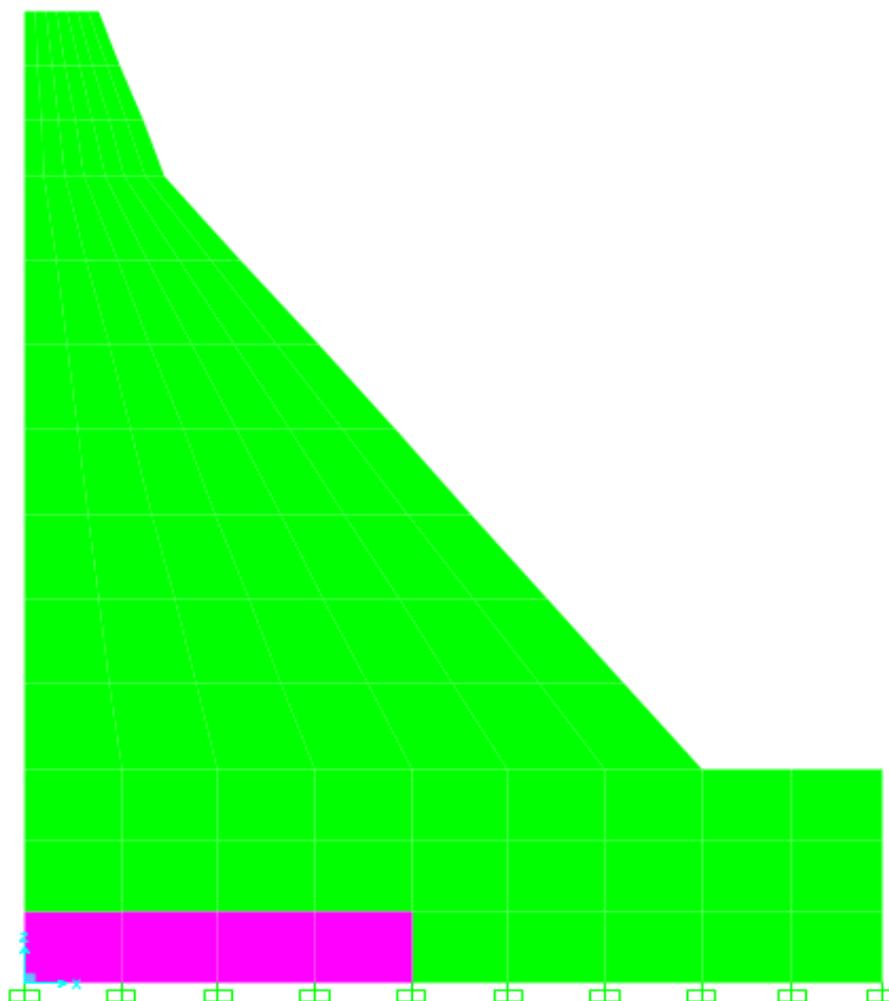
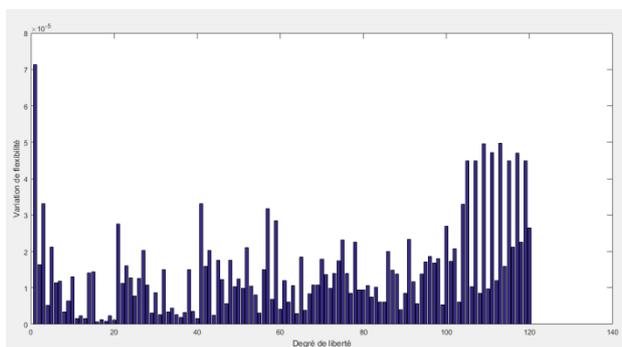


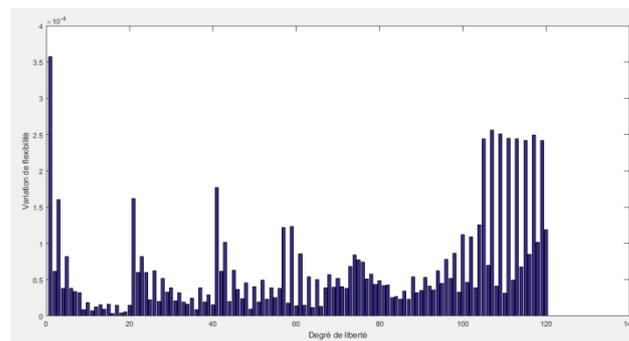
Figure III-3 Endommagement en pied sur quatre éléments surfaciques

CHAPITRE III : Simulation d'une surveillance vibratoire

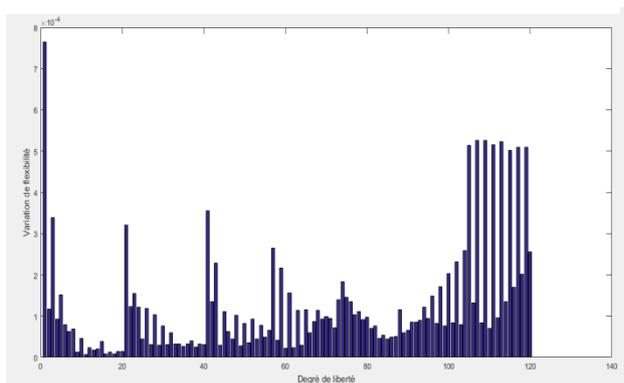
Les figures suivantes représentent les histogrammes de la variation de flexibilité en fonction des degrés de liberté.



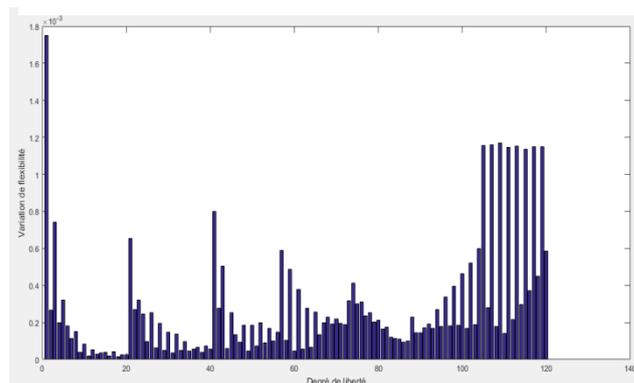
Réduction de rigidité de 1%



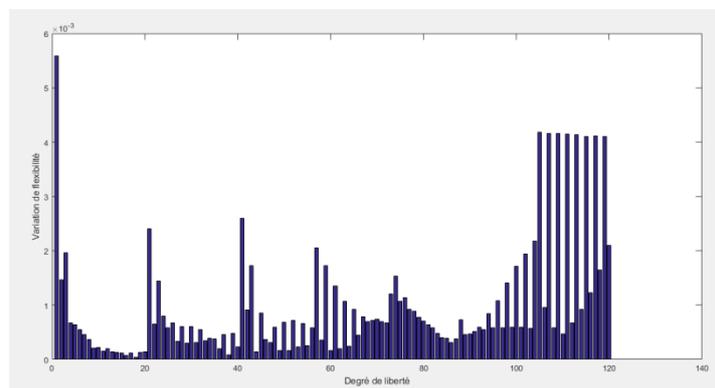
Réduction de rigidité de 5%



Réduction de rigidité de 10%



Réduction de rigidité de 20%



Réduction de rigidité de 50%

Figure III-4 Variation de flexibilité pour différents niveaux d'endommagement

CHAPITRE III : Simulation d'une surveillance vibratoire

Dans le cas de plusieurs endommagements au niveau de l'encastrement, nous faisons les mêmes constatations que précédemment. L'endommagement est constaté dès le premier degré de liberté et pour les 5 niveaux de dommages. Néanmoins, les endommagements fantômes sont beaucoup plus prononcés au niveau des nœuds de la crête.

Nous constatons alors que dans le cas de plusieurs endommagements au niveau de l'encastrement, la méthode localise l'endommagement mais fait apparaître des zones endommagées inexistantes dans la structure.

III.4.2. Réduction de rigidité au niveau de la crête :

III.4.2.1. Cas d'un endommagement à l'aval :

Afin d'évaluer la sensibilité de la méthode à la position de l'endommagement, nous l'introduisons pour cette simulation au niveau de la crête, comme le montre la figure suivante.

Les degrés de liberté correspondant à cet élément sont 101 et 102 pour les premiers nœuds, 103 et 104 pour le second nœud.

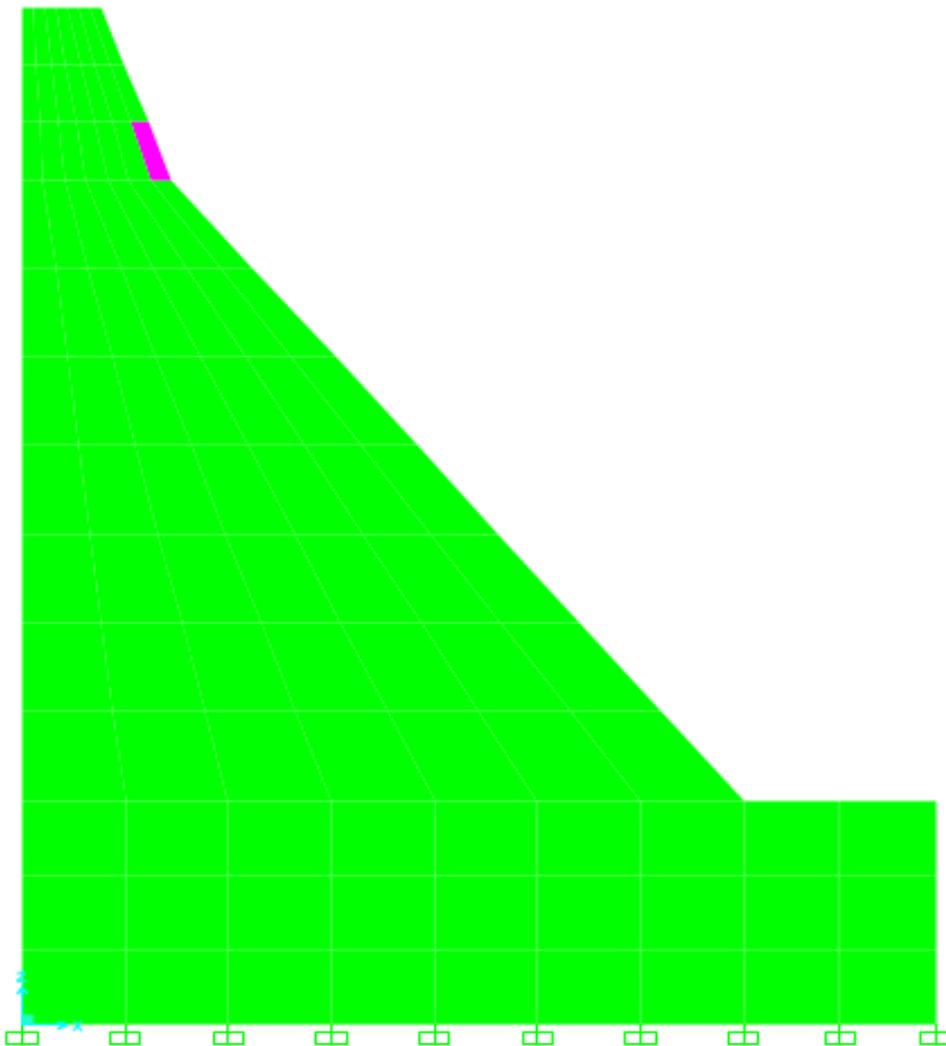
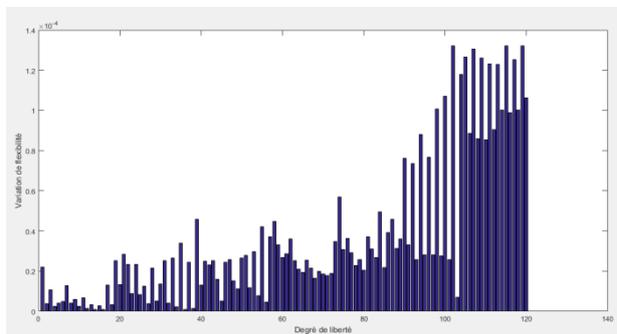
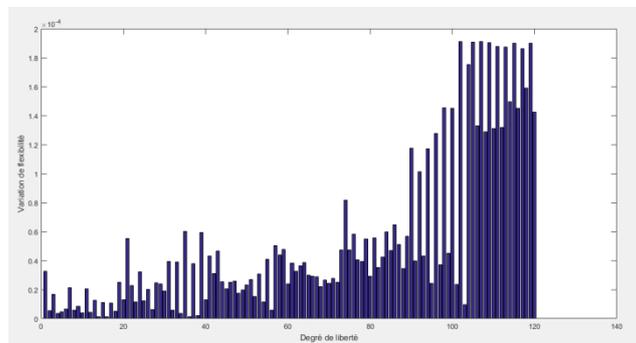


Figure III-5 Endommagement en crête sur un seul élément

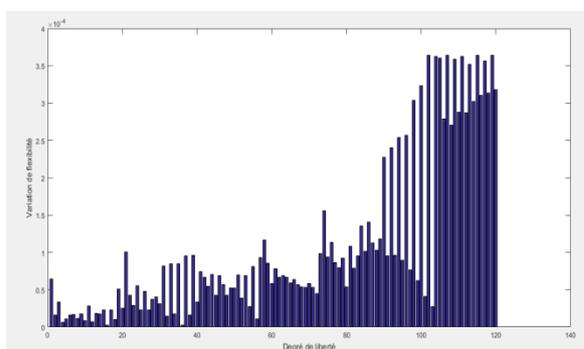
Les résultats de l'identification de dommages par la méthode de variation de flexibilité sont donnés par les figures suivantes :



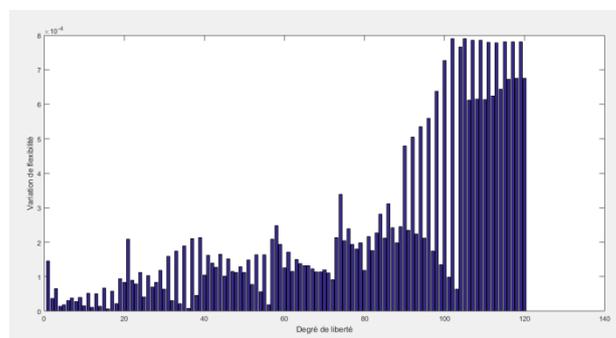
Réduction de rigidité de 1%



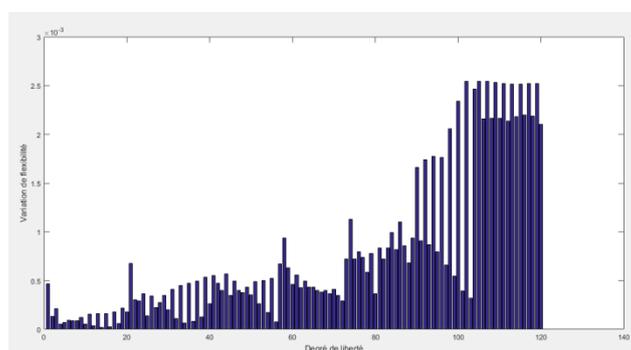
Réduction de rigidité de 5%



Réduction de rigidité de 10%



Réduction de rigidité de 20%



Réduction de rigidité de 50%

Figure III-6 Variation de flexibilité pour un endommagement en crête

CHAPITRE III : Simulation d'une surveillance vibratoire

En observant ces figures, nous remarquons une zone endommagée autour des degrés de liberté concernés, qui s'étale du 101^{ème} degré de liberté vers le reste des degrés de liberté pour tous les niveaux d'endommagement. Toutefois, cette zone endommagée s'estompe à mesure que l'on s'approche des premiers degrés de liberté c'est-à-dire vers les éléments encastrés.

III.4.2.2. Cas de plusieurs endommagements:

L'endommagement est introduit au niveau de la crête en prenant 3 éléments surfaciques comme le montre la figure suivante :

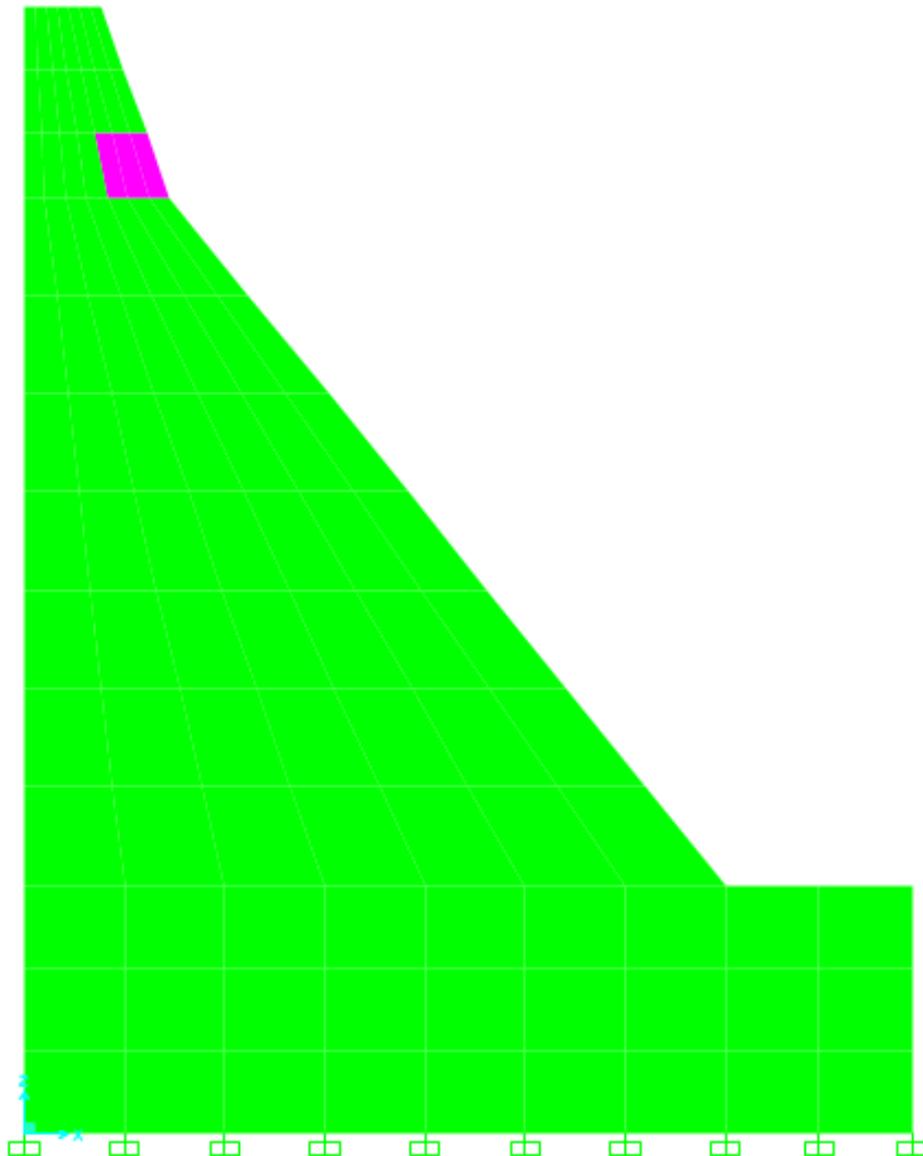
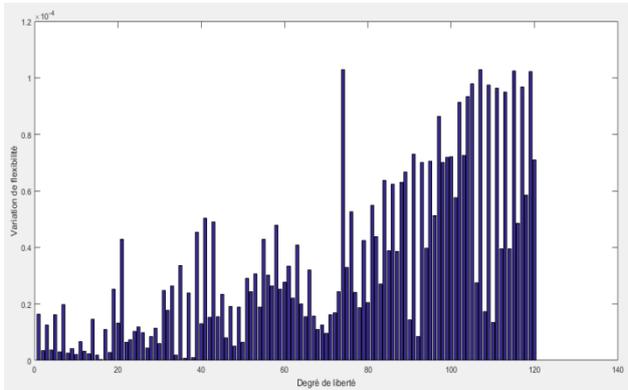


Figure III-7 Endommagement en crête sur trois éléments surfaciques

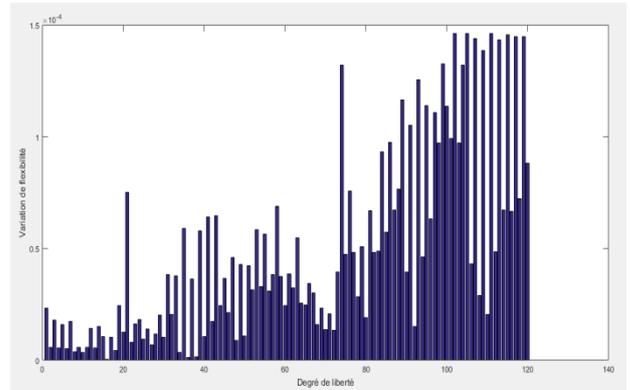
CHAPITRE III : Simulation d'une surveillance vibratoire

Les nœuds correspondant à l'endommagement introduit sont : (86, 93, 149 et 146 pour l'élément 1), (93, 100, 152 et 149) pour l'élément 2) et (100, 15, 155 et 152 pour l'élément 3).

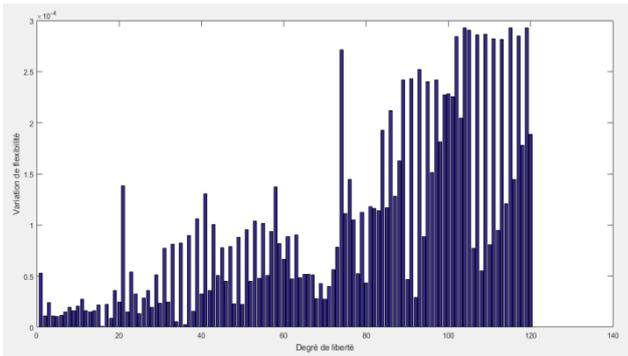
Les figures suivantes représentent la variation de la matrice de flexibilité en fonction des degrés de liberté.



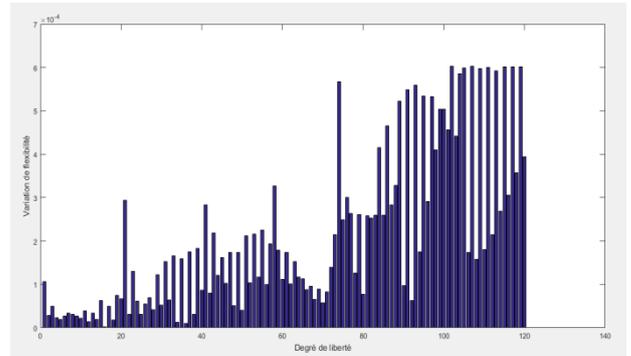
Réduction de rigidité de 1%



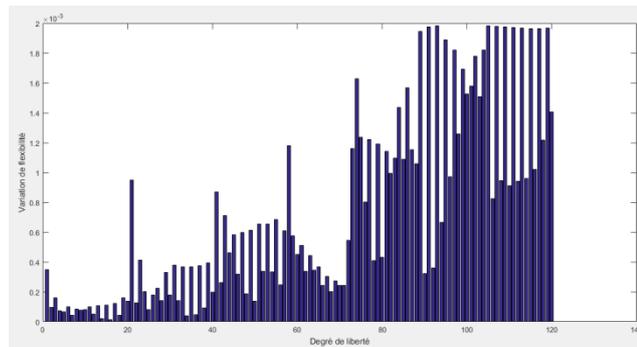
Réduction de rigidité de 5%



Réduction de rigidité de 10%



Réduction de rigidité de 20%



Réduction de rigidité de 50%

Figure III-8 Variation de flexibilité pour des endommagements crête

Les figures montrent que dans le cas de plusieurs endommagements à proximité les uns des autres, l'endommagement est constaté par une zone endommagée, où les grands changements de variation de flexibilité se concentrent

III.4.2.3. Endommagement le long de la crête:

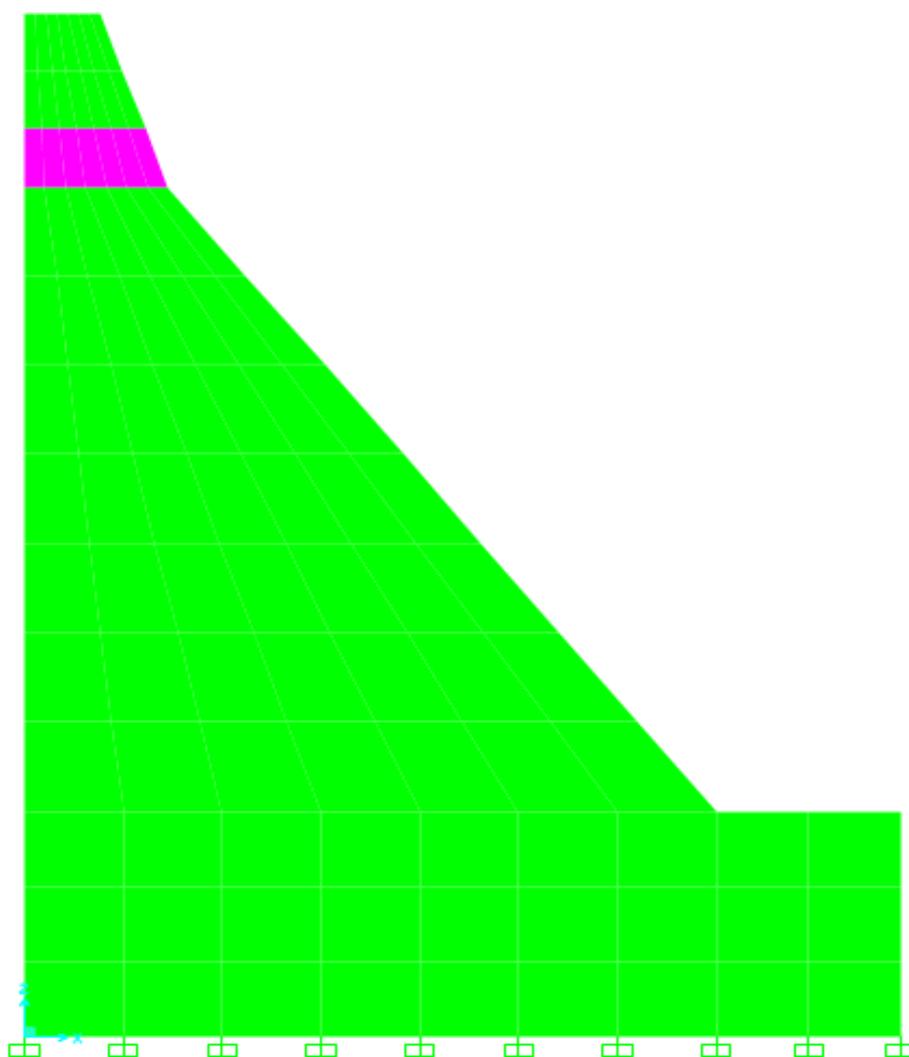
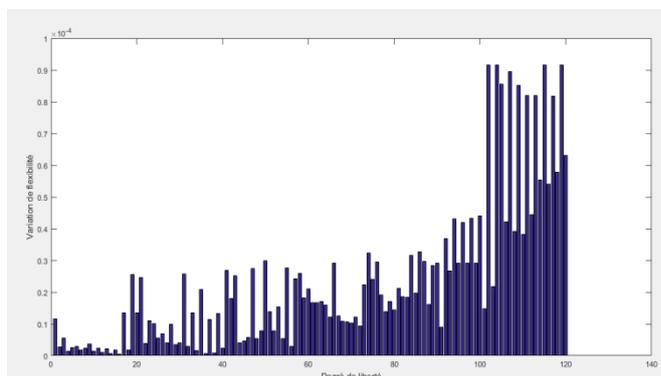


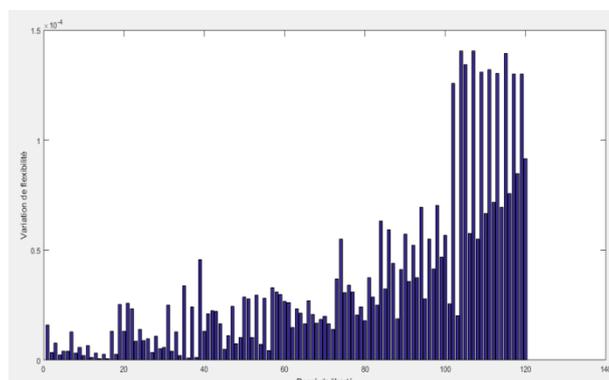
Figure III-9 Endommagement le long de la crête

CHAPITRE III : Simulation d'une surveillance vibratoire

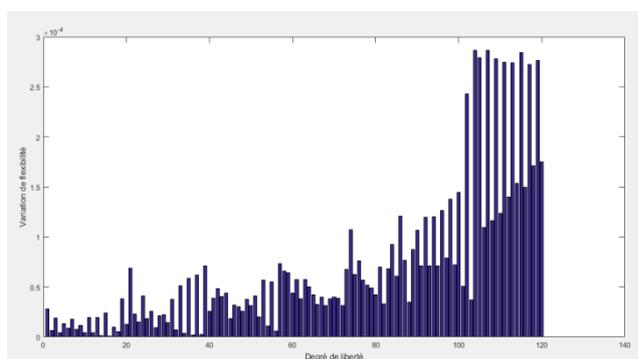
Les résultats de la variation de flexibilité sont donnés par les figures suivantes :



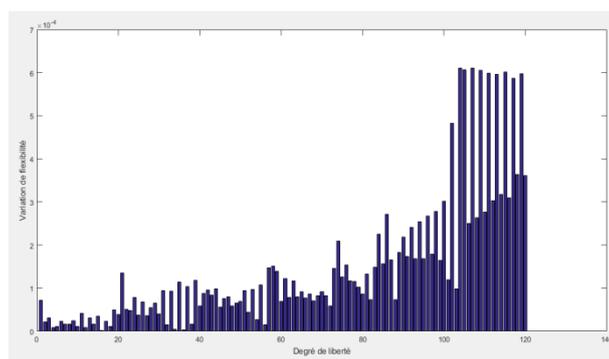
Réduction de rigidité de 1%



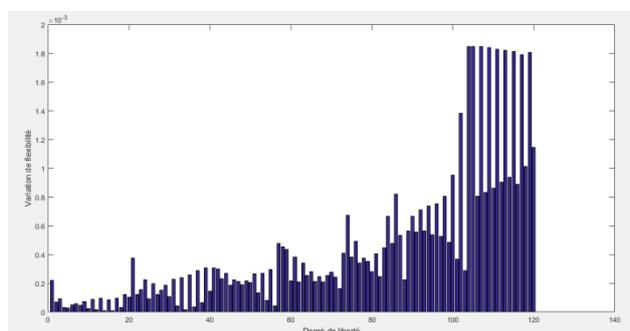
Réduction de rigidité de 5%



Réduction de rigidité de 10%



Réduction de rigidité de 20%



Réduction de rigidité de 50%

Figure III-10 Variation de flexibilité pour des endommagements en crête

De ces figures, on constate que la méthode est plus sensible lorsque les éléments endommagés sont à proximité les uns des autres.

III.4.3. Séparation des degrés de liberté :

Les simulations précédentes nous ont permis de constater que cette méthode donne une zone endommagée dans le cas d'une structure aussi complexe qu'un barrage avec l'apparition d'endommagements fantômes. Ce qui ne nous permet pas de distinguer la vraie position du dommage. Nous proposons alors de séparer les histogrammes de variation de flexibilité en fonction des déplacements suivant x et suivant z.

III.4.3.1. Endommagement en crête :

Reprenons l'exemple de l'endommagement de 5% en crête au niveau d'un seul élément qui correspond au 52^{ème} degré de liberté.

En séparant les histogrammes de variations de flexibilité en fonction des déplacements suivant x et suivant z, nous obtenons les résultats suivants :

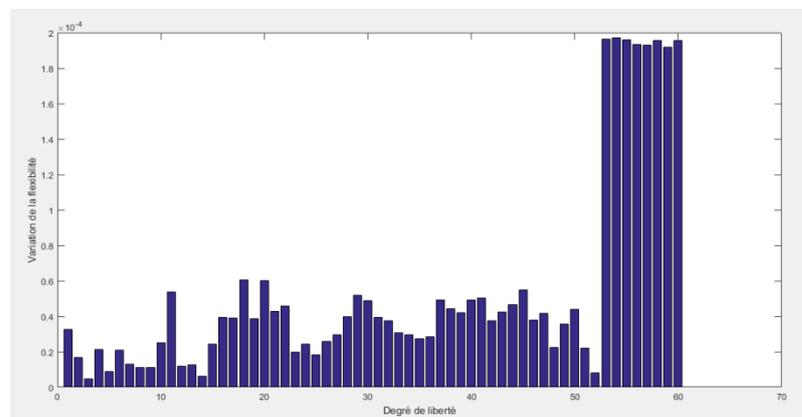


Figure III-11 Variation de flexibilité pour un endommagement en crête en fonction des degrés de liberté suivant x

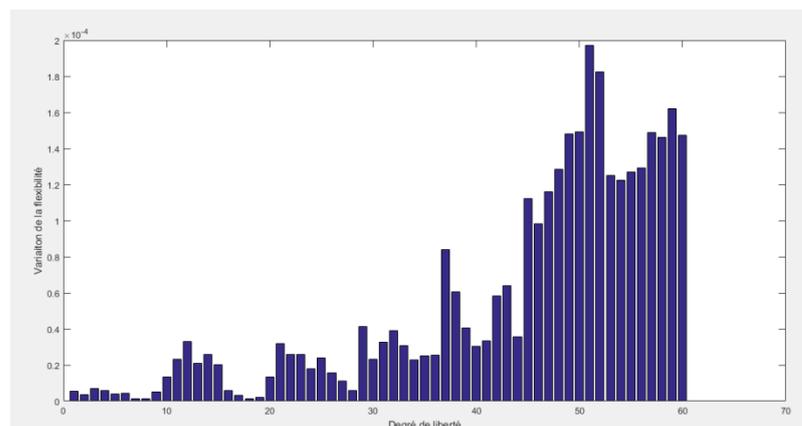


Figure III-12 Variation de flexibilité pour un endommagement en crête en fonction des degrés de liberté suivant z

Nous remarquons que parmi les deux cas de degrés de liberté représentés dans ces histogrammes, la variation de flexibilité en fonction des déplacements suivant x permet de localiser l'endommagement.

En effet, ce dernier est constaté par une chute de variation de la flexibilité puis une brusque remontée à partir du 52^{ème} degré de liberté. Ceci correspond bel et bien à la position de l'endommagement.

Quant à la variation de la flexibilité en fonction des déplacements suivant y, celle-ci montre une forte concentration de grandes variations de flexibilité autour de l'endroit endommagé.

III.4.3.2. Endommagement en pied :

Procédons de la même manière pour un endommagement en pied, dans le but de vérifier la fiabilité de cette méthode par rapport à la position de l'endommagement.

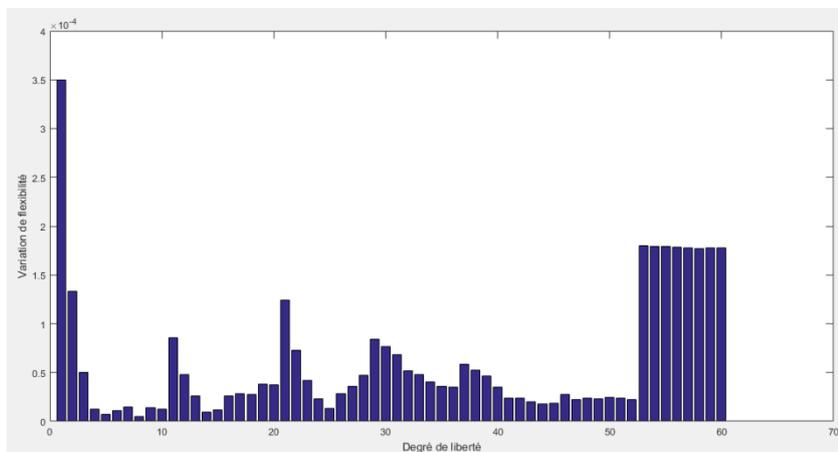


Figure III-13 Variation de flexibilité pour un endommagement en pied en fonction des degrés de liberté suivant x

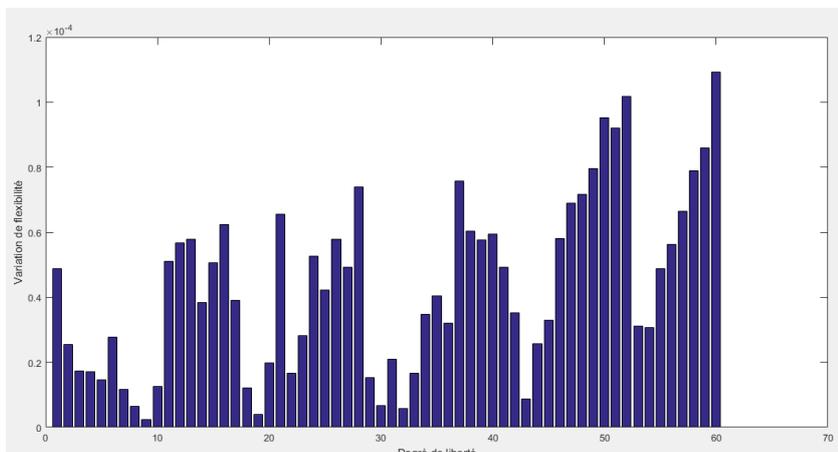


Figure III-14 Variation de flexibilité pour un endommagement en pied en fonction des degrés de liberté suivant z

Pour ce cas de figure, les résultats concordent bien avec ceux obtenus dans le cas d'un endommagement en crête.

En effet, l'histogramme de la variation de la flexibilité en fonction des déplacements suivant x indique la position de l'endommagement par l'amplitude maximale au premier degré de liberté.

III.4.3.3. Endommagements en pied et en crête :

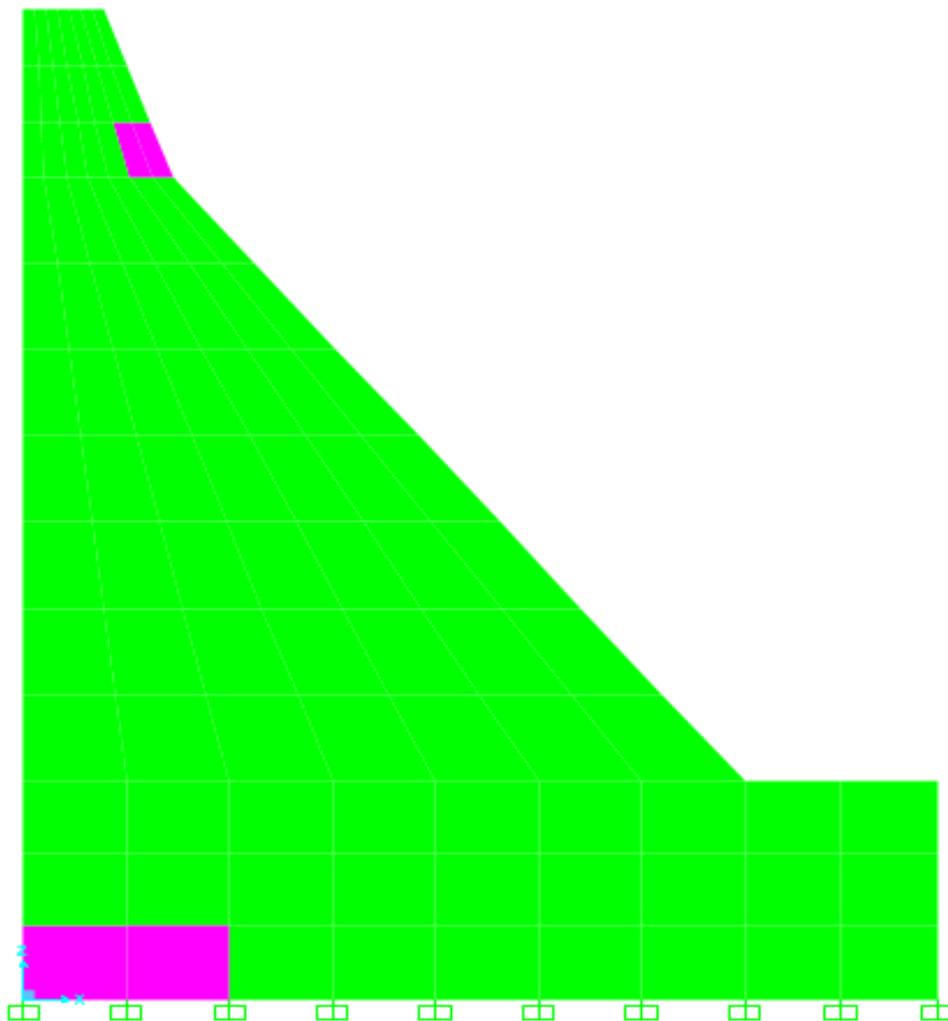


Figure III-15 Endommagements multiples (crête et pied)

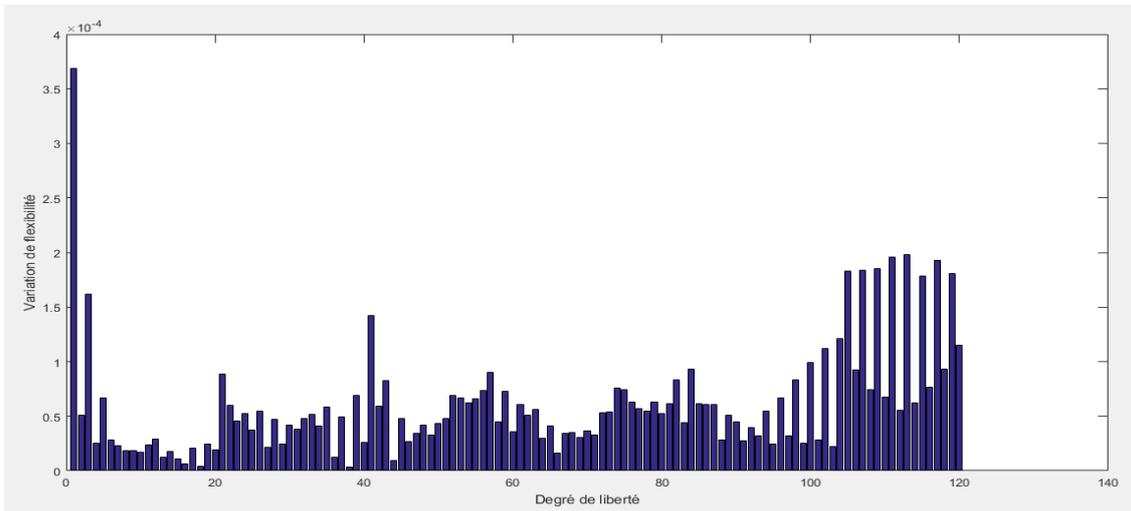


Figure III-16 Variation de flexibilité pour des endommagements multiples (crête et pied)

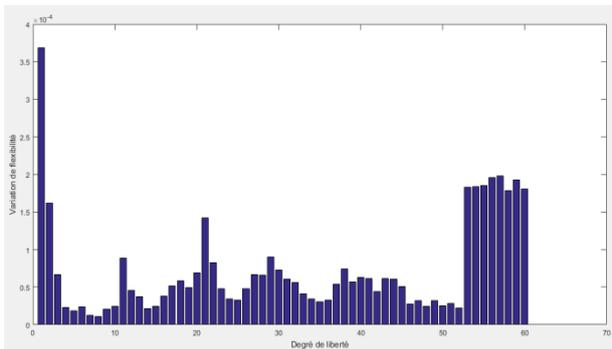


Figure III-17 Variation de flexibilité pour des endommagements multiples en fonction des degrés de liberté suivant x

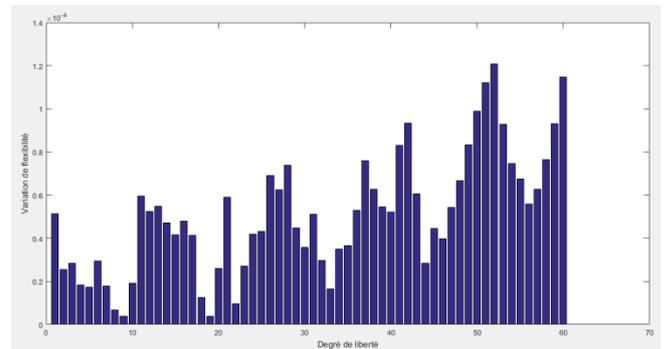


Figure III-18 Variation de flexibilité pour des endommagements multiples en fonction des degrés de liberté suivant z

La variation de flexibilité suivant x met en évidence la position des deux endommagements, le premier endommagement est indiqué par la brusque variation au premier degré de liberté et le second endommagement est représenté par des variations de même amplitude au niveau des derniers degrés de liberté.

Quant à la variation en fonction des déplacements suivant z, elle ne permet clairement pas de localiser les dommages.

Suite à toutes ses simulations, nous remarquons que les valeurs de variations de flexibilité changent chaque fois qu'un élément est endommagé, ce qui nous permet de le localiser au voisinage des degrés de liberté correspondant à ce changement.

III.5. Formes modales réduites :

Pour mesurer les réponses expérimentales de la structure, seul un nombre limité de modes propres peut être correctement identifié car les capteurs seront placés qu'en quelques points. Une série d'accéléromètres ou de capteurs de vitesse adéquatement disposés sur l'ensemble de l'ouvrage permet de faire un suivi global de la structure en déterminant ses propriétés dynamiques.

Les simulations numériques feront donc appel à un nombre de modes propres restreint afin de pouvoir comparer entre les formes propres numériques et les formes propres expérimentales. Ces formes restreintes doivent traduire le comportement global de la structure.

III.5.1. Modèle 2D :

Afin de simuler correctement le comportement du barrage, nous nous basons sur la participation massique des premiers modes du modèle 2D pour le choix des degrés de liberté « maitres ». Nous constatons alors que le déplacement dans le sens amont-aval est prépondérant, ce qui nous permet d'en déduire que les degrés de liberté « maitres », se situent sur le parement aval.

De ce fait, l'endommagement peut être détecté en comparant la matrice de flexibilité estimée à partir des modes mesurés de l'état endommagé avec celle estimée à partir des modes de l'état sain qui peuvent être déterminés avec la méthode des éléments finis.

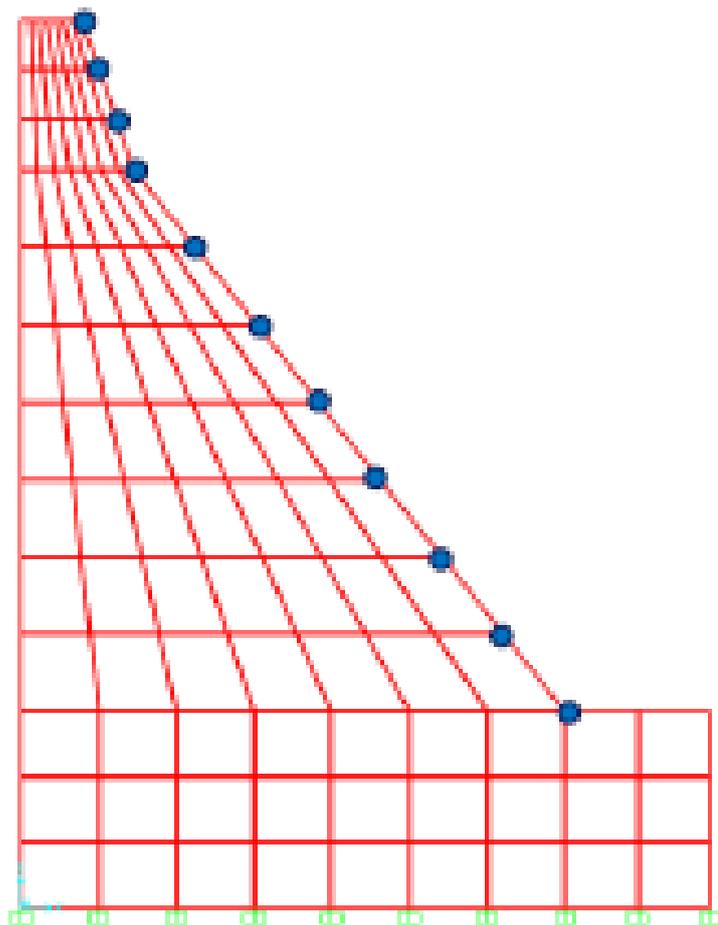


Figure III-19 Degré de liberté "maitres" du modèle 2D

Prenons les exemples d'un endommagement en pied, un endommagement en crête et enfin un cas deux endommagements (en pied et en crête) pour un niveau de 50% de réduction de rigidité.

CHAPITRE III : Simulation d'une surveillance vibratoire

Les figures suivantes représentent les histogrammes de la variation de la flexibilité en fonction des degrés de liberté maitres.

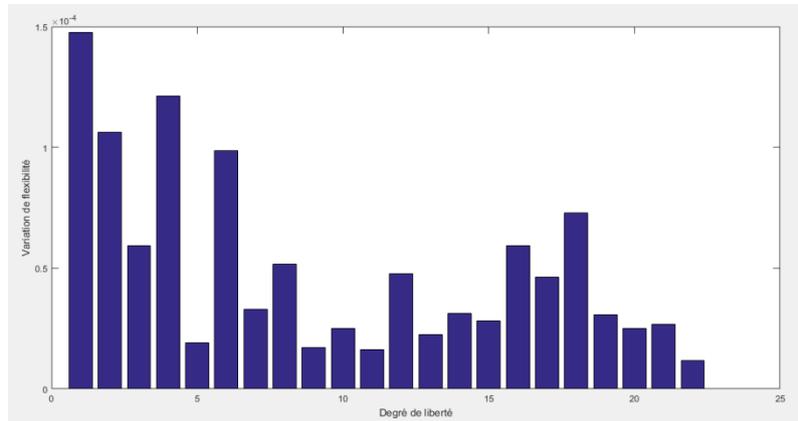


Figure III-20 Variation de flexibilité en fonction des degrés de liberté maitres

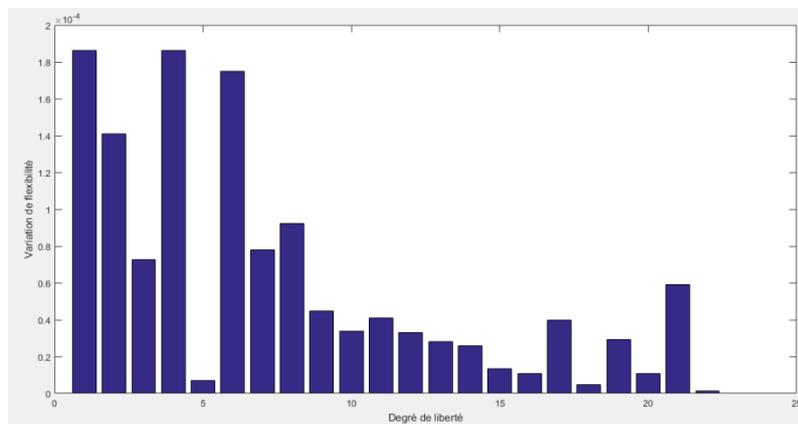


Figure III-21 Variation de flexibilité en fonction des degrés de liberté maitres suivant x

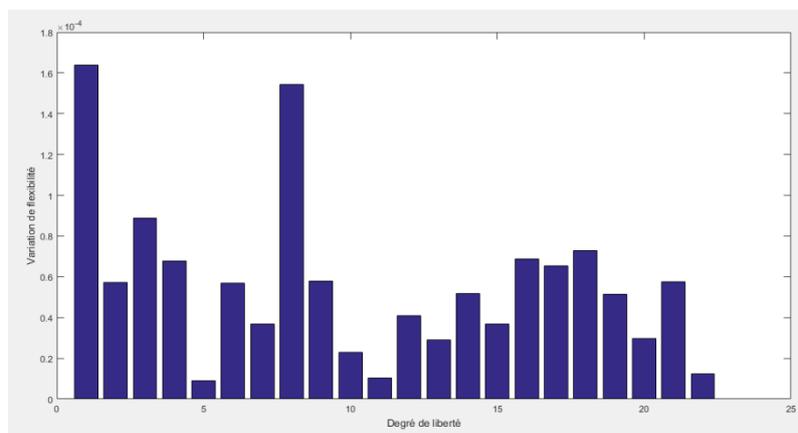


Figure III-22 Variation de flexibilité en fonction des degrés de liberté maitres suivant z

CHAPITRE III : Simulation d'une surveillance vibratoire

En comparant les figures entre elles, nous constatons que la méthode de variation de flexibilité permet de détecter l'endommagement mais ne permet pas de localiser sa position. Cependant, les valeurs de la variation de flexibilité ainsi que son allure changent à chaque cas.

Etant donné que l'allure de la variation de flexibilité change et que l'amplitude maximale augmente avec l'ampleur du dommage, nous exploiterons ces avantages pour créer un réseau de neurones capable d'associer l'allure à la position et l'ampleur maximale à la sévérité.

III.6. Conclusion :

Des résultats obtenus, nous constatons que :

- La méthode de variation de flexibilité peut détecter et localiser les endommagements, elle nécessite qu'un nombre réduit de modes (généralement les modes en basses fréquences).
- Cette méthode indique l'endommagement par un changement brusque des variations au niveau des éléments endommagés.
- Les degrés de liberté par rapport à l'axe x sont plus adaptés dans la localisation d'endommagement que ceux par rapport à l'axe z pour ce type d'ouvrage.
- Pour une structure aussi complexe avec autant de nœuds, cette méthode n'est pas vraiment adéquate car elle fait apparaître de fausses zones endommagées (endommagements fantômes). Il est donc nécessaire de faire un choix judicieux sur les nœuds à prendre en considération.
- La détection d'endommagement aux frontières (à l'encastrement) est délicate à cause des zones d'endommagement fantômes. En revanche, dans ce cas précis, ces zones n'augmentent pas avec la sévérité de l'endommagement.
- Cette méthode donne des résultats satisfaisants pour des modèles numériques en éléments finis conformes à la structure réelle. Les mesures expérimentales sont généralement incomplètes, le nombre de degré de liberté mesurés est beaucoup plus petit que le nombre de degrés de liberté du modèle numérique en éléments finis, ce qui dans certains cas, ne va pas permettre de bien localiser les dommages.

CHAPITRE IV
Identification des
dommages par
intelligence artificielle

Introduction

Comme les résultats expérimentaux l'ont montré, les dommages subis par une structure entraînent une modification des caractéristiques dynamiques structurelles et par conséquent, la réponse dynamique. Les techniques d'identification des dommages quantifient les conditions de santé d'une structure en examinant ces changements.

Dans le chapitre précédent, la méthode de variation de flexibilité a montré des résultats probants mais reste très limitée pour une structure aussi complexe qu'un barrage.

Dans le but d'améliorer les performances de cette méthode, des réseaux de neurones ont été développés pour la prédiction des dommages. Ces réseaux sont un outil efficace pour la reconnaissance des formes, capable de sélectionner des paramètres et des caractéristiques optimaux afin de donner la localisation et la sévérité du dommage.

À cette fin, différents scénarios et étendues de dommages ont été simulés et examinés. Les propriétés dynamiques du barrage ont été obtenues par l'analyse modale numérique. Par la suite, les résultats de la méthode de variation de flexibilité basée sur la forme réduite des déformées ont été exploités afin de créer une base de données. Ce qui servira comme entrée aux réseaux de neurones.

L'étude consiste à appliquer l'apprentissage profond (Deep Learning) des réseaux de neurones afin d'obtenir un modèle valide du système à prédire, grâce à des fonctions d'optimisation.

Quatre réseaux annoncés avec des règles d'apprentissage différentes, ont été spécialement conçus pour résoudre ce problème inverse à l'aide de réseaux de haut niveau, issus de la librairie Keras écrite en Python.

Tous les réseaux ont été testés et leurs performances ont été comparées. Le réseau le plus performant a été choisi comme outil de détection des dommages pour cet important barrage.

IV.1. Généralités sur l'intelligence artificielle:

IV.1.1. Définition :

L'intelligence artificielle (IA) consiste à mettre en œuvre un certain nombre de techniques visant à permettre aux machines d'imiter une forme d'intelligence humaine.

IV.1.2. Machine Learning et Deep Learning :

Machine Learning - ML (ou apprentissage automatique) : sous-branche de l'Intelligence Artificielle, est un ensemble de **méthodes statistiques appliquées à l'IA**. Elles permettent d'apprendre à partir de données d'exemple (apprentissage supervisé).

Deep Learning – DL (ou apprentissage profond) : sous-branche du ML, il repose principalement sur l'utilisation de **réseaux de neurones** (on se rapproche donc de la neuroscience plutôt que des statistiques) pour résoudre les problèmes. Le principe reste identique, avoir des données d'exemples et adapter son modèle interne pour qu'il prédise correctement ses sorties.

IV.2. Réseaux de neurones :

Un réseau de neurones est un système d'opérateurs non linéaires interconnectés, recevant des signaux de l'extérieur par ses entrées, et délivrant des signaux de sortie. Ces réseaux sont une métaphore des structures cérébrales comportant plusieurs éléments de traitement appelés neurones [23].

Chaque neurone fonctionne indépendamment des autres de telle sorte que l'ensemble est un système parallèle fortement interconnecté. L'information détenue par le réseau de neurone est distribuée à travers l'ensemble des constituants et non localisée dans une partie de mémoire.

Le réseau de neurone est entraîné sur des données acquises, grâce à un mécanisme d'apprentissage qui agit sur les constituants du réseau afin de réaliser au mieux la tâche souhaitée.

La figure suivante montre la structure d'un neurone artificiel :

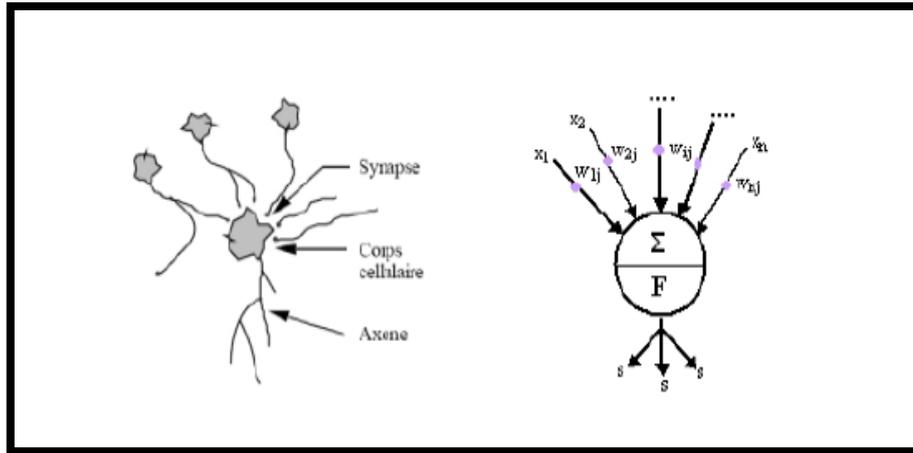


Figure IV-1 Mise en correspondance neurone biologique/neurone artificiel

Chaque neurone artificiel est un processeur élémentaire. Il reçoit un nombre de variables d'entrées, en provenance des neurones en amont. A chacune de ces entrées, est associé un poids w représentatif de la force de connexion. Pour alimenter un nombre de neurones en aval, à chaque connexion est associé un poids.

Un réseau est dit profond s'il comporte plusieurs couches. En introduisant des couches cachées, ces réseaux nous permettent d'apprendre des relations très complexes entre les entrées et les sorties [27].

Du point de vue modélisation générale, on peut définir un neurone artificiel, par les quatre éléments suivants [24]:

- La nature des entrées (x_i) et des sorties (y_i) qui peut être binaire ((-1 ; +1) ou (0 ; 1)) et réelle.
- La fonction d'entrée totale qui définit le prétraitement effectué sur les entrées.
- La fonction d'activation du neurone qui définit son état en fonction de son entrée totale.
- La fonction de sortie qui calcule la sortie du réseau en fonction de son état d'activation ; en général cette fonction est considérée comme la fonction identité.

Voici quelques exemples des fonctions d'activation :

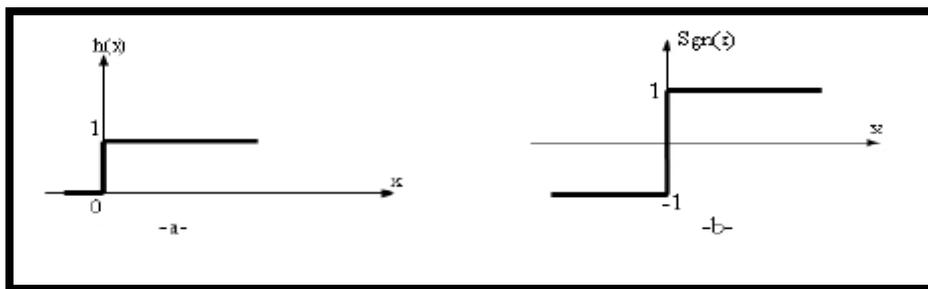


Figure IV-2 a) Fonction de Heaviside, b) Fonction signe

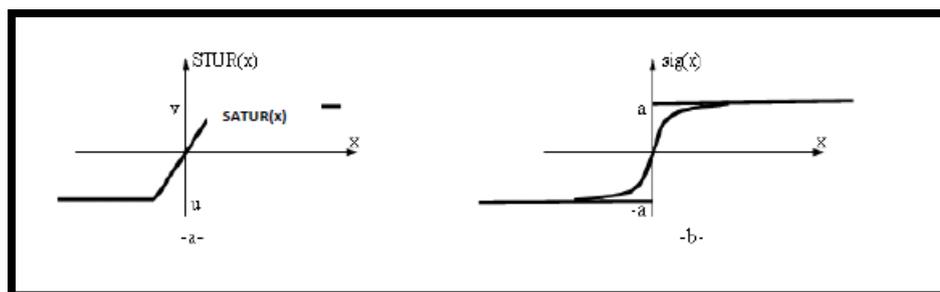


Figure IV-3 a) Fonction linéaire à seuil, b) Fonction sigmoïde

IV.2.1. Fonctionnement :

Avant de pouvoir utiliser les capacités de classification et d'approximation de fonctions d'un réseau de neurones, il faut le construire comme suit :

1. La constitution d'une base de données de vecteurs représentant au mieux le domaine à modéliser. Celle-ci est scindée en deux parties : une partie servant à l'apprentissage du réseau (on parle de base d'apprentissage) et une autre partie aux tests de cet apprentissage (on parle de base de test).
2. La construction de la structure du réseau (généralement empirique).
3. Le paramétrage du réseau par apprentissage : Au cours de l'apprentissage, les vecteurs de données de la base d'apprentissage sont présentés séquentiellement et plusieurs fois au réseau. Un algorithme d'apprentissage ajuste le poids du réseau afin que les vecteurs soient correctement appris. L'apprentissage se termine lorsque l'algorithme atteint un état stable.

4. La phase de reconnaissance : Consiste à présenter au réseau chacun des vecteurs de la base de test. La sortie correspondante est calculée en propageant les vecteurs à travers le réseau. La réponse du réseau est lue directement sur les unités de sortie et comparée à la réponse attendue.

IV.2.2. Architectures de réseaux de neurones :

L'organisation des réseaux de neurones peut se faire à partir de deux grandes catégories d'architecture: les réseaux statiques et les réseaux dynamiques [23].

IV.2.2.1. Les réseaux statiques (non bouclés) :

Il est représenté par un ensemble de neurones connectés entre eux, l'information circule des entrées vers les sorties sans retour (un seul sens), c'est à dire que la sortie courante n'a aucune influence sur les entrées futures.

Les réseaux non bouclés sont utilisés dans l'organisation des réseaux en plusieurs couches de neurones appelés réseaux multicouches ou perceptron multicouches, comportent une couche d'entrée, une ou plusieurs couches cachées, et une couche de sortie.

L'architecture des réseaux multicouches est représentée dans la figure suivante :

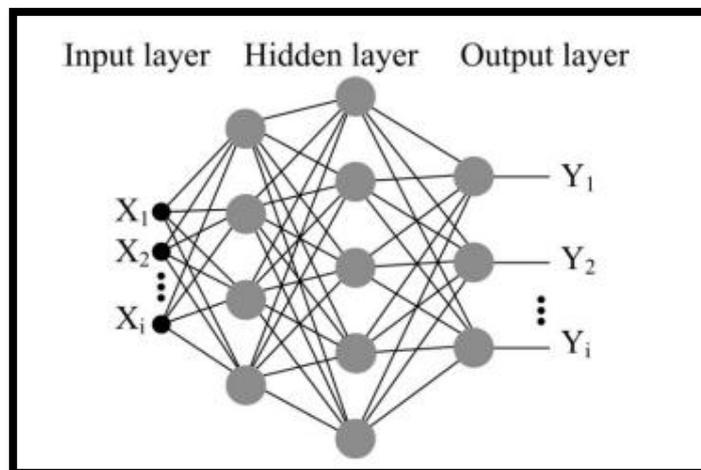


Figure IV-4 Réseau multicouche

IV.2.2.2. Les réseaux dynamiques (bouclés):

Ces réseaux récurrents peuvent avoir une topologie de connexion quelconque (autrement dit un réseau totalement connecté), comprenant des boucles qui reçoivent en entrée la valeur d'une ou plusieurs sorties. L'état général (global) dépend aussi de ses états précédents comme il est indiqué sur la figure suivante :

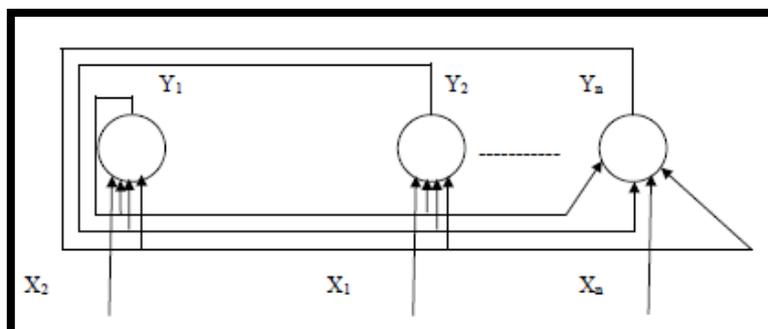


Figure IV-5 Exemple de réseaux de neurone dynamique (Modèle de Hopfield)

IV.2.3. Apprentissage des réseaux de neurones

L'apprentissage est un processus d'acquisition de connaissance sur l'environnement. C'est la propriété la plus importante et intéressante dans les réseaux de neurones, elle est suivie d'une mémorisation qui consiste à modifier les poids des connexions jusqu'à ce que les poids ne se modifient plus que d'une façon infime, autrement dit jusqu'à l'obtention du comportement désiré.

IV.2.3.1. Types d'apprentissage :

Les procédures d'apprentissage peuvent se subdiviser, elles aussi, en deux grandes catégories : apprentissage supervisé ou apprentissage non supervisé.

IV.2.3.1.1 L'apprentissage supervisé :

Ce type d'apprentissage implique de fournir les valeurs que doit avoir la sortie du réseau en fonction des entrées correspondantes.

Cette supervision consiste à renvoyer au réseau une information lui permettant de faire évoluer ses connexions (parfois aussi sa propre architecture) afin de faire diminuer son taux d'échec grâce à des algorithmes d'optimisation qui minimisent une fonction de coût en mesurant l'écart entre les réponses réelles du réseau et les réponses désirées.

Cette optimisation se fait de manière itérative, en modifiant les poids en fonction du gradient de la fonction de coût. Ce gradient est estimé par une méthode spécifique aux réseaux de neurones, dite méthode de rétro-propagation, puis il est utilisé par l'algorithme d'optimisation proprement dit.

Les poids sont initialisés aléatoirement avant l'apprentissage, puis modifiés itérativement, jusqu'à obtention d'un compromis satisfaisant, entre la précision de l'approximation sur l'ensemble d'apprentissage, et la précision de l'approximation sur un ensemble de validation disjoint du précédent.

Ce type d'apprentissage, sera adopté par la suite dans notre algorithme de prédiction.

IV.2.3.1.2 L'apprentissage non supervisé :

Implique la fourniture à un réseau autonome d'une quantité suffisante d'exemples contenant des corrélations (autrement dit, de la redondance), de telle sorte à ce qu'il en dégage les régularités automatiquement. Ces réseaux sont souvent appelés « auto-organiseurs », ou encore « à apprentissage compétitif ». Bien entendu, l'architecture du réseau, préalablement définie par son utilisateur, est une forme de supervision.

IV.2.3.2. Algorithme de retro-propagation du gradient (gradient descent) :

C'est un algorithme qui permet de stabiliser un réseau à plusieurs couches. La topologie d'un tel réseau est donc formée de plusieurs couches de neurones sans communication à l'intérieur d'une même couche.

Le but est encore de minimiser l'écart entre les sorties obtenues et celles souhaitées, qui correspond de nouveau à une descente du gradient.

Le principe est de redistribuer sur toutes les couches, y compris les couches cachées, une partie de l'erreur de manière récursive, en partant de la couche de sortie vers les neurones d'entrée [26].

CHAPITRE IV : Identification des dommages par intelligence artificielle

Etant donnée la complexité du réseau de neurones de notre étude, nous allons utiliser quelques variantes de la descente de gradient afin qu'il soit le plus performant possible, en l'adaptant au fur et à mesure des résultats.

Tout d'abord, il faut savoir que ces optimiseurs (gradient descent) fonctionnent de 3 façons :

- i) Soit modifier le taux d'apprentissage : en le multipliant par un facteur positif, de sorte à ce que les optimiseurs deviennent plus petits.
- ii) Soit modifier la composante du gradient : en utilisant les moyennes mobiles du gradient (quantité de mouvement), au lieu de prendre une seule valeur.
- iii) Ou les deux.

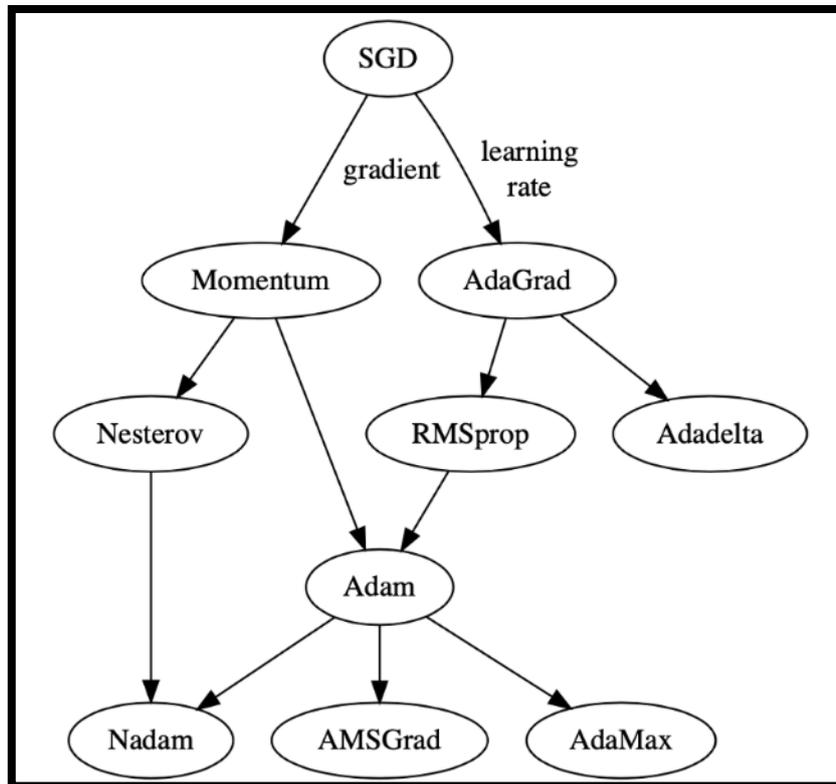


Figure IV-6 Evolution des optimiseurs [28]

IV.3. Détection de dommages par réseau de neurones:

Dans cette étude, plusieurs réseaux ont été conçus en ayant différentes sorties.

La librairie Keras écrite en Python a été utilisée car elle permet des expérimentations rapides, capable d'aller de l'idée au résultat avec le plus faible délai possible. Du fait de la complexité du problème, l'API fonctionnelle de Keras permet de construire des graphs de couches sur mesure.

Tous les réseaux utilisent en entrée 22 neurones représentant la variation de la flexibilité des 11 nœuds constitutifs du parement aval du modèle numérique 2D.

La méthodologie de l'identification a été adaptée aux réseaux de neurone. Elle passe par quatre étapes :

- Choix de l'entrée et de la sortie.
- Choix de la structure du réseau.
- Algorithme d'apprentissage.
- Validation.

IV.3.1. Choix de l'entrée et de la sortie :

Un modèle numérique en éléments finis du barrage de Béni-Haroun avec retenue pleine a été élaboré précédemment à l'aide du logiciel SAP2000® V20 en utilisant les dimensions réelles du barrage. Il a ensuite été utilisé pour effectuer l'analyse modale et extraire les caractéristiques dynamiques.

Les dommages ont été supposés se produire dans différents éléments surfaciques, y compris la crête, les parements amont et aval et au niveau de la base.

Les dommages subis par un élément ont été simulés par une réduction de la rigidité allant de 1% à 50%.

Une base de données a été générées, constituées des variations de flexibilités.

IV.3.2. Normalisation des données d'entrée et des sorties:

Après plusieurs tests sur les réseaux de neurones, voici ce qu'il a été convenu de faire pour assurer la précision des réseaux de neurones :

- Normaliser les données d'entrée : En effet, ils offrent généralement de meilleures performances lorsque les données se situent dans la plage (0, 1) [25].

L'équation suivante a été utilisée :

$$X_T = \frac{X - X_{max}}{X_{max} - X_{min}}$$

Où X_T est la valeur normalisée, X la valeur d'origine, X_{max} la valeur maximale relative à tous les échantillons d'entrée et X_{min} la valeur minimale relative à tous les échantillons d'entrée.

Pour les sorties, nous testerons ces cas de figures :

- Vecteur binaire de taille 1*125, retournant 0 pour les éléments sains et 1 pour les éléments endommagés. Les numéros des colonnes correspondent aux numéros des éléments.
- Vecteur de taille 1*50, retournant 1 lorsque l'ampleur correspond au numéro de la colonne et 0 pour le reste.
- Ou alors, l'ampleur est donnée directement en sortie par sa valeur en pourcentage.

IV.3.3. Topologie des réseaux de neurones :

Le choix d'une topologie pour un réseau est une tâche difficile. Si le nombre d'unités cachées est trop petit, le réseau risque de ne pas pouvoir effectuer la reconnaissance nécessaire (Sous-apprentissage). D'autre part, si le nombre d'unités cachées est trop grand, le réseau peut alors apprendre à donner la classification correcte pour toutes les données de la phase d'apprentissage, mais ses performances se détérioreront dans la phase de test. C'est le cas du sur-apprentissage, où le réseau mémorise les données d'apprentissage plutôt que le modèle incorporé dans les données d'apprentissage.

Comme il n'existe aucun moyen direct et précis de déterminer le nombre de couches cachées et le nombre de neurones les plus appropriés à inclure, une procédure d'essais et d'erreurs a été utilisée pour approcher la meilleure topologie du réseau pour ce problème.

CHAPITRE IV : Identification des dommages par intelligence artificielle

Lors de cette étude, pour chacun des quatre types de réseaux examinés, plusieurs topologies de réseau ont été examinées.

Les scénarios d'endommagements ont été réalisés sur 97 éléments surfaciques, dans lesquels on supposait 50 cas de réduction de rigidité. Donnant au total 4850 cas d'endommagement. D'une part, 3150 échantillons ont été sélectionnés de manière aléatoire et utilisés au cours de la phase d'apprentissage. D'autre part, 1700 autres échantillons ont été réservés pour la phase de test des réseaux.

Les modèles de réseaux de neurones ont été créés comme suit :

Modèle 1 : reçoit la variation de flexibilité en entrée, donnant la localisation sous forme de vecteur et l'ampleur sous forme de vecteur.

Tableau IV-1 Tableau récapitulatif du nombre de couches et nombres de neurones du modèle 1

Layer (type)	Output Shape	Param #	Connected to
input_20 (InputLayer)	(None, 22)	0	
dense_63 (Dense)	(None, 500)	11500	input_20[0][0]
dense_64 (Dense)	(None, 400)	200400	dense_63[0][0]
dense_65 (Dense)	(None, 300)	120300	dense_64[0][0]
dense_66 (Dense)	(None, 100)	30100	dense_65[0][0]
cat (Dense)	(None, 125)	12625	dense_66[0][0]
reg (Dense)	(None, 50)	5050	dense_66[0][0]

Total params: 379,975
 Trainable params: 379,975
 Non-trainable params: 0

Modèle 2 : reçoit le vecteur de flexibilité en entrée et donne en sortie l'ampleur sous forme de vecteur.

Tableau IV-2 Tableau récapitulatif du nombre de couches et nombres de neurones du modèle 2

Layer (type)	Output Shape	Param #
input_20 (InputLayer)	(None, 22)	0
dense_63 (Dense)	(None, 500)	11500
dense_64 (Dense)	(None, 400)	200400
dense_65 (Dense)	(None, 300)	120300
dense_66 (Dense)	(None, 100)	30100
reg (Dense)	(None, 50)	5050

Total params: 367,350
 Trainable params: 367,350
 Non-trainable params: 0

Modèle 3 : reçoit la variation de flexibilité et donne en sortie la valeur de l'ampleur.

Tableau IV-3 Tableau récapitulatif du nombre de couches et nombres de neurones du modèle 3

Layer (type)	Output Shape	Param #
input_1 (InputLayer)	(None, 22)	0
dense_1 (Dense)	(None, 500)	11500
dense_2 (Dense)	(None, 400)	200400
dense_3 (Dense)	(None, 300)	120300
dense_4 (Dense)	(None, 100)	30100
reg_lin (Dense)	(None, 1)	101
Total params: 362,401		
Trainable params: 362,401		
Non-trainable params: 0		

Modèle 4 : reçoit la variation de flexibilité et donne en sortie la localisation en vecteur et la valeur de l'ampleur.

Tableau IV-4 Tableau récapitulatif du nombre de couches et nombres de neurones du modèle 4

Layer (type)	Output Shape	Param #	Connected to
input_1 (InputLayer)	(None, 22)	0	
dense_1 (Dense)	(None, 500)	11500	input_1[0][0]
dense_2 (Dense)	(None, 400)	200400	dense_1[0][0]
dense_3 (Dense)	(None, 300)	120300	dense_2[0][0]
dense_4 (Dense)	(None, 100)	30100	dense_3[0][0]
cat (Dense)	(None, 125)	12625	dense_4[0][0]
reg_lin (Dense)	(None, 1)	101	dense_4[0][0]
Total params: 375,026			
Trainable params: 375,026			
Non-trainable params: 0			

IV.3.4. Algorithme d'apprentissage :

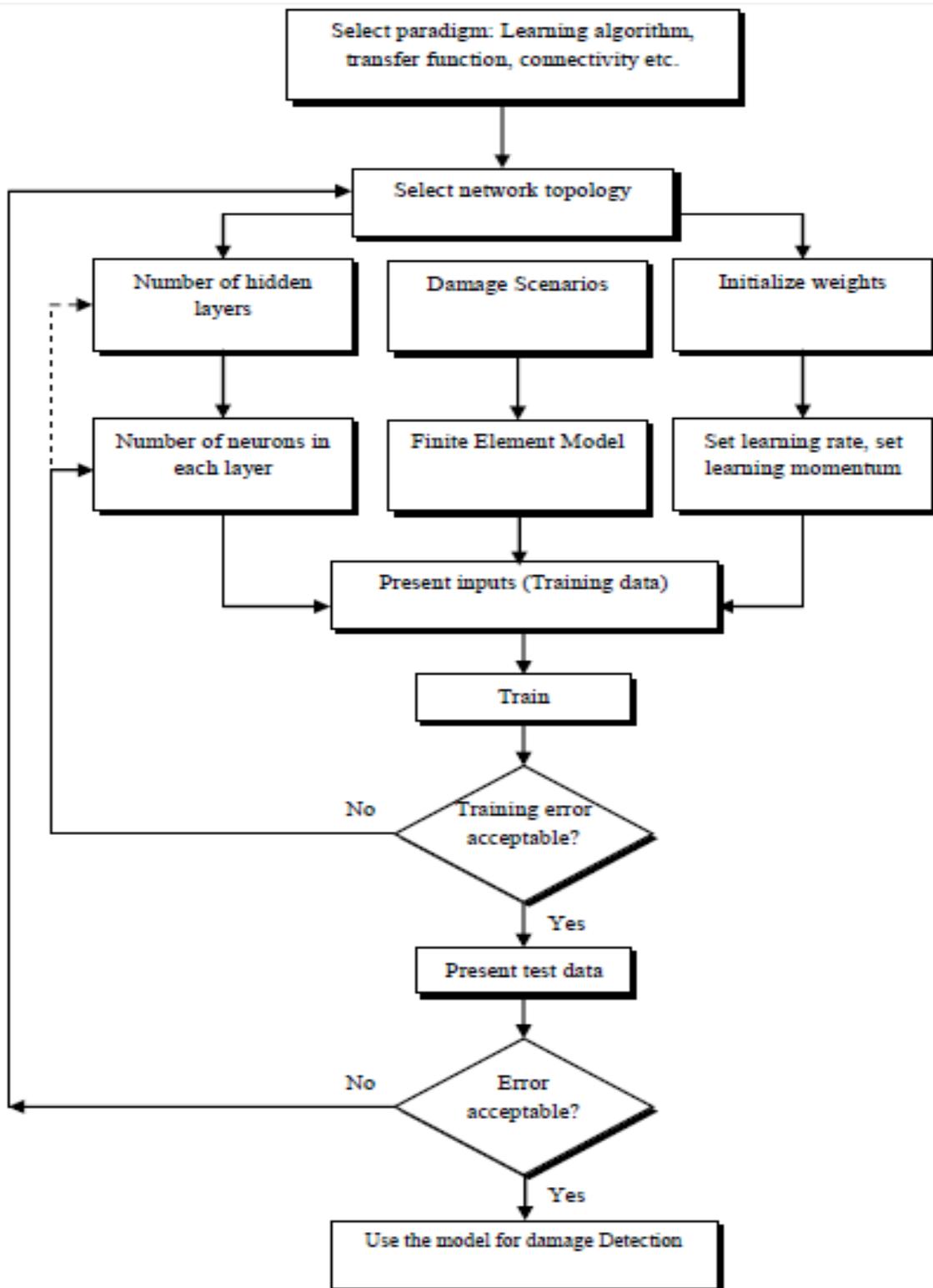
La phase d'apprentissage des réseaux est mise en œuvre en utilisant les réseaux statiques. Deux règles d'apprentissage ont été utilisées : Adam et Adamax.

Une fois que le modèle des réseaux a été formé, la validation du réseau sur les modèles de test doit être entreprise. Cette étape consiste à évaluer la mesure de la performance du réseau à l'aide d'une mesure d'erreur sélectionnée basée sur les données d'apprentissage et de test. L'évaluation et la validation des modèles de prédiction élaborés ont été effectuées à l'aide de mesures de l'entropie croisée (cross-entropy) et de l'erreur quadratique moyenne (MSE).

Pour résumer, l'algorithme d'apprentissage de ces réseaux consiste en ces étapes :

- 1- Partager les données (données d'apprentissage et données de validation).
- 2- Initialiser tous les poids et biais à de petites valeurs aléatoires.
- 3- Normaliser les données [0 , 1]
- 4- Permuter aléatoirement les données d'apprentissage.
- 5- Pour chaque donnée d'apprentissage:
 - Calculer les sorties observées en propageant les entrées vers le réseau.
 - Ajuster les poids en rétro-propageant le gradient de l'erreur depuis la dernière couche vers la première couche.
- 6- Arrêt de l'apprentissage selon les critères suivants :
 - La tolérance sur l'erreur est atteinte.
 - L'erreur sur les données de validation commence à augmenter.
 - Nombre d'itération atteint.

Un organigramme de l'ensemble du processus d'apprentissage mis en œuvre est présenté dans la figure suivante [25]:



IV.3.5. Résultats et interprétations :

En comparant les résultats de l'apprentissage et de la prédiction des quatre réseaux, les avantages et les inconvénients de chacun sont discutés.

Résultats d'apprentissage du modèle 1 :

L'évolution de la précision à travers les epochs est donnée par l'historique suivant :

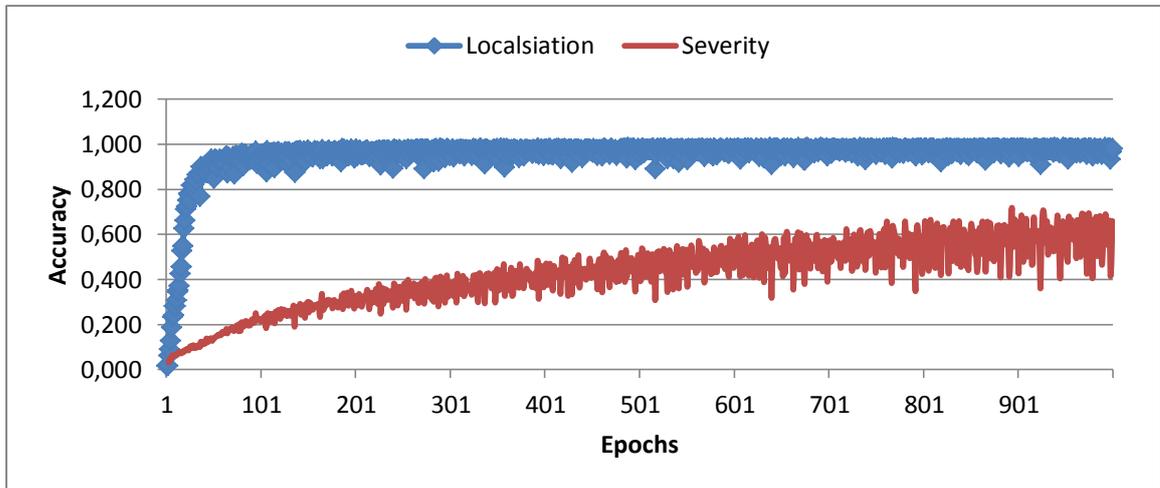


Figure IV-7 Graphe de la précision du modèle sur le jeu d'entraînement

On peut voir sur la figure ci-dessus que la précision des prédictions évolue au fil des epochs (c'est-à-dire le nombre de fois où l'on a fait passer l'ensemble d'apprentissage à travers le réseau), que ça soit pour la localisation ou l'ampleur, atteignant respectivement 98% et 66%.

Voyons désormais le résultat des fonctions de coût et leur évolution à travers les epochs :

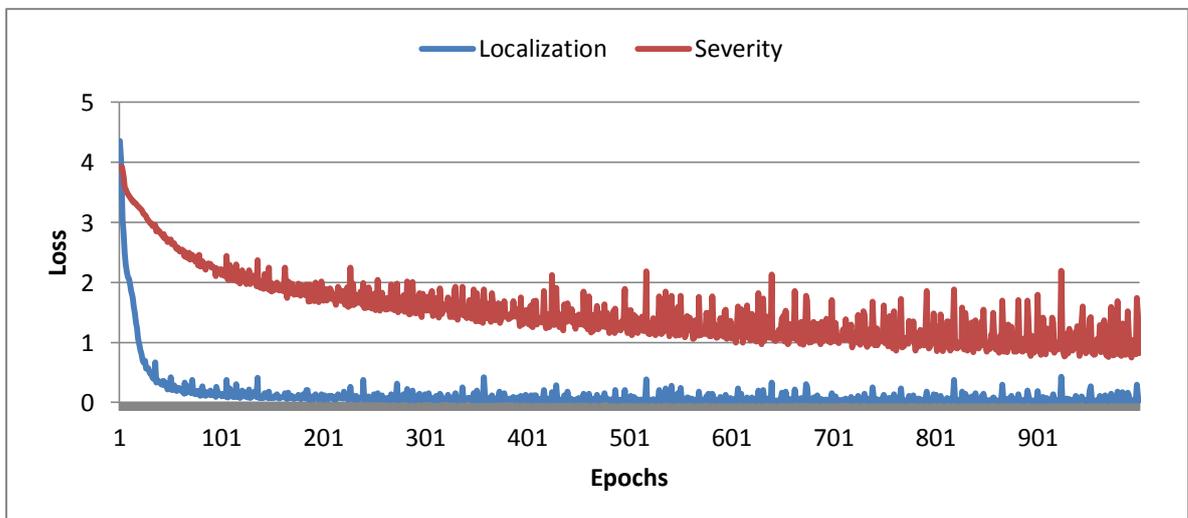


Figure IV-8 Graphique du résultat des fonctions de coût sur le jeu d'entraînement

CHAPITRE IV : Identification des dommages par intelligence artificielle

Il semble logique que les fonctions de coût diminuent à travers les epochs, du fait que la précision du modèle augmente. C'est en diminuant le résultat des fonctions de coût que le réseau est capable de diminuer son taux d'erreur et d'offrir de meilleures prédictions.

Il est donc clair que l'apprentissage de ce modèle pour la localisation, a été fait avec succès en utilisant la règle d'apprentissage « Adam ». Nous constatons également que ce réseau atteint très vite une performance satisfaisante quant à la prédiction de la localisation, après seulement quelques dizaines d'epochs.

Cependant l'apprentissage de l'ampleur peut encore être optimisé.

Résultats d'apprentissage du modèle 2 :

La précision du modèle en fonction des epochs est donnée par la figure suivante :

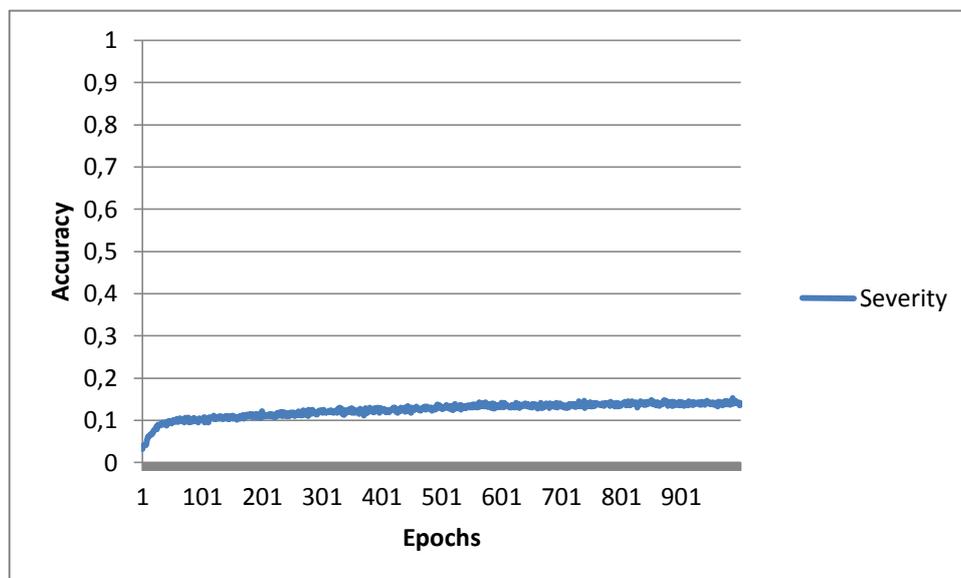


Figure IV-9 Graphique du résultat de la précision sur le jeu d'entraînement du modèle 2

En ce qui concerne ce réseau, nous observons une très faible évolution de la précision des prédictions, qui atteint seulement 14% malgré le nombre important d'epochs.

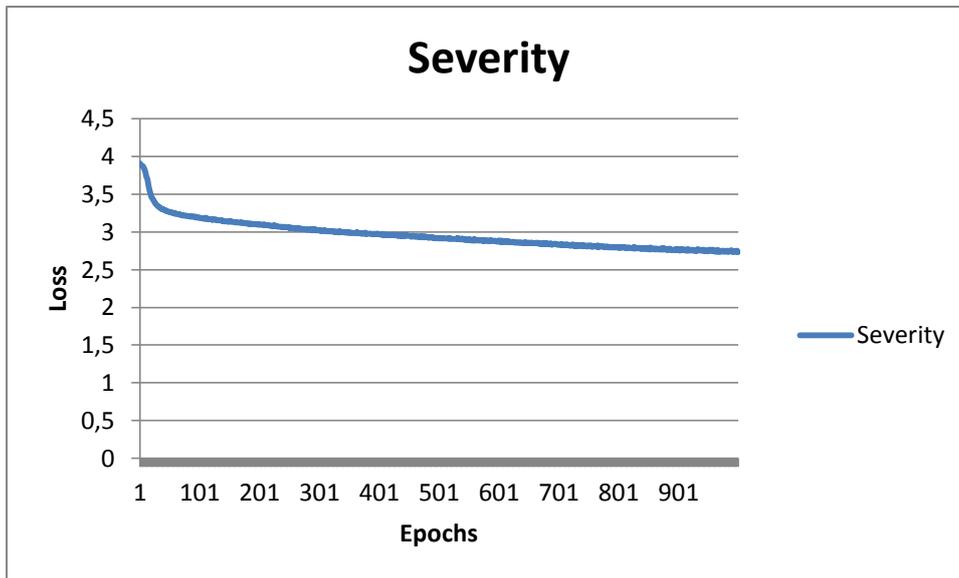


Figure IV-10 Histogramme des résultats de la fonction coût du modèle 2

En contrepartie, la fonction de coût diminue faiblement à travers les epochs. On constate que, malgré l'élaboration d'un nouveau réseau avec seulement l'ampleur en sortie (sous forme de vecteur) et l'utilisation d'une nouvelle règle d'apprentissage, à savoir : Adamax, celui-ci donne des résultats médiocres.

Résultats d'apprentissage du modèle 3 :

En changeant la nature de la sortie du réseau précédent, nous obtenons une erreur quadratique moyenne d'environ 0.12 au bout de 50 epochs. Ce qui veut dire que 2772 cas sur 3150 ont été prédits correctement. On constate que, lorsqu'on prend la valeur de l'ampleur en sortie, le réseau est plus performant.

Résultats d'apprentissage du modèle 4 :

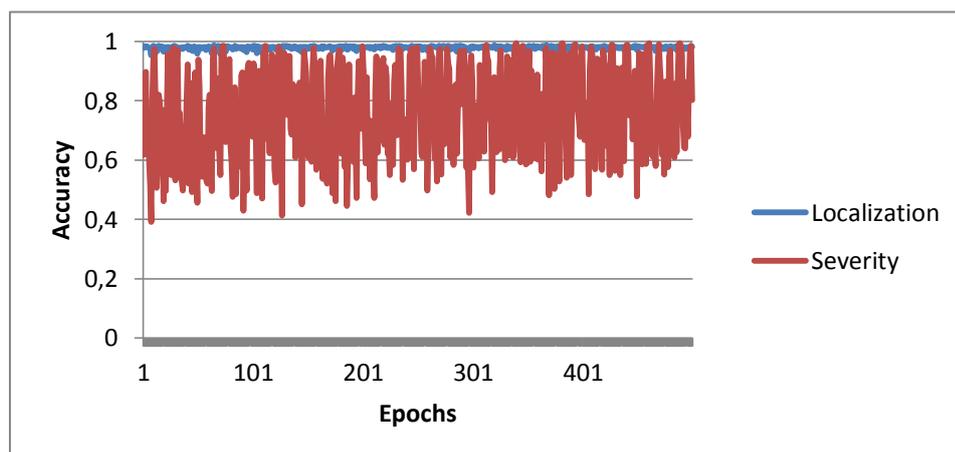


Figure IV-11 Histogramme de la précision de prédiction du modèle 4

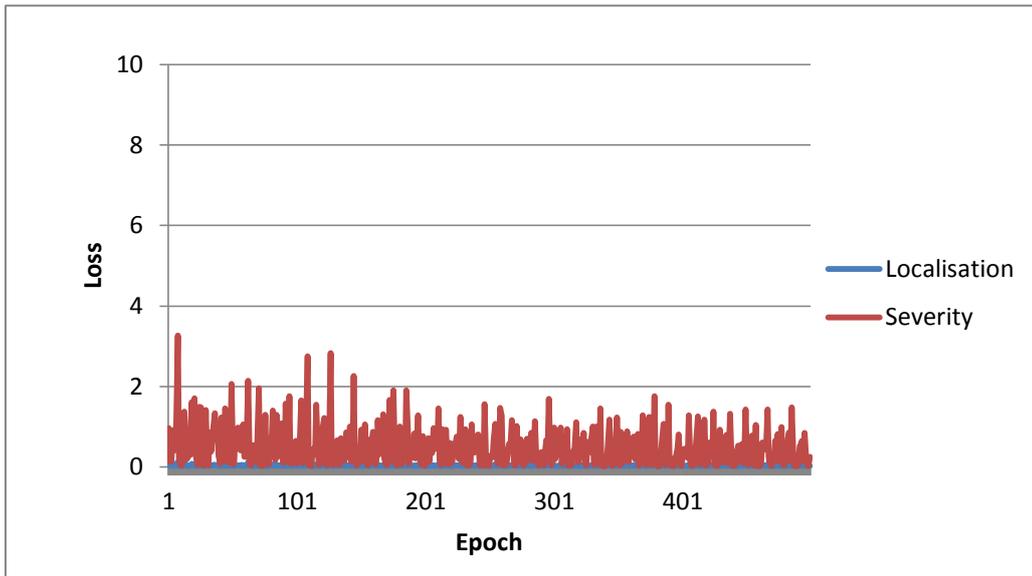


Figure IV-12 Histogramme de la fonction coût du modèle 4

En prenant en considération les résultats précédents, nous avons réussi à avoir de meilleures performances pour ce modèle. La précision d'apprentissage de la localisation a atteint 98% et 80% pour la précision de l'ampleur, avec une erreur quadratique moyenne de $1.54 \cdot 10^{-4}$ et 0.25 respectivement, après 500 epochs.

Résultats de la phase de tests:

Suite à ces constatations, les modèles 3 et 4 ont été retenus afin d'être testés. Le modèle 3 a atteint un niveau de prédiction de 94%, c'est-à-dire 4602 cas ont été correctement prédits, les 248 restants ont été prédit à 1% près.

Quant au modèle 4, les résultats de la prédiction de l'ampleur se sont nettement améliorés jusqu'à atteindre 84%. Contrairement à la précision sur le jeu d'entraînement qui était montée jusqu'à 80%.

Enfin, au vu des résultats, nous pouvons considérer qu'un nombre d'epochs d'environ 60 serait largement suffisant pour arriver au minimum de la fonction de coût que ça soit pour la localisation ou l'ampleur.

IV.4. Conclusion :

L'étude comparative a montré que :

- Les réseaux de neurones de types perceptron multicouche sont fiables pour les problèmes de prédiction et d'identification.
- Le réseau du modèle 4 est fonctionnel et obtient des résultats très satisfaisants.
- Bien que les quatre réseaux aient démontré un niveau de performance satisfaisant, la séparation des sorties a montré une capacité supérieure à l'apprentissage de la sévérité du dommage.
- L'utilisation de la variation de la flexibilité basée sur les déformées réduites comme entrée dans ce type de réseau est largement suffisant pour prédire la localisation des dommages et leur ampleur.
- La règle d'apprentissage « Adamax » donne de bien meilleures prédictions que l'utilisation de la règle d'apprentissage « Adam » lorsque la sortie du réseau donne directement la valeur de l'ampleur.
- Adam et Adamax ne nécessitent pas un grand nombre d'entraînements (epochs).
- Les meilleures prédictions de l'ampleur sont associées aux réseaux ayant uniquement sa valeur en sortie.
- Ces réseaux de neurones sont aptes à remplacer les méthodes classiques pour résoudre des problèmes, nécessitant des formulations délicates, en exploitant peu de données obtenues expérimentalement en entrée.

Conclusions et perspectives

L'objectif principal du travail présenté dans ce mémoire était de mettre au point une méthode pour détecter, localiser et quantifier l'endommagement dans le barrage de Béni-Haroun à partir de réponses vibratoires.

Dans un premier temps, une synthèse bibliographique relative aux barrages ainsi qu'au monitoring de l'état de santé des structures a été présentée. La détection d'endommagement dans une structure est une thématique importante. L'endommagement entraîne des changements dans le comportement dynamique de la structure étudiée, et des modifications des paramètres modaux de la structure tels que les fréquences propres, les coefficients d'amortissement et les déformées modales.

Par la suite, la modélisation numérique du barrage en 2D et en 3D a été faite en utilisant le logiciel aux éléments finis SAP2000® V20 qui permet de modéliser une large gamme de structures. L'effet hydrodynamique dû à la poussée de la retenue d'eau sur le parement amont a été pris en compte par l'introduction des masses ajoutées calculées par la formule de Westergaard afin de modéliser numériquement l'interaction réservoir-barrage.

L'analyse modale des modèles numérique à l'aide du logiciel SAP2000® V20 a permis de mettre en évidence l'influence de la retenue d'eau sur le comportement dynamique du barrage. En effet, les fréquences propres sont moins importantes que dans le cas de retenue vide. De plus, la méthode analytique simplifiée a permis d'apprécier la bonne corrélation des résultats, notamment dans le cas de retenue pleine.

L'identification des modes propres étant nécessaire pour la surveillance vibratoire, les paramètres modaux ont été extraits de l'analyse modale.

Les simulations numériques de la surveillance vibratoire ont permis d'évaluer la sensibilité de la méthode de variation de flexibilité pour différents cas d'endommagements.

En analysant les résultats obtenus, nous avons déduit que, la méthode de variation de flexibilité est sensible dans le cas d'endommagement par réduction de rigidité. Les endommagements sont relativement bien identifiés et correspondent aux maxima locaux. La flexibilité est une fonction croissante de l'endommagement. Le suivi de cette valeur peut être corrélé avec une évolution de l'endommagement au cours du temps. Cependant, la quantification absolue de l'endommagement à partir de ses résultats ne paraît pas appréciable.

De plus, elle ne permet pas de localiser avec confiance les zones endommagées pour des structures disposant d'autant de degrés de liberté, car les éléments voisins sont également affectés, effet qui s'atténue à mesure que l'on s'éloigne de ces localisations de perte de rigidité. Cette méthode ne localise pas avec exactitude les dommages localisés au niveau des appuis.

Un choix judicieux des degrés de liberté de la structure à étudier permet de mieux visualiser les zones endommagées. Il s'avère que le résultat dépend du nombre de nœuds pris en compte et de leur disposition. En prenant en considération les degrés de liberté dont les déformées sont prépondérantes dans la variation de flexibilité, ceci permettra de mieux distinguer les zones endommagées.

Cependant, le choix d'un nombre de nœuds trop réduits ne permettra pas d'apprécier cette méthode. Pour cette raison, le concept de déformée modale réduite doit être approfondi. En effet, le vecteur propre expérimental doit être déterminé avec précision et complété, afin d'être comparé à celui du modèle numérique.

Et enfin, pour rendre cette méthode plus pratique, nous nous sommes intéressés aux déformées modales réduites pour le calcul de la variation de flexibilité. Ce qui n'a pas été avantageux. Néanmoins, elle a pu être exploitée dans des réseaux de neurones artificiels.

Les différents modèles élaborés nous ont permis de trouver la bonne topologie pour ce type de problème et ont été capables d'obtenir des résultats très satisfaisants, grâce au bon choix de la sortie et des règles d'apprentissage. L'apprentissage et la prédiction des réseaux donnent de très bons résultats dans la localisation, simplement grâce à la connaissance de quelques déformées et à partir d'un seul essai. En revanche, pour l'ampleur, il serait préférable de la considérer séparément dans un réseau.

De surcroît, les réseaux de neurones permettent également d'introduire les conditions environnementales.

Il serait intéressant de compléter cette étude en élaborant un réseau de neurones capable d'affiner les degrés de liberté maîtres en se basant sur le modèle 3D. Il serait également possible d'aller jusqu'à une identification d'endommagement de niveau 4, en introduisant d'autres indicateurs d'endommagements au réseau de neurones.

Pour conclure, les deux méthodes proposées pour la détection et la localisation de défauts à partir d'une suite d'essais semblent prometteuses. La première étant plus adéquate pour des applications numériques et la deuxième est largement satisfaisante du point de vue pratique. En s'intéressant davantage à l'intelligence artificielle, tout défaut pourrait être détecté, localisé et quantifié.

De nombreuses études théoriques et numériques de simulations restent à mener. L'utilisation directe des méthodes de détection basées sur les paramètres modaux nécessite le développement de modèles statistiques pour établir leur sensibilité aux endommagements et de palier les fausses détections. Enfin, le recours à des méthodes plus sophistiquées telles que les réseaux de neurones artificiels est indispensable pour assurer leur fiabilité.

Références bibliographiques

- [1] P. L. Delliou, Les barrages: conception et maintenance, Lyon: Presses Universitaires, 2003.
- [2] A. Carrere, Barrage C5-555, Technique de l'ingénieur, 1996.
- [3] D. Najm, Quels capteurs de vibrations pour la surveillance de santé des structures mécaniques, Mécanique des matériaux, Université Paris-Est, France, 2015.
- [4] H. Chen, Structural Health Monitoring of Large Civil Engineering Structures, University of Greenwich, United Kingdom, 2018.
- [5] F. Kasmi & F. Mouhoubi, Etude de la réponse sismique d'un barrage-voute avec interaction fluide-sol-structure par la méthode des éléments finis, mémoire de master en Génie Civil, Université A. MIRA, Béjaïa, Algérie, 2012.
- [6] W. Sefrou & Z. Tabet Aouel, Analyse des infiltrations dans les fondations des barrages en terre par conjugaison injection – Tapis amont, Mémoire de master en Génie Civil, Université Aboubekr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2016
- [7] Y. Labidi & H. Lakrid, Etudes dynamique et stabilité d'un barrage de Koudiat Medouar (Batna), mémoire de master en Hydraulique, Université Badji Mokhtar, Annaba, Algérie, 2017.
- [8] L. Wiemes, Surveillance vibratoire et interventions pratiques sur le Compresseur «SPIROS», Thèse de mémoire, Université Badji-Mokhtar, Annaba, 2018
- [9] A. Clément, Détection de nouveauté pour le monitoring vibratoire des structures de génie civil : Approches chaotique et statistique de l'extraction d'indicateurs, thèse de doctorat, Université de Toulouse, France, 2011.
- [10] T. Le Petit, Contribution à la détection et 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. Thèse de doctorat, Université Paris-Est, France, 2014.
- [11] E. Manoach, J. Warminski, L. Kloda, A. Teter, Vibration Based Methods For Damage Detection In Structure Institute of Mechanics, Bulgarian Academy of Sciences, Bulgaria, MATEC Web of Conferences 8347 , 2016.
- [12] A. Moulay El Bodkhili, Etude paramétrée de la stabilité des barrages poids, mémoire de master en Génie Civil, Université Abou Bekr Belkaid, Algérie, 2014.
- [13] V. Slowik & V. Saouma Water pressure in propagating concrete cracks, Journal Of Structural Engineering, February 2000, p.235-p242.

Références bibliographiques

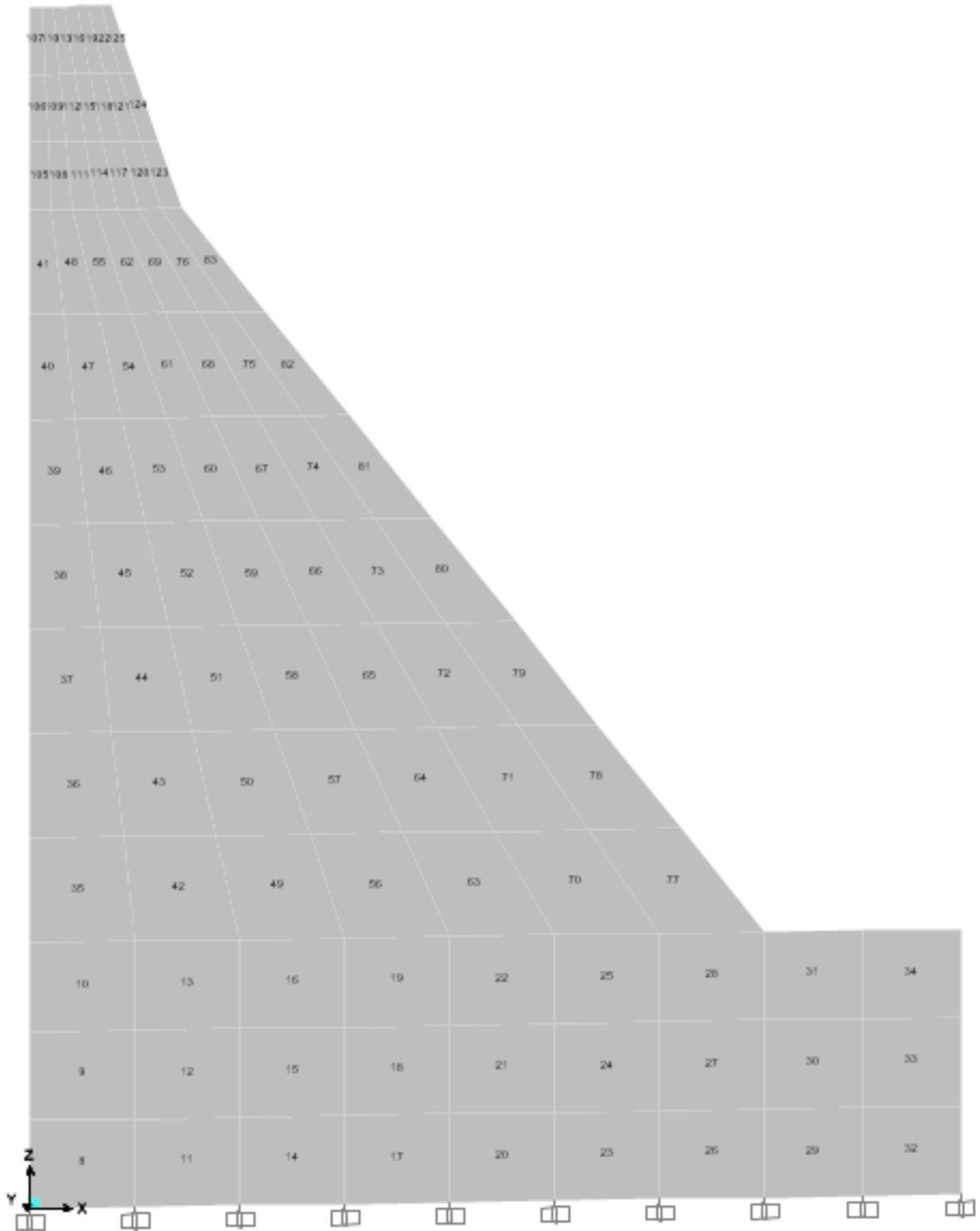
- [14] A. Belisario Briceno, Contribution à la détection de fragilité de structures en béton armé: Méthodologies d'instrumentation à l'aide de capteurs piézoélectriques, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2016
- [15] B. Tiliouine & A. Seghir, Influence de l'interaction fluide–structure sur le comportement sismique du barrage d'Oued–Fodda (Nord–Ouest Algérien), Ecole Nationale Polytechnique, Alger, Algérie, 1997.
- [16] L. DJEDJIGA. Détection d'Endommagements Multiples dans les Structures, Mécaniques par Mesures Vibratoires, Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri De Tizi-Ouzou, Algérie, 2015.
- [17] A. Seghir, Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure : application à l'étude des barrages poids en béton.
- [18] H. Z. D. A. O. O. Bernard TARDIEU, Méthode simplifiée de pré-dimensionnement des barrages poids en zone sismique, Saint Rémy lès Chevreuse (France), 1993.
- [19] S.J.S. Hakim, H. Abdul Razak, S.A. Ravanfar, Structural damage identification using Artificial Neural Networks (ANNs) and Adaptive Neuro Fuzzy Interface System (ANFIS), Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURODDYN 2014, University of Malaya, Kuala Lumpur.
- [20] S. Attal & C. Gherbi, Simulation numérique d'une surveillance vibratoire sur le barrage, mémoire de master Génie Civil, Ecole Nationale Polytechnique, Algérie, 2018.
- [21] H. Westergaard, Water pressures on dams during earthquakes, 1933.
- [22] L. Bessais, Analyse des structures par la M.E.F basée sur l'approche en déformation, mémoire de magister, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie, 2012.
- [23] F. Medjili, Modélisation par Réseaux de Neurones Artificiels (RNA) et commande Prédictive non linéaire d'une station de production d'eau froide, mémoire de magister, Université Badji Mokhtar, Annaba, Algérie, 2010
- [24] B. Chefri, Etude du comportement non linéaire et de l'endommagement sous sollicitation thermo-mécanique des structures mécaniques, thèse de magister en Génie Mécanique, Université de Batna, Algérie, 2014.
- [25] A. A. Seleemah, A. M. Abou-Rayan, M. Samy, A neural network model for damage detection of El-Ferdan Bridge, Fourth International Conference on Structural Stability and Dynamics (ICSSD 2012), 2012.

Références bibliographiques

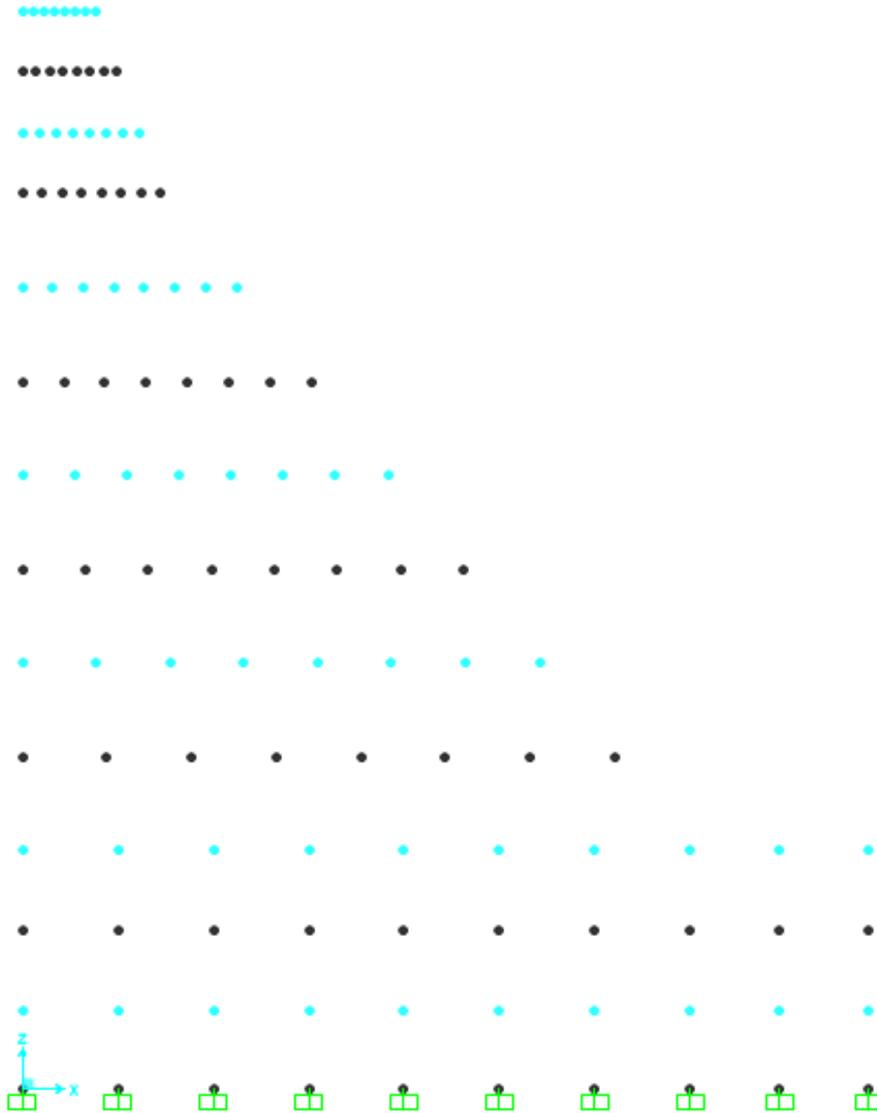
- [26] S.J.S. Hakim & H. Abdul Razak, Modal parameters based structural damage detection using artificial neural networks - a review, Department of Civil Engineering, University of Malaya, Malaysia, 2013.
- [27] J. Melville, K. Supreet Alguri, Chris Deemer & Joel B. Harley, Structural Damage Detection Using Deep Learning of Ultrasonic Guided Waves, Conference Paper in AIP Conference Proceedings, 2017.
- [28] R. Karim, 10 Gradient Descent Optimisation Algorithms + Cheat Sheet, <https://towardsdatascience.com/10-gradient-descent-optimisation-algorithms-86989510b5e9>, Novembre 2018, Consulté le 20/06/2019.
- [29] D. Grenier, Effet de la réaction du sol sur le comportement sismique des barrages, thèse professionnelle, École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 2011.

Annexes

Annexe A : Numérotation des éléments surfaciques selon SAP2000® V20



Annexe B : Nœuds en compte dans le calcul de la variation de flexibilité



Les nœuds en bleu sont ceux pris en compte pour le calcul de la variation de flexibilité.

Annexe C : Numérotation des nœuds du modèle numérique selon SAP2000V20

10	103	106	109	112	115	118	9		
102	101	105	108	111	114	117	120		
100	99	104	107	110	113	116	119		
8	57	64	71	78	85	92	7		
56	55	63	70	77	84	91	98		
54	53	62	69	76	83	90	97		
52	51	61	68	75	82	89	96		
50	49	60	67	74	81	88	95		
48	47	59	66	73	80	87	94		
46	45	58	65	72	79	86	93		
4	16	20	24	28	32	36	3	42	6
15	14	19	23	27	31	35	38	41	44
13	12	18	22	26	30	34	37	40	43
1	11	17	21	25	29	33	2	39	5

Les nœuds pris pour le calcul des déformées propres et la variation de flexibilité sont dans cet ordre (13, 12, 18, 22, 26, 30, 34, 37, 40, 43, 4, 16, 20, 24, 28, 32, 36, 3, 42, 6, 48, 47, 59, 66, 73, 80, 87, 94, 52, 51, 61, 68, 75, 82, 89, 96, 56, 55, 63, 70, 77, 84, 91, 98, 100, 99, 104, 107, 110, 113, 116, 119, 10, 103, 106, 109, 112, 115, 118, 9).

Annexe D : Calcul de la variation de flexibilité

Le calcul de la matrice de flexibilité nécessite les fréquences et les vecteurs propres dans les deux états de la structure. Ces derniers sont générés par l'analyse modale à l'aide de SAP2000® V20.

Les déformées propres sont enregistrés dans un fichier Excel, nommé « data.xlsx » et les fréquences propres dans le fichier Excel nommé « frequency ».

Nous nous contentons que des 6 premiers modes.

Code MATLAB :

Calcul des déformées propres du barrage sain et endommagé :

```
% calcul des déformées propres du barrage sain
undamaged_data=xlsread('data.xlsx','s','A4:H723') % 6 modes
```

```
k = 1;
for i=1:720
    v(k,undamaged_data(i,5)) = undamaged_data(i,6);
    k=k+1;
    v(k,undamaged_data(i,5)) = undamaged_data(i,8);
    k=k+1;
    if( i < 720 )
        if( undamaged_data(i+1,5) > undamaged_data(i,5) )
            k = 1;
        end
    end
end
end
```

```
% calcul des déformées propres du barrage endommagé
damaged_data = xlsread('data.xlsx','d','A4:H723')
```

```
k = 1;
for i=1:720
    v_d(k,damaged_data(i,5)) = damaged_data(i,6);
    k=k+1;
    v_d(k,damaged_data(i,5)) = damaged_data(i,8);
    k=k+1;
    if( i < 720 )
        if(damaged_data(i+1,5) > damaged_data(i,5))
            k = 1;
        end
    end
end
end
```

Calcul des valeurs propres du barrage sain et endommagé :

```
%calcul des valeurs propres du barrage sain
undamaged_eigenvalue = xlsread('frequency.xlsx','s','G4:G9')
```

```
for i=1:6
ev_s(1,i) = undamaged_eigenvalue(i);
i = i+1;
end

%calcul des valeurs propres du barrage endommagé
damaged_eigenvalue = xlsread('frequency.xlsx','d','G4:G9') % 5 modes

for i=1:6
ev_d(1,i) = damaged_eigenvalue(i);
i = i+1;
end
```

Calcul de la variation de flexibilité :

```
%calcul de la matrice de flexibilité approximative pour les premiers modes
% matrice de flexibilité du barrage sain

D = zeros(6,6);

for i = 1:6
    D = diag(ev_s(i));
    i = i+1;
end

F_s = v*D*transp(v);

% matrice de flexibilité du barrage endommagé
D_d = zeros(6,6);

for i = 1:6
    D_d = diag(ev_d(i));
    i = i+1;
end

F_d = vd*D_d*transp(vd);
```

Calcul de la variation de flexibilité :

```
% calcul de la variation de la flexibilité
delta=abs(minus(F_s,F_d));
d=max(delta);
```

Annexe E : Interaction Matlab-SAP2000V20 pour la génération de la base de données

```

%% clean-up the workspace & command window
clear all;
clc;

%%set the following flag to true to attach to an existing instance of the
program otherwise a new instance of the program will be started
AttachToInstance = false(); % true(); %

%% set the following flag to true to manually specify the path to
SAP2000.exe
%% this allows for a connection to a version of SAP2000 other than the
latest installation
%% otherwise the latest installed version of SAP2000 will be launched
SpecifyPath = false(); % true(); %

%% if the above flag is set to true, specify the path to SAP2000 below
ProgramPath = 'C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000
20\SAP2000.exe';

%% full path to API dll
%% set it to the installation folder
APIDLPath = 'C:\Program Files\Computers and Structures\SAP2000
20\SAP2000v20.dll';

%% full path to the model
%% set it to the desired path of your model
ModelDirectory = 'C:\CSiAPIexample';
if ~exist(ModelDirectory, 'dir')
    mkdir(ModelDirectory);
end
ModelName = 'API_1-001.sdb';
ModelPath = strcat(ModelDirectory, filesep, ModelName);

%% create API helper object
a = NET.addAssembly(APIDLPath);
helper = SAP2000v20.Helper;
helper = NET.explicitCast(helper, 'SAP2000v20.cHelper');

if AttachToInstance
    %% attach to a running instance of Sap2000
    SapObject = helper.GetObject('CSI.SAP2000.API.SapObject');
    SapObject = NET.explicitCast(SapObject, 'SAP2000v20.cOAPI');
else
    if SpecifyPath
        %% create an instance of the SapObject from the specified path
        SapObject = helper.CreateObject(ProgramPath);
    else
        %% create an instance of the SapObject from the latest installed
SAP2000
        SapObject = helper.CreateObjectProgID('CSI.SAP2000.API.SapObject');
    end
    SapObject = NET.explicitCast(SapObject, 'SAP2000v20.cOAPI');
end

```

Annexes

```
    %% start Sap2000 application
    SapObject.ApplicationStart;
end
helper = 0;

%% create SapModel object
SapModel = NET.explicitCast(SapObject.SapModel, 'SAP2000v20.cSapModel');

% Initialize model
SapModel.InitializeNewModel;

%% open file
File = NET.explicitCast(SapModel.File, 'SAP2000v20.cFile');
ret = File.OpenFile('dam.sdb')

% Unlock the model
SapModel.SetModelIsLocked(false);

%% assign plane properties to material
PropMaterial =
NET.explicitCast(SapModel.PropMaterial, 'SAP2000v20.cPropMaterial');
ret = PropMaterial.SetMPIsotropic('BCR damaged', 30000000000, 0.2, 0.00001);

%% define rectangular frame section property

PropArea = NET.explicitCast(SapModel.PropArea, 'SAP2000v20.cPropArea');

ret = PropArea.SetPlane('BCR damaged', 2, 'BCR damaged', 0, 1, true);

AreaObj = NET.explicitCast(SapModel.AreaObj, 'SAP2000v20.cAreaObj');

ret = AreaObj.SetProperty('dam', 'BCR damaged',
SAP2000v20.eItemType.Group);

% Create model analysis
Analyze = NET.explicitCast(SapModel.Analyze, 'SAP2000v20.cAnalyze');

% Run analysis
Analyze.RunAnalysis;
AnalysisResults =
NET.explicitCast(SapModel.Results, 'SAP2000v20.cAnalysisResults');
AnalysisResultsSetup =
NET.explicitCast(AnalysisResults.Setup, 'SAP2000v20.cAnalysisResultsSetup');

    % Create variables
    NumberResults = 0;
    LoadCase = NET.createArray('System.String', 1);
    StepType = NET.createArray('System.String', 1);
```

```

StepNum = NET.createArray('System.Double', 1);
Period = NET.createArray('System.Double', 1);
Frequency = NET.createArray('System.Double', 1);
CircFreq = NET.createArray('System.Double', 1);
EigenValue = NET.createArray('System.Double', 1);

% Get modal frequencies
[~,~,~,~,~,~,Frequency,~,~] =
AnalysisResults.ModalPeriod(NumberResults, LoadCase, StepType, StepNum, Period,
Frequency, CircFreq, EigenValue);

f_n=(Frequency.double)';

% a modifier
filename = 'F1.xlsx';

xlswrite(filename, f_n, 1, 'A1');

% Run analysis
Analyze.RunAnalysis;
AnalysisResults =
NET.explicitCast(SapModel.Results, 'SAP2000v20.cAnalysisResults');
AnalysisResultsSetup =
NET.explicitCast(AnalysisResults.Setup, 'SAP2000v20.cAnalysisResultsSetup');

% Create variables
NumberResults = 0;
Obj = NET.createArray('System.String', 1);
Elm = NET.createArray('System.String', 1);
LoadCase = NET.createArray('System.String', 1);
StepType = NET.createArray('System.String', 1);
StepNum = NET.createArray('System.Double', 1);
U1 = NET.createArray('System.Double', 1);
U2 = NET.createArray('System.Double', 1);
U3 = NET.createArray('System.Double', 1);
R1 = NET.createArray('System.Double', 1);
R2 = NET.createArray('System.Double', 1);
R3 = NET.createArray('System.Double', 1);

% Get model response (displacements and rotations) at all nodes
[~,~,~,Elm,~,~,~,U1,U2,U3,R1,R2,R3] =
AnalysisResults.JointDisplAbs('reduit', SAP2000v20.eItemTypeElm.GroupElm,
NumberResults, Obj, Elm, LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2,
R3);

u1 = (U1.double)';
u2 = (U2.double)';
u3 = (U3.double)';
r1 = (R1.double)';
r2 = (R2.double)';
r3 = (R3.double)';

for j=1:Elm.Length
Eelm{j,1}=char(Elm(j));

```

Annexes

```
end
% a modifier
filename = 'D1.xlsx';

xlswrite(filename, Eelm, 1, 'A1');
xlswrite(filename, u1, 1, 'B1');
xlswrite(filename, u3, 1, 'C1');

z = 2;
for i = 1:50

% Unlock the model
SapModel.SetModelIsLocked(false);

%% assign plane properties to material
E(i) = 30000000000*(100-i)/100;

%% assign plane properties to material
PropMaterial =
NET.explicitCast(SapModel.PropMaterial, 'SAP2000v20.cPropMaterial');
ret = PropMaterial.SetMPIIsotropic('BCR damaged', E(i), 0.2, 0.00001);

%% define rectangular frame section property

PropArea = NET.explicitCast(SapModel.PropArea, 'SAP2000v20.cPropArea');

ret = PropArea.SetPlane('BCR damaged', 2, 'BCR damaged', 0, 1, true);

AreaObj = NET.explicitCast(SapModel.AreaObj, 'SAP2000v20.cAreaObj');
ret = AreaObj.SetProperty('dam', 'BCR damaged', SAP2000v20.eItemType.Group);

% Create model analysis
Analyze = NET.explicitCast(SapModel.Analyze, 'SAP2000v20.cAnalyze');
    % Run analysis
    Analyze.RunAnalysis;
    AnalysisResults =
NET.explicitCast(SapModel.Results, 'SAP2000v20.cAnalysisResults');
    AnalysisResultsSetup =
NET.explicitCast(AnalysisResults.Setup, 'SAP2000v20.cAnalysisResultsSetup');

    % Create variables
    NumberResults = 0;
    LoadCase = NET.createArray('System.String', 1);
    StepType = NET.createArray('System.String', 1);
    StepNum = NET.createArray('System.Double', 1);
    Period = NET.createArray('System.Double', 1);
    Frequency = NET.createArray('System.Double', 1);
    CircFreq = NET.createArray('System.Double', 1);
    EigenValue = NET.createArray('System.Double', 1);
    % Get modal frequencies
```

Annexes

```
[~,~,~,~,~,~,Frequency,~,~] =
AnalysisResults.ModalPeriod(NumberResults,LoadCase,StepType,StepNum,Period,
Frequency,CircFreq,EigenValue);

f_n=(Frequency.double)';

% a modifier
filename = 'F1.xlsx';

xlswrite(filename, f_n, z, 'A1');

% Run analysis
Analyze.RunAnalysis;
AnalysisResults =
NET.explicitCast(SapModel.Results, 'SAP2000v20.cAnalysisResults');
AnalysisResultsSetup =
NET.explicitCast(AnalysisResults.Setup, 'SAP2000v20.cAnalysisResultsSetup');

% Create variables
NumberResults = 0;
Obj = NET.createArray('System.String', 1);
Elm = NET.createArray('System.String', 1);
LoadCase = NET.createArray('System.String', 1);
StepType = NET.createArray('System.String', 1);
StepNum = NET.createArray('System.Double', 1);
U1 = NET.createArray('System.Double', 1);
U2 = NET.createArray('System.Double', 1);
U3 = NET.createArray('System.Double', 1);
R1 = NET.createArray('System.Double', 1);
R2 = NET.createArray('System.Double', 1);
R3 = NET.createArray('System.Double', 1);
% Get model response (displacements and rotations) at all nodes
[~,~,~,Elm,~,~,~,U1,U2,U3,R1,R2,R3] =
AnalysisResults.JointDisplAbs('reduit', SAP2000v20.eItemTypeElm.GroupElm,
NumberResults, Obj, Elm, LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2,
R3);

u1 = (U1.double)';
u2 = (U2.double)';
u3 = (U3.double)';
r1 = (R1.double)';
r2 = (R2.double)';
r3 = (R3.double)';

for j=1:Elm.Length
Eelm{j,1}=char(Elm(j));
end

% a modifier
filename = 'D1.xlsx';

xlswrite(filename, Eelm, z, 'A1');
xlswrite(filename,u1, z, 'B1');
xlswrite(filename, u3,z, 'C1');
z = z+1;
end
```

Annexe F : Modèle des réseaux de neurones

Importation des bibliothèques :

```
import pandas as pd
import numpy as np
import seaborn as sn
import matplotlib.pyplot as plt
```

Normalisation des inputs :

```
df = pd.read_csv('input1.csv', header=None)
vals = df.values
max_val, min_val = None, None
vals = np.log2(vals)
for i in range(len(vals)):
    for j in range(len(vals[i])):
        if max_val is None:
            max_val = vals[i,j]
            min_val = vals[i,j]
        else:
            if max_val < vals[i,j]:
                max_val = vals[i,j]
            elif min_val > vals[i,j]:
                min_val = vals[i,j]
print(min_val, max_val)
for i in range(len(vals)):
    for j in range(len(vals[i])):
        vals[i,j] = (vals[i,j] - min_val)/(max_val - min_val)
df = pd.DataFrame(vals, columns=None)
df.to_csv('input_normalized.csv', header=None, index=None)
```

Importation des inputs et des outputs :

```
df = pd.read_csv('input_normalized.csv', header=None)
inp = df.values
inp = inp.transpose()
print(inp.shape)
```

```
target = pd.read_csv('target.csv', header=None)
target = target.values
target = target.transpose()
```

Implantation de l'API fonctionnelle de Keras :

```
from keras.layers import Input, Dense
from keras.models import Model, load_model
import numpy as np
```

Empilement des couches :

```

input_layer = Input((22,))
output = Dense(500,activation='relu')(input_layer)
output = Dense(400,activation='relu')(output)
output = Dense(300,activation='relu')(output)
output = Dense(100,activation='relu')(output)
output1 = Dense(125,activation='softmax',name='cat')(output)
output2 = Dense(50, activation='softmax', name='reg')(output)
output3 = Dense(1, activation='linear', name='reg_lin')(output)
model = Model(input_layer,[output1,output2])
m2 = Model(input_layer, output2)
m3 = Model(input_layer, output3)
model_both = Model(input_layer, [output1, output3])
model.summary()
m2.summary()
m3.summary()

```

Enregistrement des outputs :

```

t1, t2, t3 = get_targets(target)
t1 = t1.transpose()
t2 = t2.transpose()
print(t1.shape, t2.shape, t3.shape)
df = pd.DataFrame(t1, columns=None)
df.to_csv('target_one_of_125.csv', header=None, index=None)
df = pd.DataFrame(t2, columns=None)
df.to_csv('target_one_of_50.csv', header=None, index=None)
df = pd.DataFrame(t3, columns=None)
df.to_csv('target_regression.csv', header=None, index=None)

```

Configuration du processus d'apprentissage :

```

loss = {'cat':'categorical_crossentropy',
        'reg':'categorical_crossentropy'}
loss2 = {'cat':'categorical_crossentropy',
         'reg_lin':'mse'}
model.compile(optimizer='adam', loss=loss, metrics=['accuracy'])
m2.compile(optimizer='adamax', loss='categorical_crossentropy',metrics=['accuracy'])
m3.compile(optimizer='adamax', loss='mse', metrics=['mse'])
model_both.compile(optimizer='adamax', loss=loss2, metrics=['accuracy', 'mse'])

```

Création des itérations d'entraînement par lot du modèle, en utilisant le jeu de données d'entraînement pour le modèle 1 :

```

model.fit(inp,[t1,t2],batch_size=16,epochs=1000, verbose=2)

```

Evaluation des performances du modèle 4 :

```
c,r = model.predict(inp)
c = [np.argmax(i)+1 for i in c]
r = [(np.argmax(i)+1)/50 for i in r]
predicted = np.round(r[:,0])
ne = 0
for p,t in zip(predicted,t2):
    if int(p) != round(t[0]):
        print('not equal ', p, t[0])
        ne += 1
print('evaluation: ', ne/len(predicted))
print('not equal: ',ne,' and equal: ',(len(predicted)-ne))
print(np.round(r[:,0]))
print(c,r)
```