

République Algérienne Démocratique et populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème :

« Evaluation des Paramètres Physiques des Structures et
Caractérisation Dynamique du Sol par Approche Expérimentale »

Présenté par :

Zahra Souha CHOUAL

Amel KESRI

Présenté et soutenu le : 22 Juin 2023

Promotrice : Dr. A. BOUCHELOUH

Co-Promoteur : Pr. N. BOURAHLA

Membres du jury :

| | | | |
|---------------------|----------------------------|------|-----|
| Présidente : | Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE | MC-A | ENP |
| Examineur : | M. A. TADJADIT | MC-B | ENP |

République Algérienne Démocratique et populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement supérieur et de la Recherche scientifique

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ecole Nationale Polytechnique



Département de Génie Civil

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'Obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat en Génie Civil

Thème :

« Evaluation des Paramètres Physiques des Structures et
Caractérisation Dynamique du Sol par Approche Expérimentale »

Présenté par :

Zahra Souha CHOUAL

Amel KESRI

Présenté et soutenu le : 22 Juin 2023

Promotrice : Dr. A. BOUCHELOUH

Co-Promoteur : Pr. N. BOURAHLA

Membres du jury :

Présidente :

Mme H. DJABALI-MOHABEDDINE

MC-A

ENP

Examineur :

M. A. TADJADIT

MC-B

ENP

ENP 2023

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à ma famille. Maman, tu as été ma source d'inspiration et ma plus grande admiratrice. Grâce à ton amour inconditionnel, ton dévouement et tes encouragements, j'ai pu devenir ce je suis aujourd'hui. Papa, tu as toujours été là pour me soutenir, me guider et me permettre de suivre mes propres voies. Tu m'as donné la confiance nécessaire pour poursuivre mes rêves. Mes frères, vous avez été mes modèles de réussite, de persévérance et d'excellence. Votre soutien et vos réalisations personnelles m'ont motivée à donner le meilleur de moi-même. Je suis profondément reconnaissante de vous avoir tous à mes côtés et je vous promets de continuer à vous honorer en poursuivant mes objectifs et en réalisant mes aspirations. Merci du fond du cœur pour tout ce que vous avez fait et continuez à faire pour moi.

Merci à mes ami(e)s, vous avez été mes piliers dans les moments de joie, de peine et de doute. Votre amitié précieuse et votre soutien inconditionnel ont enrichi ma vie de manière inestimable.

Je présente mes sincères remerciements à notre promotrice Dr. A. BOUCHELOUH pour son engagement exceptionnel dans notre travail. Son expertise et son dévouement ont été une source constante d'inspiration pour moi. Grâce à ses efforts inlassables, j'ai pu bénéficier d'un encadrement de la plus haute qualité, et j'ai acquis des connaissances précieuses et des compétences essentielles qui seront inestimables pour mon avenir professionnel. Je lui suis profondément reconnaissante pour la confiance qu'elle m'a accordée et pour les nombreuses opportunités d'apprentissage qu'elle m'a offertes.

Je souhaite également remercier Dr. A. NEKMOUCHE, qui nous a généreusement consacré son temps et son expertise. Sa patience d'écoute et sa disposition à partager ses connaissances ont été d'une grande aide pour moi. J'ai énormément appris de ses conseils et de nos échanges enrichissants. Sa contribution a été inestimable pour notre travail.

Je tiens aussi à exprimer ma gratitude envers Pr. N. BOURAHLA pour son soutien, son écoute attentive et ses encouragements constants. Ses remarques constructives m'ont permis de progresser et de me dépasser. Sa confiance en mes capacités et son engagement à me guider ont été d'une valeur inestimable pour moi. Je suis reconnaissante d'avoir pu compter sur lui comme mentor et conseiller tout au long de mon parcours académique.

Enfin, Je remercie Mme MOHABEDDINE et M. TADJADIT, membres du jury, d'avoir accepté d'évaluer notre travail. Merci pour votre temps et votre contribution.

Souha

À la mémoire de mon cher père, un pilier inébranlable dans ma vie, son amour, sa bienveillance et sa confiance et son soutien inconditionnel ont été une source constante de motivation et de force. J'aurais tellement souhaité qu'il soit présent aujourd'hui afin qu'il puisse être témoin de l'accomplissement de ce long chemin que nous avons entrepris ensemble. Merci pour tout ce que tu as fait pour moi, je suis profondément reconnaissante d'avoir eu un père aussi remarquable et inspirant.

À la mémoire de ma grand-mère, Zahoua, la femme la plus gentille que j'ai jamais rencontrée. Elle m'a élevé avec un amour inconditionnel. Sa naïveté, empreinte d'une pureté d'âme rare, a illuminé mon existence de sa douceur et de sa bienveillance. Elle m'a montré que la bonté et la générosité peuvent être des forces puissantes dans ce monde souvent tourmenté. Tu resteras gravé en moi pour toujours.

Que vos âmes reposent en paix, et que votre amour continue de guider mes pas.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à ma mère, ma sœur Abidouche et mon frère Mouha. Leur soutien et leur amour sincère ont été un réconfort constant et une source d'inspiration inépuisable pour moi. Leur encouragement et leur confiance en moi m'ont donné la force de persévérer et de donner le meilleur de moi-même. Je vous aime de tout mon cœur.

Un immense merci à mes chères tantes, en particulier Dali, qui, après dieu, sans elle, ce projet n'aurait jamais vu le jour. Mes oncles, mes cousins, mes cousines, en particulier Melissa Madani, leur bienveillance a été d'une importance capitale pour moi durant cette période.

À mes chers ami(e)s : Lilia, Imen, Racha, Ryane, Camélia, Ikram, Yassine et Islem, qui ont été à mes côtés, partageant les hauts et les bas non seulement pendant ce projet, mais depuis toujours. Votre présence a été un soutien précieux et je vous suis infiniment reconnaissante.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Madame BOUCHELOUH. Elle a su me guider avec expertise, générosité et bienveillance. Je lui suis reconnaissante d'avoir été la meilleure encadrante que j'aurais pu espérer. Je souhaite également exprimer ma reconnaissance envers Monsieur BOURAHLA. En tant qu'enseignant dévoué, il a su me transmettre son savoir et sa passion. Sa confiance en ma capacité à réussir a été un moteur puissant pour moi. Un grand merci également à Monsieur NEKMOUCHE, dont l'aide précieuse tout au long de ce projet a été d'une grande valeur. Je lui suis reconnaissante de sa disponibilité et de son soutien.

Je suis extrêmement reconnaissante d'avoir été entourée de personnes aussi aimantes et attentionnées, et cela a été une véritable bénédiction dans ma vie. Merci du fond du cœur.

Je tiens à remercier Mme MOHABEDDINE et M. TADJADIT, membres du jury, d'avoir accepté d'évaluer notre projet. Merci pour votre précieux temps et votre contribution.

Amel

ملخص

فهم وتوصيف المباني القديمة أصبحا أولويات رئيسية في الوقت الحاضر. بالإضافة إلى ذلك، يعد دراسة التربة في الديناميكا أمرًا ضروريًا لتقييم استجابة الهياكل للزلازل وفهم تأثيرات الموقع. توفر طريقة الاهتزازات البيئية نهجًا عمليًا يسمح بتحديد جميع هذه المعلمات الديناميكية للمباني القديمة ;

تهدف هذه الدراسة الى الحصول على المعلمات الديناميكية في حالتها دراسة مختلفتين: (1) اثنتان من الأبراج في منطقة المحمدية. (2) اثنتان من الهياكل الموجودة في موقع عدل بدرقانة، باستخدام طريقة الاهتزازات البيئية-الهيكلي، مع تقييم استقرارية ودقة القياسات المجرأة.

الحالة الدراسية الأولى تشمل توصيف التربة باستخدام طريقة HVSR (النسبة الطيفية الأفقية إلى الرأسية) و Vs30 وفقًا لمعايير التوصيف المحددة في اللوائح الزلزالية الجزائرية RPA99/V2003. تم نمذجة البرجين باستخدام برنامج ETABS/2018 وتجهيزهما بأنظمة الاستشعار المتعددة. تم تقدير التردد باستخدام المعادلات التجريبية في الإصدارين القديم والجديد للوائح الزلزالية الجزائرية، وهما RPA 99/ V2003 و RPA 88. سيتم مقارنة وتفسير النتائج لتأكيد موثوقية برنامج التحليل المستخدم وتسلط الضوء على حدود المعادلات التجريبية الحالية في قوانين الزلازل الجزائرية. تمت مناقشة تأثير الرياح على الطريقة، بالإضافة إلى العلاقة بين التردد الخاص للهيكلي وامتصاص الطاقة فيه.

الحالة الدراسية الثانية تشمل توصيف التربة باستخدام Vs30 وفقًا لمعايير اللوائح الزلزالية الجزائرية RPA99/V2003. بعد ذلك، تنتقل إلى التوصيف الديناميكي باستخدام أنظمة الاستشعار لهيكليين ينتميان إلى بلوكين من الهياكل المرتبطة بمفاصل زلزالية من خلال قياسات الاهتزازات البيئية. تمت مقارنة ثلاثة معادلات تجريبية مشتقة من ثلاثة قوانين زلزالية مختلفة، وتم أيضًا تجهيز هيكليين ينتميان إلى بلوكين من الهياكل المرتبطة بمفاصل زلزالية. سيتم استخدام النتائج النظرية كمرجعية لتفسير الظواهر والانتباهات المكتشفة.

الكلمات الدالة: توصيف المباني القديمة، لاهتزازات البيئية، طريقة HVSR، مفاصل زلزالية.

Abstract

The understanding and characterization of existing buildings are now major priorities. The ambient vibration method offers a practical approach to determine their elastic dynamic parameters, such as natural frequencies, dampings and deformation modes. Consideration should also be given to the impact of the ground where these structures are located, because it greatly contributes in their seismic responses with potential site effect.

The objective of this study is to obtain the dynamic parameters in two distinct case studies: (1) Two towers at El-Mohammadia Les bananiers, (2) Two structures present on the AADL site of Dergana, using the method ambient-structure vibrations, while evaluating the stability and accuracy of the measurements taken.

The first case study includes a soil characterization by the HVSR method (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) and Vs30 method according to the RPA99/V2003 soil characterization criteria, a modeling of the two towers by ETABS/2018 software, their system instrumentation skewer and a frequency estimate from the empirical formulas of the two versions of the Algerian seismic regulations, namely the RPA 99/V2003 and the RPA 88. The results will then be compared and interpreted in order to confirm the reliability of the modeling software used and to implement highlights the limits of the current empirical formulas of seismic laws. The effect of wind on the method, as well as the relationship between the natural frequency of the structure and its damping were also discussed.

The second case study includes a soil characterization by Vs30 according to the criteria of the Algerian seismic regulation RPA99/V2003, a comparison between three empirical formulas from three seismic codes and an instrumentation of two buildings, forming part of two blocks of coupled structures by seismic joints, by measurements of ambient vibrations - structure. The dynamic characterization of the two buildings led to a comparison with the theoretical results which were taken as a reference to interpret the phenomena and anomalies detected.

Key words: Characterization of existing buildings, ambient vibration, HVSR method, seismic joints.

Résumé

La compréhension et la caractérisation des bâtis existants sont désormais des priorités majeures. La méthode des vibrations ambiantes offre une approche pratique permettant de déterminer leurs paramètres dynamiques élastiques, telles que les fréquences propres, les amortissements et les modes de déformation. Il convient également de prendre en considération l'impact du sol où sont implantées ces structures, car il contribue grandement dans leurs réponses sismiques avec les effets potentiels de site.

L'objectif de cette étude est d'obtenir les paramètres dynamiques dans deux cas d'étude distincts : (1) Deux tours à El-Mohammadia Les bananiers, (2) Deux structures présentes sur le site AADL de Dergana, en utilisant la méthode des vibrations ambiantes-structure, tout en évaluant la stabilité et la précision des mesures effectuées.

Le premier cas d'étude comporte une caractérisation de sol par la méthode HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) et Vs30 selon les critères de caractérisation du sol RPA99/V2003, une modélisation des deux tours par logiciel ETABS/2018, leurs instrumentations en système brochette et une estimation de fréquence à partir des formules empiriques des deux versions du règlement parasismique algérien à savoir le RPA 99/ V2003 et le RPA 88. Les résultats seront ensuite comparés et interprétés afin de confirmer la fiabilité du logiciel de modélisation utilisé et à mettre en évidence les limites des formules empiriques actuelles des lois parasismiques. L'effet du vent sur la méthode, ainsi que la relation entre la fréquence propre de la structure et son amortissement ont été également abordés.

Le deuxième cas d'étude comporte une caractérisation de sol par Vs30 selon les critères du règlement parasismique algérien RPA99/V2003, une comparaison entre trois formules empiriques issues de trois codes parasismiques et une instrumentation de deux bâtiments, faisant partie de deux blocs de structures couplées par des joints parasismiques, par mesures de vibrations ambiantes - structure. La caractérisation dynamique des deux bâtis a conduit à réaliser une comparaison avec les résultats théoriques qui ont été pris comme référence pour interpréter les phénomènes et anomalies détectés.

Mots clés: Caractérisation des bâtis existants, vibrations ambiantes, méthode HVSR, joints parasismiques.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

| | |
|---|-----------|
| Introduction | 12 |
| 1 Contexte et revue de littérature | 17 |
| 1.1 Problématiques..... | 17 |
| 1.2 Objectifs | 18 |
| 1.3 Présentation du travail | 20 |
| 1.4 Analyse bibliographique..... | 21 |
| 1.4.1 Historique bruit de fond | 21 |
| 1.4.2 Règlement Parasismiques Algériennes | 23 |
| 1.4.3 Méthode de modélisation de la maçonnerie | 27 |
| 2 Notions théoriques | 30 |
| 2.1 Fréquence et amortissement | 30 |
| 2.2 Rappel de dynamique des structures | 31 |
| 2.2.1 Oscillateur à un degré de liberté | 31 |
| 2.2.2 Modèle brochette | 33 |
| 2.3 Outils et notions de base pour l'analyse de bruit de fond | 38 |
| 2.3.1 Système vibratoire | 38 |
| 2.3.2 Logiciel de traitement : open source Geopsy | 39 |
| 2.4 Méthode d'analyse | 40 |
| 2.4.1 Acquisition de données par la méthode du bruit de fond structure | 40 |
| 2.4.2 Caractérisation du sol | 45 |
| 3 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles | 51 |
| 3.1 Description des tours | 51 |
| 3.2 Caractérisation du sol..... | 52 |
| 3.2.1 Méthode HVSR..... | 52 |
| 3.2.2 Méthode géophysique passive : Essais Down-Hole | 54 |
| 3.3 Partie I : Modélisation et analyse numérique..... | 57 |
| 3.3.1 Hypothèses | 57 |

| | |
|---|-----|
| 3.3.2 Calcul maçonnerie (Tour M)..... | 63 |
| 3.3.3 Analyse Modale..... | 67 |
| 3.4 Partie II : Analyse expérimentale | 74 |
| 3.4.1 Analyse expérimentale | 74 |
| 3.4.2 Résultats et interprétation | 76 |
| 3.5 Partie III: Calcul numérique | 89 |
| 3.5.1 Estimation de la période avec la formule du Règlement Parasismique Algérien RPA 99 /V2003..... | 89 |
| 3.5.2 Estimation de la période avec la formule du Règlement Parasismique Algérien RPA 88 90 | |
| 3.6 Partie IV : Comparaison des résultats | 91 |
| 3.6.1 Comparaison entre les fréquences numériques et expérimentales | 91 |
| 3.6.2 Comparaison entre les fréquences expérimentales et les fréquences calculées à partir des formules empiriques..... | 92 |
| 3.7 Conclusion | 93 |
| 4 2 ^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées | 96 |
| 4.1 Description des bâtiments | 96 |
| 4.2 Caractérisation du sol..... | 97 |
| 4.3 Calcul numérique : Estimation des périodes fondamentales..... | 98 |
| 4.4 Analyse expérimentale..... | 99 |
| 4.4.1 Résultats et interprétation | 101 |
| 4.5 Conclusion | 105 |
| 5 Conclusion Générale et Recommandations | 108 |
| 5.1. Conclusion générale | 108 |
| 5.2. Recommandations | 109 |
| Référence | 109 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| Figure 1- Illustration de la localisation des séismes de la Turquie et la Syrie par rapport aux plaques tectoniques. (USGS, Le Parisien)..... | 12 |
| Figure 2 –Exemples de sollicitation dynamique. (a) Excitateur à balourds [Boutin et al., 2001]. (b) Essai par lâcher [Luong et al., 1992]. (c) Essai par choc (Boutin et al., 2001) | 14 |
| Figure 3 –Localisations et traces des surfaces inférées des failles modifiée (JICA, 2006). Position des deux sites étudiés : Tours d’El Mohammadia (Site 1), Bâtiments AADL de Dergana (Site 2). | 15 |
| Figure 1.1 - Vue globale du site des deux tours. (Google Earth)..... | 19 |
| Figure 1.2 -Vue globale du site AADL de Dergana. (Google Earth)..... | 19 |
| Figure 1.3 - Représentation des bielles concentriques en compression. (FEMA 356) | 27 |
| Figure 2.1 - Les forces appliquées à un oscillateur. | 31 |
| Figure 2.2 - Modélisation brochette d’un bâtiment. (Dunand 2005) | 33 |
| Figure 2.3 - Comportement en cisaillement d’une structure. (Dunand 2005)..... | 36 |
| Figure 2.4 - Forces à appliquer pour imposer un déplacement unitaire au degré de liberté i et nul aux autres degrés de liberté pour le modèle en cisaillement. (Dunand 2005) | 36 |
| Figure 2.5 - Comportement en flexion d’une structure. (Dunand 2005) | 37 |
| Figure 2.6 - Comportement en flexion d’une structure..... | 37 |
| Figure 2.7 - Comportement en flexion d’une structure..... | 37 |
| Figure 2.8 - Forces à appliquer pour imposer un déplacement unitaire au degré de liberté i et nul aux autres degrés de liberté pour le modèle en flexion. (Dunand 2005) | 38 |
| Figure 2.9 - Représentation d’un système vibratoire. | 38 |
| Figure 2.10 - Matériel d’acquisition des mesures de bruit de fond structure : le capteur vélocimètre 2s (À droite), la station City Shark II (À gauche)..... | 41 |
| Figure 2.11 - Matériel d’acquisition des mesures de bruit de fond structure : sismomètre Lennartz 5 secondes tri-composant (À droite), la station City Shark II TM (à gauche). | 41 |
| Figure 2.12 - Les différentes étapes du calcul du rapport H/V d’après Bonnefoy-Claudet (2004) | 48 |
| Figure 2.13 - schéma de principe de l’essai Down Hole. (Innogeo) | 49 |
| Figure 3.1 - Les deux tours étudiées, façades extérieures. (Photos réelles) | 51 |
| Figure 3.2 - Distribution spatiale des mesures de vibration ambiante sol sur le site. (Google Earth) 52 | |
| Figure 3.3 - Rapport spectraux (HVSR) des enregistrements sol au niveau du site des tours, rapport spectral moyen de toutes les fenêtres (trait bleu) avec son écart type (tirets noirs). | 53 |
| Figure 3.4 - Localisation géographique de l’essai de mesure en profondeur Down-Hole. (Google Earth)..... | 54 |
| Figure 3.5 – a) Profil de vitesse des ondes P & S près du site (CGS, 2006). b) La colonne du sol. | 55 |
| Figure 3.6 - Illustration d’insertion des propriétés du béton dans la plateforme du logiciel ETABS/2018..... | 57 |
| Figure 3.7 - Illustration de la définition de la masse source sur le logiciel ETABS/2018..... | 58 |
| Figure 3.8 - Vue en plan du plancher du 3ème étage de la tour M avec les vides d’ascenseurs (x : la direction longitudinale, y : la direction transversale). | 60 |
| Figure 3.9 - Vue en élévation des tours à l’axe 2 | 60 |
| Figure 3.10 - Hypothèse de disposition des murs à double cloisons dans la tour du ministère..... | 63 |
| Figure 3.11 - Illustration d’insertion des propriétés du matériau de maçonnerie sur le logiciel ETABS/2018..... | 64 |
| Figure 3.12 - Vue en élévation de la disposition des murs en maçonnerie dans la tour M suivant les deux directions. | 66 |

| | |
|--|-----|
| Figure 3.13 - Vue en 3D des deux modèles tridimensionnels : Tour sans remplissage (À droite), tour avec remplissage en maçonnerie (À gauche) | 66 |
| Figure 3.14 - Comportement de la tour V dans la direction longitudinale selon les trois modes de translation de fréquences : 0.65 Hz, 1.84 Hz et 3.54 Hz respectivement. | 71 |
| Figure 3.15 - Comportement de la tour V dans la direction transversale selon les trois modes de translation de fréquences : 0.83 Hz, 2.51 Hz et 5.01 Hz respectivement. | 72 |
| Figure 3.16 - Comportement de la tour M dans la direction longitudinale selon les trois modes de translation de fréquences : 0.76 Hz, 2.12 Hz et 3.96 Hz respectivement. | 72 |
| Figure 3.17 - Comportement de la tour M dans la direction transversale selon les trois modes de translation de fréquences : 0.89 Hz, 2.67 Hz et 5.18 Hz respectivement. | 73 |
| Figure 3.18 - Schéma descriptif de la position et de l'orientation du capteur, Vue en plan. | 74 |
| Figure 3.19 - Schéma descriptifs de la disposition des capteurs : La tour V inoccupée et sans remplissage (À droite), la tour M avec remplissage en maçonnerie (À gauche). | 75 |
| Figure 3.20 - Enregistrement de bruit de fond au toit de la tour vide dans les deux directions longitudinale et transversale, fenêtres du signal stationnaire sur les deux composantes horizontales (Stationary signal). | 76 |
| Figure 3.21 - Spectres de Fourier en amplitude des deux tour M et V, identification des modes propres de vibration des tours : la direction transversale (À droite), la direction longitudinale (À gauche)... | 76 |
| Figure 3.22 - Spectres en amplitude des deux directions L et T : la tour V (A droite), la tour M (À gauche)..... | 78 |
| Figure 3.23 - Les spectres des deux tours V et M selon les deux directions L et T : tour V (A droite), tour M (À gauche)..... | 78 |
| Figure 3.24 - Les variations de l'amortissement mesuré avec le décrétement aléatoire dans le domaine temporel dans les deux directions L (longitudinale) et T (transversale) pour le premier mode : la tour V (À droite), la tour M (À gauche)..... | 81 |
| Figure 3.25 - Les déformées modales des trois premiers modes pour la tour M suivant les deux directions : direction transversale (À droite), direction longitudinale (À gauche)..... | 88 |
| Figure 3.26 - Les déformées modales des trois premiers modes pour la tour V suivant les deux directions : direction transversale (À droite), direction longitudinale (À gauche)..... | 88 |
| Figure 3.27 - Les déformées modales des trois premiers modes pour la tour V suivant les deux directions : direction transversale (À droite), direction longitudinale (À gauche)..... | 88 |
| Figure 3.28 - Les déformées modales des trois premiers modes pour la tour M suivant les deux directions : direction transversale (À droite), direction longitudinale (À gauche)..... | 88 |
| Figure 4.1 - Illustration des deux bâtiments R+5 et R+9, façades extérieures. (Photos réelles) | 96 |
| Figure 4.2 - Localisation géographique de l'essai des mesures Down Hole. (Google Earth) | 97 |
| Figure 4.3 - Illustration de disposition des capteurs dans les deux structures : bâtiment R+5 (A droite), bâtiment R+9 (A gauche)..... | 100 |
| Figure 4.4 - Enregistrement de bruit de fond du R+5 dans les deux directions longitudinale et transversale. Les zones colorées sont les fenêtres sélectionnées comme stable. | 100 |
| Figure 4.5 - Spectres de Fourier en amplitude des deux bâtis, identification des modes propres de vibration suivant les deux directions : bâtiment R+5 (A droite), bâtiment R+9 (A gauche). | 101 |
| Figure 4.6 - Les spectres des deux bâtiments selon les deux directions : bâtiment R+5 (A droite), bâtiment R+9 (A gauche). | 103 |

Liste des tableaux

| | |
|--|-----|
| Tab 1.1- Valeurs du coefficient CT. | 24 |
| Tab 1.2- Classification des sites. | 26 |
| Tab 3.1 - Dimensions des tours. | 52 |
| Tab 3.2 - Données du modèle du sol au niveau du site à partir du downhole DH1..... | 55 |
| Tab 3.3 - Propriétés des sections de chaque groupe de plancher..... | 59 |
| Tab 3.4 - Charge permanente des murs intérieurs. | 61 |
| Tab 3.5 - Charge permanente des murs extérieurs..... | 62 |
| Tab 3.6 - Paramètres de modélisation des bielles de maçonnerie. | 65 |
| Tab 3.7 - Mode propres de la tour V (x : Direction longitudinale, y : Direction transversale). | 67 |
| Tab3.8 - Modes propres de la tour M (x : Direction longitudinale, y : Direction transversale). | 68 |
| Tab 3.9 - Comparaison entre les modes propres de translation des deux tours (M et V). | 69 |
| Tab 3.10 - Rapports des fréquences propres des modes supérieurs à la première fréquence pour les deux tours suivant les deux directions..... | 71 |
| Tab 3.11 - Comparaison entre les fréquences identifiées des deux tours suivant les deux directions. | 77 |
| Tab 3.12 - Les modes propres identifiés des deux tours V et M suivant les deux directions..... | 79 |
| Tab 3.13 - Rapports des fréquences propres des modes supérieurs à la première fréquence pour les deux tours suivant les deux directions. Avec : L : direction longitudinale et T : la direction transversale | 80 |
| Tab 3.14 - Amortissements des modes propres identifiés pour les deux tours (M et V)..... | 83 |
| Tab 3.15 - Fréquences obtenus à partir du spectre de Fourier et à partir du décrétement aléatoire identifiés pour les deux tours V selon les deux directions. Avec f_{1d} , f_{2d} et f_{3d} représentent respectivement les fréquences propres des trois modes de translation obtenues par calcul de dumping. | 85 |
| Tab 3.16 - Fréquences obtenus à partir du spectre de Fourier et à partir du décrétement aléatoire identifiés pour les deux tours M selon les deux directions. Avec f_{1d} , f_{2d} et f_{3d} représentent respectivement les fréquences propres des trois modes de translation obtenues par calcul de dumping. | 86 |
| Tab 3.17 - Fréquences et amortissements au premier mode du toit de la tour V selon les deux directions. | 87 |
| Tab 3.18 - Données pour le calcul de la période | 89 |
| Tab 3.19 - Les fréquences calculées à partir du RPA99 /V2003 pour les deux tours V et M. | 90 |
| Tab 3.20 - Comparaison entre les fréquences expérimentales et numériques pour la tour V. | 91 |
| Tab 3.21 - Comparaison entre les fréquences expérimentales et numériques pour la tour M..... | 91 |
| Tab 3.22 - Tableau représentant les fréquences expérimentales et théoriques. | 92 |
| Tab 3.23 - Tableau résumant les résultats obtenus pour le premier mode. | 93 |
| Tab 4.1 - Dimensions des deux bâtiments R+5 et R+9. | 96 |
| Tab 4.2 - Données pour le calcul de la période..... | 98 |
| Tab 4.3 - Les fréquences associées aux périodes calculées par les trois formules pour les deux bâtiments R+5 et R+9. | 99 |
| Tab 4.4 - Fréquences mesurées dans les deux bâtis suivant les deux directions..... | 104 |

Introduction générale

« Ce ne sont pas les séismes qui tuent mais les bâtiments qui s'effondrent... ».

Il est souvent dit que le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier, mais quelle est vraiment la cause réelle des pertes humaines lors d'un séisme qui n'engendre aucune autre catastrophe naturelle ? Est-ce l'énergie libérée en profondeur ou est-ce la vulnérabilité du bâti ?

Nous pouvons répondre à ces questions en effectuant une comparaison de séismes plutôt connus :

La Turquie et la Syrie ont vécu un phénomène désastreux durant le mois de février dernier, où deux séismes (M 7.5 et M 7.8), qui ont été le résultat de la jonction de deux plaques tectoniques, ont frappé les deux pays aux alentours de leur frontière. Le bilan humain avait dépassé 50 000 morts.

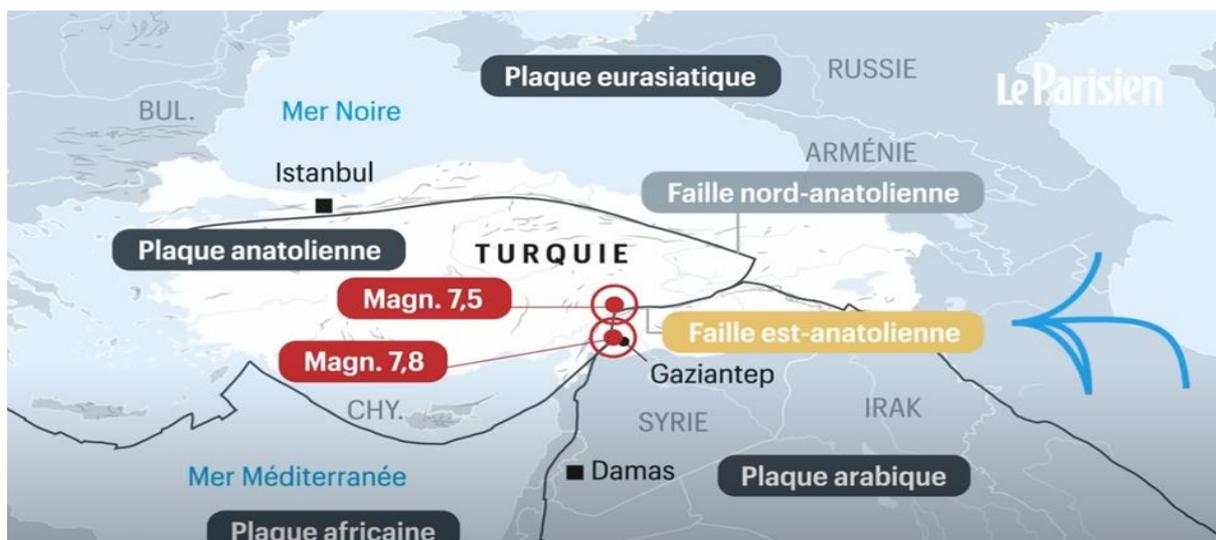


Figure 1- Illustration de la localisation des séismes de la Turquie et la Syrie par rapport aux plaques tectoniques. (USGS, Le Parisien)

En comparaison, le tremblement de terre de magnitude 8.2, survenu le 08 septembre 2017, à Chiapas, Mexique, n'a causé que 98 morts.

Introduction générale

La différence relevée respectivement par rapport aux pertes humaines et aux dommages montre bien que le problème figure autre part que dans la puissance des séismes.

La sismicité historique de l'Algérie présente que les pertes humaines dues aux séismes majeurs ont été très nombreuses. Durant les soixante-dix dernières années, pas moins d'une quinzaine de séismes dommageables ont frappé notre pays dont trois séismes majeurs, soit : El Asnam (1954, M 6.7, 1243 morts), El Asnam/Chlef (1980, M 7.2, 2633 morts), Boumerdes (2003, M 6.8, 2278 morts), mais encore, en comparant ces séismes avec le séisme du Chili de 2010, de magnitude 8.8, qui n'a provoqué que 402 victimes, nous pouvons conclure que les pertes sont plus expliquées par la conception des bâtiments que par l'énergie libérée lors des séismes.

Le risque sismique réside donc dans la rupture des éléments structuraux et l'effondrement des bâtis. La qualité des constructions est donc indispensable à la sécurité des biens et des personnes. C'est pour cela que les règlements parasismiques sont continuellement en recherches et développement pour améliorer la résistance des structures face aux sollicitations sismiques et réduire ainsi essentiellement le risque sismique lié aux constructions neuves.

Par contre, bien que les règlements sismiques soient en constante mise à jour, le nombre de victimes ne semble pas significativement baisser. Des recherches estiment qu'il y a eu autant de victimes au cours de la seconde moitié du siècle dernier que pendant la première. Les appréhensions se rapportent ainsi sur les bâtiments existants, qui généralement ont une conception insuffisante qui date d'avant les mises à jour des règlements parasismiques ou peut-être même de bien avant les règlements (ex : les monuments).

La connaissance et la caractérisation du bâti existant est donc devenue une problématique de premier ordre. L'auscultation des bâtiments et la caractérisation de leurs paramètres dynamiques est possible aujourd'hui à l'aide de différentes méthodes qui se distinguent d'après deux types de sources d'excitation : actives ou passives.

Introduction générale

Les sollicitations **actives** permettent d'estimer aisément le comportement des structures par apport d'énergie :

- a. Mesure avec excitation harmonique.
- b. Mesures sous lâcher.
- c. Mesure sous choc.

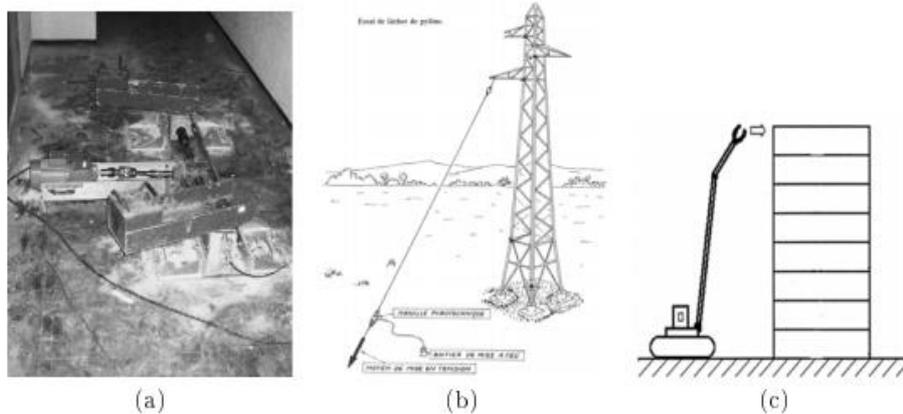


Figure 2—Exemples de sollicitation dynamique. (a) Excitateur à balourds [Boutin et al., 2001]. (b) Essai par lâcher [Luong et al., 1992]. (c) Essai par choc (Boutin et al., 2001)

Ces tests présentent l'avantage de permettre le contrôle de l'énergie appliquée sur la structure et des inconvénients des coûts, des contraintes instrumentales et parfois même des dommages résultant de ces essais.

Les sollicitations **passives**, non volontaires tels que les séismes et le vent, nécessitent des conditions idéales pour effectuer la mesure, ce qui fut le principal inconvénient pour leurs exploitations. Celle qui brave cet obstacle est *le bruit de fond*.

Le bruit de fond sismique aussi appelé “vibrations ambiantes” sont des vibrations involontaires provenant de deux types de sources principales :

- a) Sources d'origine naturelle de fréquences inférieures à 0.2 Hz.
- b) Sources d'origine anthropique de fréquences supérieures à 1 Hz.

L'avantage principal des vibrations ambiantes est leur disponibilité permanente, qui évite d'avoir à créer un système mécanique pour produire une sollicitation. Ses faibles

Introduction générale

amplitudes n'abîment pas les structures et ne provoquent aucune perturbation pour celles en service. L'étude dynamique devient donc rapide, simple et peu coûteuse.

Dans notre travail nous explorons les différentes applications de la méthode des vibrations ambiantes sur deux sites différents. Les choix de nos sites sont les suivants :

- Deux tours jumelles, de hauteur ~70m (Tall Buildings), localisées dans la commune d'El Mohammadia, wilaya d'Alger.
- Deux bâtiments un R+5 et un R+9 d'une cité AADL à Dergana, dans la commune de Bordj El Bahri, à l'est de la wilaya d'Alger.

Nos deux sites se situent dans le bassin de la Mitidja caractérisé par un fort remplissage sédimentaire, près de la baie d'Alger, classés zone à fort risque sismique (zone III) selon le RPA 99/ V2003. Bordés par un réseau de failles actives comme illustré ci-dessous :

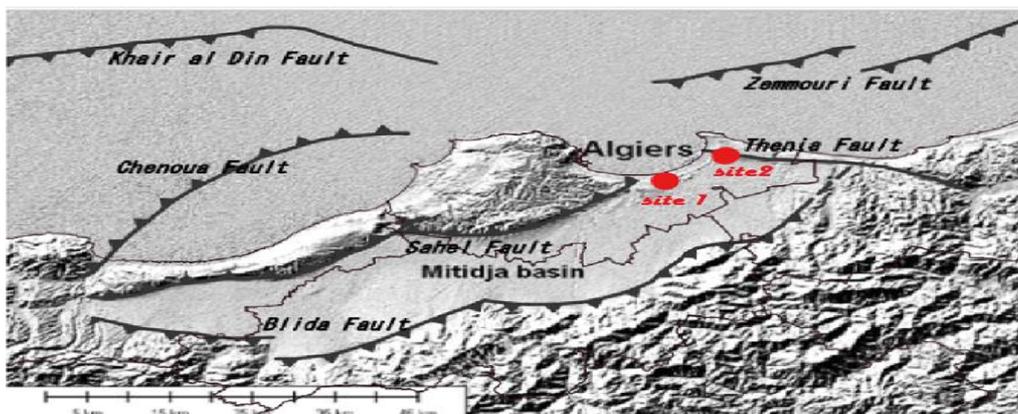


Figure3–Localisations et traces des surfaces inférées des failles modifiée (JICA, 2006). Position des deux sites étudiés : Tours d'El Mohammadia (Site 1), Bâtiments AADL de Dergana (Site 2).

Chapitre 1 : Contexte et revue de littérature

Ce chapitre présente les problématiques posées, les objectifs à atteindre ainsi que la bibliographie de toutes les formules exploitées au cours de ce travail. Pour donner une vue globale des chapitres à venir un plan explicite est également présenté.

1. Contexte et revue de littérature

1 Contexte et revue de littérature

1.1 Problématiques

Le dimensionnement des ouvrages se fait en deux étapes distinctes. D'abord un pré dimensionnement des éléments de structure par analyse statique, puis une vérification par analyse dynamique.

L'analyse dynamique se base sur la détermination de l'effort sismique que la structure est supposée contrer ; ce qui revient à la détermination des paramètres physiques de cette dernière par une approche théorique à l'aide d'un logiciel de calcul.

Quel est donc le degré de fiabilité du logiciel ? Les résultats obtenus sont-ils vraiment conformes à la réalité ?

La méthode des vibrations ambiantes-structure, permet d'identifier les paramètres dynamiques structuraux ou paramètres modaux d'une structure tels que : les fréquences, l'amortissement et déformées modales.

Ces paramètres sont-ils représentatifs du comportement d'une structure en réponse à un séisme ? La précision de ces paramètres est-elle pertinente ?

Le règlement parasismique algérien (RPA99/ V2003) nous donne des estimations de la période fondamentale d'une structure en utilisant des formules empiriques en fonction de la hauteur et des dimensions du bâti.

Les résultats obtenus à partir de ces formules sont-ils comparables avec ceux obtenus par l'analyse expérimentale et numérique ? Que pouvons-nous dire sur l'exactitude de ces aboutissements ?

Il est difficile de déterminer les paramètres dynamiques des structures couplées pour l'étude de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment. Plusieurs problèmes en découlent.

Quels sont ces problèmes et comment les détecter ?

1. Contexte et revue de littérature

La caractérisation du sol est un enjeu important dans l'étude d'une structure. Elle se fait par différentes méthodes et nous renseigne sur différents phénomènes possibles.

Quelles sont les méthodes qui la déterminent ? Quels phénomènes en découlent ?

1.2 Objectifs

L'objectif principal de ce travail sera d'étudier les applications de la méthode de vibrations ambiantes et son apport dans deux cas de figure.

Le premier cas présente la caractérisation numérique et dynamique des premières tours en Algérie construites au début des années 2000, caractérisées par une hauteur de ~70 mètres, en vue d'une bonne compréhension de leurs comportements dynamiques.

Comme les structures sont ancrées dans le sol, on commence par sa caractérisation en appliquant les conditions de classification selon les critères du règlement parasismique algérien RPA99/V2003 et exploiter les résultats obtenus par la méthode HVSR, afin d'affirmer ou confirmer la présence d'un phénomène de résonance. Ensuite, on passe à l'analyse numérique par la modélisation des deux tours (avec et sans remplissage) en utilisant le logiciel ETABS/2018. Puis, on en vient à la caractérisation des paramètres modaux à l'aide de la méthode des vibrations ambiantes-structure.

A partir de là, on passe à une étude comparative des résultats expérimentaux obtenus avec les résultats numériques. Cette comparaison nous permettra d'étudier la fiabilité du logiciel de calcul et la précision de la méthode des vibrations ambiantes-structure dans la caractérisation des paramètres modaux. Beaucoup d'effets seront pris en compte lors de l'étude, tels que l'effet de la maçonnerie sur la rigidité de la structure, l'effet des conditions climatiques sur la méthode des vibrations ambiantes, l'effet de flexion cisaillement sur le bâti et l'effet d'interaction sol-structure.

Au final, On aborde l'aspect physique par une comparaison avec les résultats obtenus en utilisant les formules empiriques préconisées par différentes versions du règlement Parasismique algérien RPA99/ V2003 et RPA 88 sera menée et des conclusions en seront extraite.

1. Contexte et revue de littérature

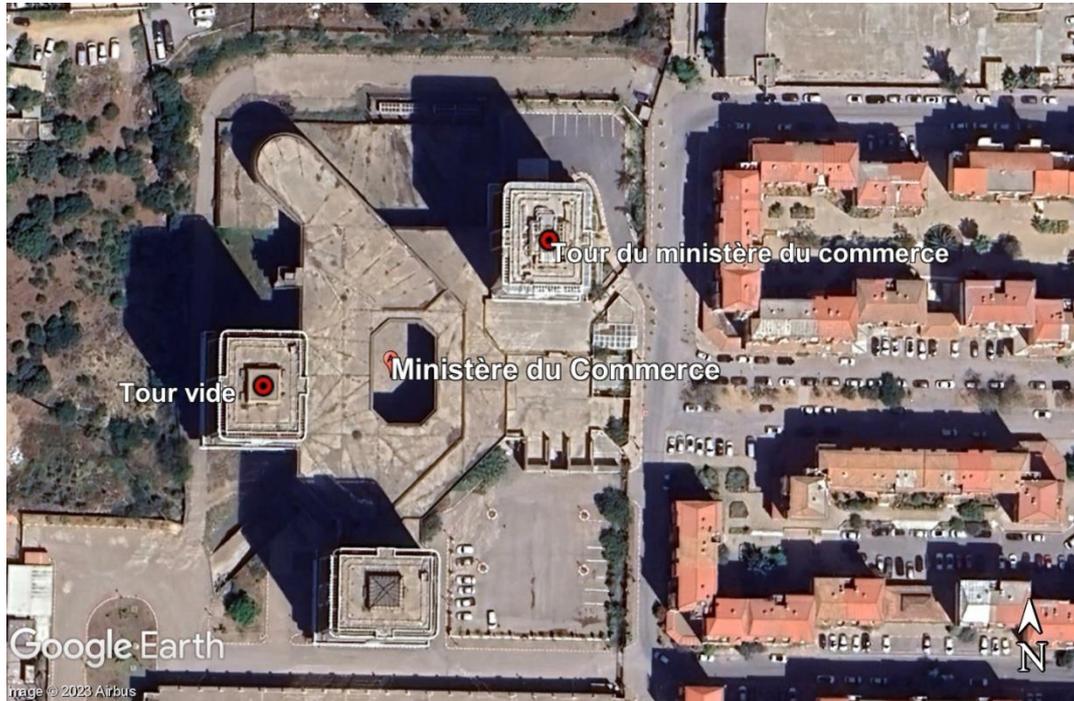


Figure 1.1 - Vue globale du site des deux tours. (Google Earth)

Le second cas présente l'étude de deux bâtiments un R+5 et un R+9 dans un site AADL situé à Dergana : l'objectif principal de ce cas est de définir les paramètres dynamiques de structures couplées à l'aide de la méthode des vibrations ambiantes-structure.



Figure 1.2 - Vue globale du site AADL de Dergana. (Google Earth)

1. Contexte et revue de littérature

On entame le travail par la caractérisation du sol selon V_{s30} en se basant sur les conditions de classification et caractérisation du sol selon les critères du règlement parasismique algérien RPA99/V2003. Ensuite, on passe à l'estimation des fréquences propres des deux bâtiments en : R+5 et R+9 sélectionnées sur le site par une approche théorique à l'aide de trois formules empiriques extraites de trois règlements parasismiques (RPA 88, Eurocode8 et UBC 88). Enfin, on passe à la caractérisation de leurs paramètres dynamiques par une approche expérimentale. Ces résultats expérimentaux seront confrontés aux résultats tirés du calcul théorique.

1.3 Présentation du travail

Dans le **2^{ème} chapitre** nous présenterons de brefs rappels théoriques sur la dynamique des structures et des notions sur la méthode expérimentale utilisée et tout ce qui sera nécessaire pour la compréhension des principes de base utilisés pour effectuer ce travail.

Dans le **3^{ème} chapitre** nous présenterons le premier cas d'application : les tours jumelles des bananiers, Alger, ce chapitre traite **quatre** axes principaux :

1. L'analyse modale numérique : Nous présenterons les deux tours expérimentées, ainsi que les modèles numériques 3D développés à l'aide du logiciel ETABS/2018 en se basant sur les plans fournis. L'analyse modale effectuée nous communiquera les modes propres à la structure.

2. L'analyse modale expérimentale : Nous présenterons une application sur l'apport de la méthode des vibrations ambiantes-structure sur les deux tours instrumentées, modélisées auparavant. Cette instrumentation nous permettra d'étudier les modes de comportement des tours et en déduire leurs déformées modales.

3. Calcul numérique : Une estimation des fréquences fondamentales, à l'aide des formules empiriques des règlements parasismiques algériens RPA99/V2003 et RPA 88, sera effectuée et interprétée.

4. Comparaison des résultats : Des comparaisons entre les résultats obtenus à partir des différentes approches seront effectuées.

1. Contexte et revue de littérature

Dans le 4^{ème} chapitre nous présenterons le cas de deux bâtiments du site AADL de Dergana, Alger, qui se compose de **deux** parties :

1. Estimation des fréquences théoriquement : Nous présenterons les résultats obtenus à partir de formules empiriques issues de trois différents codes parasismiques.
2. L'analyse modale expérimentale : La méthode des vibrations ambiantes-structure sera appliquée sur deux bâtis (R+5 et R+9), et nous en tirerons leurs paramètres modaux.

La conclusion générale portera sur la clôture de l'étude et les recommandations pour chaque problème posé.

1.4 Analyse bibliographique

1.4.1 Historique bruit de fond

Les premières observations du bruit de fond sismique ont eu lieu en 1872, Bertelli a pu observer le phénomène en installant un pendule et en observant son mouvement toujours présent. L'auteur a donc pu constater une corrélation entre ces microséismes et des perturbations de pression atmosphérique (Bertelli, 1872). Depuis et jusqu'à nos jours, de nombreuses études sur le bruit de fond ont été menées.

Trois périodes principales peuvent décrire l'évolution d'utilisation des vibrations ambiantes : avant 1950, de 1950 à 1970, et de 1970 à nos jours.

1.4.1.1 Avant 1950

Depuis le début du 20^e siècle, période dans laquelle ont eu lieu les premières mesures de vibration dans les bâtiments au Japon par le sismologue Fusakichi Omori, les mesures réalisées dans les structures de génie civil ont permis de caractériser leur comportement. Les premières mesures ont mis en évidence l'existence de fréquences propres. Par la suite l'amortissement et les modes propres ont pu être identifiés.

1. Contexte et revue de littérature

Après le séisme de 1933 à Long Beach en Californie de magnitude 6.4, le bruit de fond a commencé à être utilisé par le “U.S. Coast and Geodetic Survey”, pour estimer la période fondamentale dans plus de 200 bâtiments. (D. S. Carder : Earthquake investigations in California, 1934-1935).

1.4.1.2 De 1950 jusqu’à 1970

L'épanouissement de la sismologie et le développement du matériel (capteurs, chaînes d'acquisition) ont mené vers une dynamique de recherche positive pour la compréhension du phénomène bruit. Différents chercheurs ont rapidement compris la richesse et applications possibles du bruit, et ainsi essayé de comprendre son origine et sa nature. Dans les Années 70, les scientifiques ont commencé à utiliser le bruit de fond sismique pour étudier la structure interne de la terre en utilisant des techniques d'imagerie sismique, et pour détecter les changements dans l'activité sismique et étudier les propriétés des couches superficielles. En somme, selon Sylvette Bonnefoy-Claudet (2004), les années 1950 à 1970 ont été une période de développement et de croissance pour l'étude du bruit de fond sismique, qui a conduit à de nombreuses avancées dans la compréhension de la structure interne de la Terre et de l'activité sismique.

1.4.1.3 De 1970 jusqu’à nos jours

Ces mesures ont depuis été utilisées pour mesurer les paramètres dynamiques (fréquences, amortissements, déformées modales) de différents types de structures comme les ponts, les centrales nucléaires, les barrages et les bâtiments.

Depuis les années 70 jusqu’à nos jours, le nombre de publications concernant le bruit augmente chaque année. Environ 95 % traitent des applications générales du bruit de fond et/ou des études de site spécifiques.

En 1996, Farsi fut le premier à exploiter la méthode de vibrations ambiantes-structure en Algérie. Après l'estimation des fréquences propres d'un certain nombre de bâtiments de Grenoble, une affinité entre ces fréquences et certains paramètres des bâtiments a engendré une

1. Contexte et revue de littérature

formule empirique valable pour les bâtiments à murs porteurs en béton armé construits en France.

En 2006, Kibboua a appliqué la méthode sur un pont à haubans à Mila et il a été en mesure de déterminer les fréquences propres du pont dans toutes les directions ainsi que les amortissements correspondant grâce à la méthode du décrétement aléatoire.

En 2011, Bourahla a appliqué la méthode sur trois bâtiments adjacents, séparés deux à deux par des joints sismiques, pour déterminer la non-conformité ou l'insuffisance de ces joints et donc le risque de l'entrechoquement des structures en cas de séisme.

En 2019, Spoldi et Russo ont utilisé la méthode pour identifier les mécanismes d'effondrement des monuments Népalais en maçonnerie de bois endommagés par l'événement sismique de 2015 qui a frappé Katmandou et sa vallée.

1.4.2 Règlement Parasismiques Algériennes

Le règlement parasismique algérien RPA99/V2003 est un document technique réglementaire fixant les règles de conception et de calcul des constructions en zone sismique en Algérie.

Ce règlement vise à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux pour le comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement ni perte de stabilité face à un séisme majeur plus rare.

1. Contexte et revue de littérature

1.4.2.1 Estimation de la période fondamentale

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

a. RPA 99/ 2003

La formule empirique à utiliser dans tous les cas listés dans le tableau **1.1**:

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (1.1)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tableau ci-dessous :

Tab 1.1- Valeurs du coefficient C_T .

| Cas n° | Système de contreventement | C_T |
|--------|---|-------|
| 1 | Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0.075 |
| 2 | Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie | 0.085 |
| 3 | Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie | 0.05 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0.05 |

Dans les cas numéro 3 et 4, on peut également utiliser la formule :

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad (1.2)$$

D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

1. Contexte et revue de littérature

Remarque : Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des 2 valeurs données respectivement par (1.1) et (1.2).

b. RPA 88

La valeur de la période T peut être déterminée par la formule suivante :

$$T = 0.1 N \quad (1.3)$$

N : nombres d'étages du bâtiment.

c. Eurocode 8

$$T = 0.075 h_n^{3/4} \quad (1.4)$$

d. L'UBC 88

$$T = \frac{0.09 h}{\sqrt{L}} \quad (1.5)$$

h et *h_n*: hauteur du bâtiment

L : Direction

1.4.2.2 Caractérisation du sol

Les sites sont classés en 4 catégories, en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Catégorie S₁ (site rocheux) : Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement : $V_s \geq 800$ m/s

Catégorie S₂ (site ferme) : Dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile surconsolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec : $800 \text{ m/s} \geq V_s \geq 400 \text{ m/s}$, à partir de 10 m de profondeur.

Catégorie S₃ (site meuble) : Dépôts épais de sables et graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec : $400 \text{ m/s} \geq V_s \geq 200 \text{ m/s}$, à partir de 10 m de profondeur.

1. Contexte et revue de littérature

Catégorie S_4 (site très meuble) :

- Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec : $V_s \leq 200 \text{ m/s}$ dans les 20 premiers mètres.
- Dépôt d'argile molle à moyennement raide avec : $V_s \leq 200 \text{ m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques des autres résultats d'essais (pénétromètre statique, SPT, pressiomètre...) peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant :

Tab 1.2- Classification des sites.

| Catégorie | Description | $V_s(\text{m/s})(*)$ |
|-----------|--|---|
| S_1 | Rocheux | $V_s \geq 800 \text{ m/s}$ |
| S_2 | Ferme | $800 \text{ m/s} \geq V_s \geq 400 \text{ m/s}$ |
| S_3 | Meuble | $400 \text{ m/s} \geq V_s \geq 200 \text{ m/s}$ |
| S_4 | Très meuble ou présence de 3 m au moins d'argile molle | $100 \leq V_s < 200 \text{ m/s}$ |

(*) : Vitesse des ondes de cisaillement.

$$V_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{s_i}}\right)} \quad (1.6)$$

V_{s_i} : Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur h_i .

1. Contexte et revue de littérature

1.4.3 Méthode de modélisation de la maçonnerie

Parmi les différentes méthodes de modélisation de maçonnerie, nous présentons la méthode des bielles diagonales équivalentes, en exploitant les recommandations de la FEMA 356, pour déterminer ses caractéristiques géométriques.

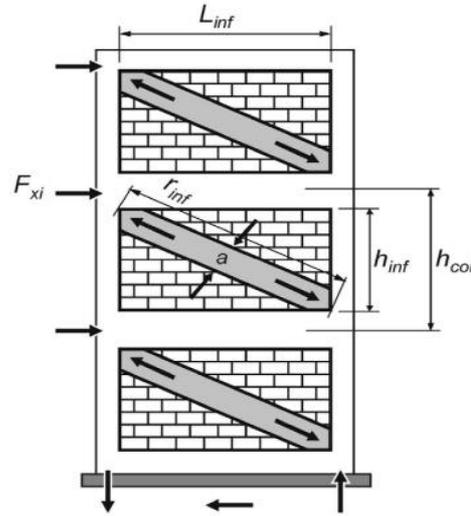


Figure 1.3 - Représentation des bielles concentriques en compression. (FEMA 356)

Selon la FEMA 356, les murs de remplissage en maçonnerie avant fissuration sont modélisés avec une barre de compression diagonale équivalente de largeur, a . L'épaisseur et le module d'élasticité de la bielle sont identiques à ceux du panneau de remplissage représenté (figure 1.6). L'expression mathématique de la largeur de la bielle équivalente, a :

$$a = 0.175(\lambda_l h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (1.7)$$

Avec :

$$\lambda_l = \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin(2\theta)}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4} \quad (1.8)$$

$$r_{inf} = \sqrt{h_{inf}^2 + L_{inf}^2} \quad (1.9)$$

$$E_{me} = 550 f_{me} \quad (1.10)$$

h_{col} : Hauteur du poteau entre les entraxes des poutres (m).

h_{inf} : Hauteur du mur en maçonnerie (m).

E_{fe} : Module de Young du béton (MPa).

1. Contexte et revue de littérature

E_{me} : Module de Young de la maçonnerie (MPa).

I_{col} : Moment d'inertie du poteau (m^4).

L_{inf} : Largeur du mur en maçonnerie (m).

r_{inf} : Longueur diagonale du mur en maçonnerie (m).

t_{inf} : Épaisseur du mur en maçonnerie (m).

θ : L'angle que fait la diagonale avec la largeur du mur en maçonnerie (rad).

λ_l : Coefficient utilisé pour déterminer l'épaisseur équivalente de la bielle.

f_{me} : Force de compression de la maçonnerie (MPa).

Remarque :

Pour déterminer f_{me} avec une bonne précision nous utiliserons la formule extraite du code IS 1905, exprimer par :

$$f_{me} = 0.433 f_b^{0.64} f_{mo}^{0.36} \quad (1.11)$$

Avec :

f_b : Force de compression de la brique (MPa).

f_{mo} : Force de compression du mortier (MPa).

Chapitre 2 : Notions théoriques

Ce chapitre présente le volet théorique concernant les concepts clés de l'amortissement et de la fréquence, ainsi que les méthodes d'analyse et de caractérisation du sol.

Nous commencerons par une analyse historique, une définition et une discussion de l'importance de l'évaluation des paramètres physiques des bâtiments : la fréquence et l'amortissement.

Nous procéderons ensuite à un rappel sur la dynamique des structures, en examinant notamment le système à un degré de liberté ainsi que le modèle brochette de flexion et de cisaillement.

Puis nous présenterons les outils et notions de base nécessaire à une analyse complète. Nous étudierons le concept de décrément aléatoire, qui est une mesure de l'amortissement dans les structures. Nous aborderons également l'acquisition de données en utilisant la méthode des vibrations ambiantes-structure, en détaillant son principe, sa démarche expérimentale, ainsi que la définition de la fréquence, de l'amortissement et des déformées modales.

Enfin, nous présenterons les méthodes et les essais qui sont utilisés pour caractériser les propriétés du sol.

2. Notions théoriques

2 Notions théoriques

2.1 Fréquence et amortissement

L'étude de la fréquence des structures remonte à plusieurs siècles, mais a vraiment pris de l'ampleur à partir du XIXe siècle avec l'avènement de la théorie de l'élasticité et l'utilisation de l'analyse modale. Aujourd'hui, la fréquence propre qui par définition correspond à la fréquence à laquelle la structure vibrait comme si elle était perturbée et relâchée dans un environnement sans frottements ni pertes d'énergie est une caractéristique fondamentale dans la conception et l'analyse de divers types de structures.

Toutefois, l'origine de l'amortissement, qui mesure l'énergie dissipée par la structure lors de son mouvement en réponse aux vibrations ambiantes demeure incertaine rendant difficile la détermination du niveau d'amortissement nécessaire dans la phase de conception des bâtiments.

Selon Jeary en 1986, l'amortissement varie en fonction de l'amplitude de la sollicitation et dépend de plusieurs mécanismes inconnus.

Des modèles théoriques ont commencé à prendre en compte l'amortissement dès les années 30, en y identifiant trois types dans les structures : le frottement constant, le frottement visqueux proportionnel à la vitesse du mouvement et le frottement proportionnel à la nième puissance de la vitesse du mouvement, regroupés en un seul terme appelé l'amortissement visqueux équivalent par Jacobsen.

Selon une étude menée par Dunand en 2005, confirmée par les observations de Mikael en 2011, il existe une corrélation entre la fréquence propre et son amortissement, En effet il a été observé que l'amortissement sismique augmentait avec la fréquence propre. Cette corrélation est due à l'interaction sol-structure, qui peut être influencée par l'amortissement radiatif. Un phénomène qui se produit lorsque les ondes sismiques se propagent dans le sol. Celles-ci peuvent être absorbées et converties en énergie thermique, réduisant ainsi l'amplitude des vibrations sismiques.

Même si le modèle théorique indiquait que cette corrélation existait uniquement dans le cas de bâtiments fondés sur des sols souples, Dunand à travers des applications en 2005 a observé cette relation quelles que soient les conditions du sol de fondation.

2. Notions théoriques

2.2 Rappel de dynamique des structures

2.2.1 Oscillateur à un degré de liberté

Il est courant d'utiliser un oscillateur simple pour idéaliser un système à un seul degré de liberté. Ce dernier est constitué d'une masse m qui est reliée à un point fixe par un ressort de raideur k et un amortisseur visqueux linéaire d'un coefficient c . Le système est capable de se déplacer dans une seule direction et sa position peut être définie en se basant sur le déplacement $\mathbf{x}(t)$ qui est relatif à sa base. Le déplacement imposé à la base de l'oscillateur afin de mettre le système en mouvement est noté $\mathbf{F}(t)$.

2.2.1.1 Formulation de l'équation du mouvement - oscillations libres

Le système différentiel qui régit le mouvement de cet oscillateur est déterminé par le bilan des forces appliquées à ce dernier.

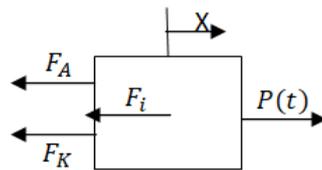


Figure 2.1 - Les forces appliquées à un oscillateur.

Le bilan des forces nous donne :

$$F_i + F_A + F_K = P(t) \quad (2.1)$$

Dont :

$$\text{Force d'inertie : } F_i = m\ddot{x}$$

$$\text{Force d'amortissement : } F_A = c\dot{x}$$

$$\text{Force de rappel : } F_K = kx$$

L'équation 2.1 devient :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = P(t) \quad (2.2)$$

Dans ce qui suit et dans le cadre de notre étude sur les vibrations ambiantes, nous nous intéressons aux oscillations libres, c'est-à-dire non forcées, l'équation 2.2 devient :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.3)$$

2. Notions théoriques

En divisant l'équation 2.3 par m

$$\ddot{x} + 2\xi\omega_0\dot{x} + \omega_0^2x = 0 \quad (2.4)$$

Dont :

Le pourcentage de l'amortissement critique :

$$\xi = \frac{c}{2m\omega_0} \quad (2.5)$$

La pulsation propre de l'oscillation :

$$\omega_0 = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.6)$$

2.2.1.2 Solution de l'équation du mouvement - oscillations libres

L'équation 2.4 admet comme solution :

$$x(t) = Ae^{\lambda t} \quad (2.7)$$

En substituant cette expression dans l'équation de mouvement 2.4 on obtient :

$$\lambda^2 + 2\xi\omega_0\lambda + \omega_0^2 = 0 \quad (2.8)$$

Les racines de cette équation sont données par :

$$\lambda_{1,2} = -\xi\omega_0 \pm \sqrt{\omega_0^2(\xi^2 - 1)} \quad (2.9)$$

Pour les structures de génie civil, l'amortissement est faible : $\xi < 1$, alors les racines deviennent :

$$\lambda_{1,2} = -\xi\omega_0 \pm i\omega_D \quad (2.10)$$

Avec la pulsation propre amortie :

$$\omega_D = \omega_0\sqrt{(\xi^2 - 1)} \quad (2.11)$$

L'équation de la réponse s'écrit alors comme suit :

$$x(t) = [A_1 \sin(\omega_D t) + A_2 \cos(\omega_D t)]e^{-\xi\omega_0 t} \quad (2.12)$$

Si on prend comme condition initiales : $x(0) = x_0$ et $\dot{x}(0) = \dot{x}_0$

2. Notions théoriques

Alors l'équation 2.12 prend la forme suivante :

$$x(t) = \left[\frac{\dot{x}_0 + x_0 \xi \omega_0}{\omega_D} \sin(\omega_D t) + x_0 \cos(\omega_D t) \right] e^{-\xi \omega_0 t} \quad (2.13)$$

2.2.2 Modèle brochette

La méthode brochette est une technique fréquemment employée en génie parasismique afin de modéliser la plupart des structures régulières qui peuvent être représentées sous forme d'une série de masses liées entre elles par des barres ayant une certaine rigidité en flexion ou en cisaillement.

Dans ce modèle, les étages de la structure sont assimilés aux masses, tandis que les barres représentent la rigidité des éléments de contreventement.

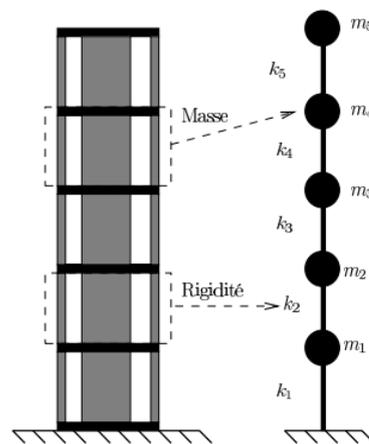


Figure 2.2 - Modélisation brochette d'un bâtiment. (Dunand 2005)

2.2.2.1 Périodes propres et modes propres

Le comportement dynamique d'un modèle brochette est souvent décrit par un système d'équations différentielles qui prend en compte les forces agissant sur le système.

Ce système d'équations différentielles est défini comme suit :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = \{P(t)\} \quad (2.14)$$

Selon la méthode standard d'analyse statique des structures, on peut évaluer les éléments de la matrice de rigidité. Ce processus implique de trouver le système de forces qui permet d'annuler

2. Notions théoriques

les déplacements pour tous les degrés de liberté, à l'exception du degré de liberté où le déplacement est unitaire, afin de déterminer les éléments de la matrice de rigidité.

Si l'on considère la matrice F comme étant la matrice de chargement statique, composée de vecteurs de force, alors la matrice de rigidité peut être définie comme suit :

$$[K][\delta_{ij}] = [F] \quad (2.15)$$

Tel que :

$$\begin{aligned} \delta_{ij} &= 0 \quad \text{si } i \neq j \\ \delta_{ij} &= 1 \quad \text{si } i = j \end{aligned} \quad (2.16)$$

La résolution du système différentiel implique souvent la nécessité de trouver une base modale permettant de diagonaliser les matrices de masse et de rigidité du système ce qui permet de "découpler" les équations différentielles du système, en les rendant indépendantes les unes des autres, et facilite grandement la résolution.

Cette base modale existe si :

$$\det ([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (2.17)$$

Il existe n racines réelles ω_i appelées valeurs propres pouvant être solution.

Pour chaque valeur propre il existe un vecteur modal noté qui peut être défini par l'expression suivante :

$$([K] - \omega^2[M])\{\phi_i\} = \{0\} \quad (2.18)$$

En multipliant le système par on obtient :

$$\omega_i^2 = \frac{\{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\}}{\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\}} = \frac{k_i}{m_i} \quad (2.19)$$

On nomme :

Périodes propres du système :

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (2.20)$$

Fréquences propres du système :

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} \quad (2.21)$$

2. Notions théoriques

2.2.2.2 Superposition modale

Rappelons que les modes propres d'un système à plusieurs degrés de liberté sont orthogonaux.

Orthogonalité par rapport à la masse :

$$\begin{aligned} m_i &= \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} = 0 \text{ si } i \neq j \\ m_i &= \{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} = 1 \text{ si } i = j \end{aligned} \quad (2.22)$$

Orthogonalité par rapport à la rigidité :

$$\begin{aligned} k_i &= \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\} = 0 \text{ si } i \neq j \\ k_i &= \{\phi_i\}^T [K] \{\phi_i\} = 1 \text{ si } i = j \end{aligned} \quad (2.23)$$

Orthogonalité par rapport à l'amortissement :

$$\begin{aligned} c_i &= \{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\} = 0 \text{ si } i \neq j \\ c_i &= \{\phi_i\}^T [C] \{\phi_i\} = 1 \text{ si } i = j \end{aligned} \quad (2.24)$$

Du fait que toutes les matrices sont diagonales, la résolution du système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres amorties peut être simplifiée en considérant une superposition d'oscillateurs à un degré de liberté.

L'équation du mouvement s'écrit alors :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = 0 \quad (2.25)$$

Le vecteur de déplacement y_i dans la base modale tel que :

$$x(t) = \sum \{\phi_i\} y_i \quad (2.26)$$

2.2.2.3 Brochette de cisaillement

Dans le présent paragraphe, le modèle de cisaillement étudié suppose que les planchers sont des diaphragmes ayant une rigidité infinie comparée à celle des contreventements. Cela implique qu'il n'y a pas de transmission de moment entre deux étages consécutifs.

2. Notions théoriques

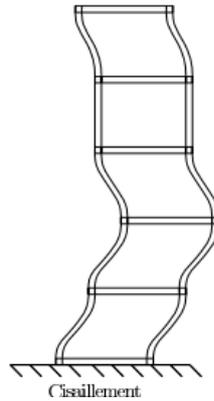


Figure 2.3 - Comportement en cisaillement d'une structure. (Dunand 2005)

Pour déterminer la matrice de rigidité dans le cas du comportement en cisaillement, la méthode est relativement simple. En effet, pour contraindre un degré de liberté à se déplacer sans que les autres ne bougent, il suffit d'appliquer trois forces sur ce degré de liberté.

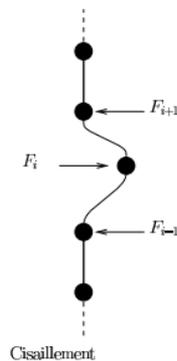


Figure 2.4 - Forces à appliquer pour imposer un déplacement unitaire au degré de liberté i et nul aux autres degrés de liberté pour le modèle en cisaillement. (Dunand 2005)

En vue de résoudre le système d'équations, il est nécessaire de se référer à la base des modes propres afin de diagonaliser les matrices.

Cette opération n'est possible que si l'équation suivante est vérifiée :

$$\det ([K] - \omega^2[M]) = 0 \quad (2.27)$$

Si les coefficients m_i et k_i sont constants et égaux à m et k , il est possible de trouver une solution analytique pour le système et les fréquences seront données par la formule suivante : (Asanchev, 1993)

$$f_i = \frac{1}{\pi} \sin \left(\frac{2i - 1}{2n + 1} \frac{\pi}{2} \right) \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (2.28)$$

2. Notions théoriques

Dans le cas où le nombre de degrés de liberté n'est grand et pour les premiers modes i , il est possible de simplifier les expressions en effectuant un remplacement tel que :

$$\frac{1}{\pi} \sin \left(\frac{2i - 1}{2n + 1} \frac{\pi}{2} \right) \approx \frac{1}{2} \frac{2i - 1}{2n + 1} \quad (2.29)$$

Les fréquences des modes peuvent ainsi être exprimées en fonction de la fréquence du premier mode par la relation suivante :

$$f_i = (2i - 1)f_1 \quad (2.30)$$

Les rapports des fréquences à la première fréquence sont :

$$\frac{f_2}{f_1} = 3 ; \frac{f_3}{f_1} = 5 ; \frac{f_4}{f_1} = 7 \quad (2.31)$$

2.2.2.4 Brochette de flexion

Lorsque la structure se comporte en flexion, il est généralement considéré que les planchers sont beaucoup plus souples que les systèmes de contreventement. Cela signifie que toute déformation entre deux étages peut avoir une incidence sur les autres étages, car il existe une transmission de moment entre les différents niveaux de la structure.



Figure 2.5 - Comportement en flexion d'une structure. (Dunand 2005)

Pour ce cas, la détermination de la rigidité est complexe. En effet, pour imposer un déplacement à un degré de liberté sans que les autres se déplacent, il faut appliquer des forces à tous les autres degrés de liberté. Cependant pour le cas d'une brochette de rigidité E, I (Module de Young et inertie) constante le calcul de cette matrice peut se simplifier.

2. Notions théoriques

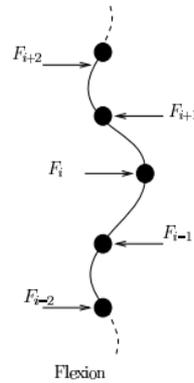


Figure 2.8 - Forces à appliquer pour imposer un déplacement unitaire au degré de liberté i et nul aux autres degrés de liberté pour le modèle en flexion. (Dunand 2005)

Les fréquences des modes peuvent être exprimées en fonction de la fréquence du premier mode par la relation suivante :

$$f_i = 0.7(2i - 1)^2 f_1 \quad (2.32)$$

Les rapports des fréquences à la première fréquence sont :

$$\frac{f_2}{f_1} = 6.3 ; \frac{f_3}{f_1} = 17.5 ; \frac{f_4}{f_1} = 34.3 \quad (2.33)$$

2.3 Outils et notions de base pour l'analyse de bruit de fond

2.3.1 Système vibratoire

Un système est un ensemble de composants qui transforme des données d'entrée en données de sortie, en fonction de ses caractéristiques. Dans le cadre de cette étude, les systèmes considérés sont des bâtiments, qui sont excités par des vibrations ambiantes en tant qu'entrée, et produisent des réponses vibratoires en sortie.

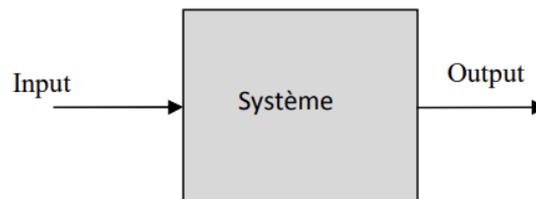


Figure 2.9 - Représentation d'un système vibratoire.

Les systèmes vibratoires sont des systèmes physiques qui oscillent périodiquement autour d'une position d'équilibre. Afin de comprendre leur comportement et d'estimer leurs propriétés dynamiques, des techniques telles que l'échantillonnage et les filtres sont utilisées pour analyser et traiter les signaux provenant de ces systèmes.

2. Notions théoriques

2.3.2 Logiciel de traitement : open source Geopsy

Dans le cadre de notre étude, nous avons exploité Geopsy, un logiciel open-source spécialisé dans l'analyse sismique et la surveillance environnementale. Nous avons utilisé les boîtes à outils Spectrum et H/V pour l'analyse des données de vibrations ambiantes (sol/structure). Ces boîtes à outils contiennent tous les paramètres nécessaires pour le traitement du signal et l'apparence graphique des résultats, organisés en trois onglets et plusieurs sections. Nous avons également utilisé l'outil Damping pour calculer le rapport d'amortissement visqueux d'une structure oscillante identifiée à l'aide de la technique de décrémentation aléatoire.

La procédure de traitement passe par les étapes suivantes :

a. Échantillonnage

L'échantillonnage consiste à convertir un signal analogique continu en un signal numérique discret en prélevant des échantillons à intervalles réguliers. Le taux d'échantillonnage, exprimé en Hz, détermine la fréquence d'échantillonnage maximale et est crucial pour le traitement de signal numérique.

b. Filtrage

Un filtre est un processus qui transforme un signal d'entrée x en un signal de sortie y , en modifiant la fréquence ou la forme du signal. Dans le cadre de notre étude, nous avons utilisé la bande passante qui a été développée par l'ingénieur et physicien britannique Stephen Butterworth en 1930 et décrit dans son article intitulé "On the Theory of Filter Amplifiers ». (Geopsy)

c. Fenêtre

Les fenêtres sont des fonctions mathématiques appliquées à des signaux temporels afin de modifier leur comportement dans le domaine fréquentiel. Parmi les différentes fenêtres existantes, on peut citer le "cosinus taper", qui est une fenêtre de cosinus atténué utilisée pour réduire progressivement les bords d'un signal temporel afin de réduire les distorsions dans le domaine fréquentiel.

2. Notions théoriques

2.4 Méthode d'analyse

2.4.1 Acquisition de données par la méthode du bruit de fond structure

L'acquisition de données est une étape fondamentale pour comprendre le comportement dynamique des structures. Parmi les diverses méthodes disponibles, la méthode du bruit de fond est largement utilisée pour caractériser les propriétés dynamiques d'une structure. Cette approche fournit une méthode simple et efficace pour caractériser le comportement dynamique des structures, permettant une meilleure compréhension des phénomènes de résonance et de la réponse dynamique des structures.

La méthode des vibrations ambiantes consiste en la mesure du "bruit de fond", elle permet d'enregistrer la réponse d'une structure soumise à des vibrations aléatoires de faibles amplitudes (10^{-6} à 10^{-4} g) afin de déduire ses caractéristiques dynamiques dans le domaine des très petites déformations (comportement élastique linéaire). Pour cela, des capteurs doivent être positionnés sur la structure, et la réponse de celle-ci aux vibrations doit être enregistrée sur une durée suffisamment longue pour permettre une analyse précise. Cette méthode est simple, non invasive et permet une analyse rapide des résultats, ce qui la rend utile pour l'analyse des structures en service.

2.4.1.1 Disposition des capteurs

Dans notre étude, nous avons opté pour la disposition des capteurs selon le système brochette qui consiste à les aligner de manière verticale au centre de chaque étage de la structure. Cette configuration permet une mesure précise des vibrations et des mouvements à chaque niveau.

Elle facilite l'analyse des modes propres, des fréquences et des amortissements de la structure, améliorant ainsi la compréhension de sa réponse aux sollicitations sismiques.

Les enregistrements effectués au sommet des bâtiments fournissent des informations sur les modes propres (fréquences et amortissements), ce qui permet d'identifier les réponses de

2. Notions théoriques

nos structures aux sollicitations sismiques. La répartition de ces sollicitations à travers les étages est déterminée par la disposition des capteurs à chaque niveau, ce qui permet d'obtenir les déformées modales correspondantes.

2.4.1.2 Matériel

Dans notre étude, nous avons utilisé pour les tours jumelles la station d'acquisition de données City Shark I, équipée d'un capteur tri-composantes comprenant une composante verticale et deux composantes horizontales (Nord-Sud et Est-Ouest). Ces capteurs ont une fréquence propre de 0,5 Hertz (2 secondes). En outre, les bâtiments d'AADL ont utilisé deux stations City Shark II™ couplées à des sismomètres Lennartz 5 secondes tri-composantes. Ces stations, d'un poids d'environ dix kilogrammes, sont équipées d'un amplificateur, d'un numériseur, d'un système horaire et d'un système de stockage d'informations (carte flash). Elles sont capables d'analyser les données provenant de capteurs sismiques tri-composantes de haute précision et d'enregistrer un signal en continu avec une fréquence d'acquisition pouvant atteindre 500 Hertz.



Figure 2.10 - Matériel d'acquisition des mesures de bruit de fond structure : le capteur vélocimètre 2s (À droite), la station City Shark II (À gauche).



Figure 2.11 - Matériel d'acquisition des mesures de bruit de fond structure : sismomètre Lennartz 5 secondes tri-composant (À droite), la station City Shark II™ (à gauche).

2. Notions théoriques

Ces deux types de dispositifs ont été sélectionnés en fonction des besoins de surveillance spécifiques à chaque structure à surveiller.

2.4.1.3 La démarche expérimentale

En général, lorsque des tests de vibrations ambiantes sont effectués sur des structures, plusieurs aspects sont examinés.

Dans un premier temps, on analyse les fréquences propres en fonction de la géométrie, de la hauteur et des matériaux de construction de la structure (Michel et al., 2010b ; Farsi & Bard, 2004).

Ensuite, on tente de caractériser les paramètres modaux de la structure qui sont en plus de la fréquence, l'amortissement (Dunand, 2005) et les déformations modales (Michel et al., 2008). Bien que les variations mesurées soient observées, leur signification physique doit être analysée. En effet, Salawu (1997) a mis en évidence l'importance croissante de l'analyse des variations de ces paramètres modaux, car ils sont considérés comme des indicateurs de dommage ou de modification des caractéristiques de la structure.

a. Spectre

Pour une analyse dynamique précise, il est crucial de quantifier le bruit de fond, qui est une perturbation aléatoire pouvant varier dans le temps. Cette analyse implique le calcul des spectres sur plusieurs fenêtres de signal, moyennant leur écart type. Cependant, certaines perturbations non représentatives du comportement global de la structure, telles que le passage d'un véhicule ou d'une personne à proximité, doivent être éliminées. Ainsi, le bruit de fond doit être relativement blanc dans la plage de fréquence des structures de génie civil pour être utilisé dans l'analyse dynamique.

Pour repérer ces perturbations, un test est utilisé, qui compare les moyennes du signal calculées sur deux durées différentes : une moyenne de courte durée (STA) sensible aux variations d'amplitude et une moyenne de longue durée (LTA) peu sensible aux variations d'amplitude transitoire. Le rapport de ces deux moyennes indique la stabilité du signal, avec des bornes typiquement définies entre 0.5 et 2. Les fenêtres de signal stables, avec un rapport

2. Notions théoriques

STA/LTA compris entre ces bornes sur toute la fenêtre, sont ensuite utilisées pour le calcul de l'amplitude spectrale. Les spectres obtenus sont lissés avec une fenêtre glissante, dont la forme et la largeur dépendent de la fréquence (Konno et Ohmachi, 1998) sont moyennés avec un écart-type calculé. Cette analyse permet de quantifier l'apport du bruit de fond sur les structures de génie civil.

Les fréquences des spectres dans le bruit de fond représentent les différentes composantes de fréquence du signal perturbé, l'analyse de ces fréquences permet de comprendre les effets de ces perturbations sur la structure, de déterminer les caractéristiques dynamiques.

Les fréquences des pics, quant à elles, représentent l'abscisse du maximum et sont utilisées dans le calcul des déformées modales et de l'amortissement de la structure.

b. Spectre de torsion

Lorsqu'une structure oscille à une fréquence identique dans les directions longitudinale et transversale, on peut supposer une possibilité de présence d'un mouvement de torsion. Pour en avoir la certitude, il est envisageable de comparer les déplacements de deux points espacés à une certaine distance l'un de l'autre sur le toit de la structure. Des différences significatives dans ces déplacements indiqueraient alors une torsion de la structure plutôt qu'un simple mouvement de translation.

Afin de mesurer cette différence, il est nécessaire d'enregistrer les signaux de déplacement des deux points et de réaliser une différence des signes dans le temps. Si les signaux sont parfaitement synchronisés, une translation se traduira par une faible différence, tandis qu'une torsion sera marquée par une différence significative.

Néanmoins, cette technique repose sur la phase des signaux, ce qui implique que des erreurs de synchronisation peuvent entraîner des résultats erronés. Pour minimiser ces erreurs, il est important d'utiliser des capteurs de haute qualité et de synchroniser les enregistrements avec une extrême précision.

2. Notions théoriques

Enfin, pour normaliser l'amplitude de la différence entre les signaux, il est courant de diviser le spectre de la différence par le spectre de la moyenne des signaux. Cette technique permet de prendre en compte les variations d'amplitude des signaux au fil du temps.

c. Amortissement

Le Décrément Aléatoire est une méthode utilisée dans l'analyse des structures pour extraire la réponse libre d'une structure en se basant sur des vibrations ambiantes mesurées.

Elle a été proposée par Cole (1973) qui cherchait une méthode simple pour traduire une série temporelle en une forme significative pour l'observateur. La méthode consiste à moyenner un grand nombre de segments du signal ayant les mêmes conditions initiales afin de réduire la partie aléatoire et ne garder que la réponse libre de la structure, cette réponse est appelée "signature du Décrément Aléatoire". La méthode a été formalisée mathématiquement dans les publications de Vandiver en 1982 et Dunand en 2005.

La méthode du décrément aléatoire permet d'obtenir l'amortissement à partir des enregistrements de bruit. Cette méthode s'appuie sur la décomposition de la réponse d'un oscillateur soumis à une sollicitation aléatoire en deux parties distinctes : la réponse impulsionnelle du système et la réponse forcée à la sollicitation aléatoire.

En utilisant un grand nombre de fenêtres du signal ayant les mêmes conditions initiales, la partie aléatoire de la fréquence devient négligeable par rapport à la réponse impulsionnelle. À partir de la réponse impulsionnelle, il est possible d'estimer l'amortissement de l'oscillateur. Cette méthode a été utilisée dans plusieurs études, telles que celles de Dunand et al. (2002), Caughey et Stumpf (1961), Delolme et al. (1990), Huang et Yeh (1999), Huerta et al. (1998), Ibrahim et al. (1998), et Vandiver et al. (1982).

d. Déformées modales

La décomposition modale est une technique couramment utilisée pour étudier le comportement vibratoire d'une structure. Elle permet de séparer le mouvement total de la structure en déformées modales élémentaires, qui représentent les différentes formes de vibration de la structure à des fréquences spécifiques.

2. Notions théoriques

Chaque déformée modale est associée à une fréquence propre et décrit la forme de la vibration à cette fréquence. Si les fréquences modales sont suffisamment éloignées les unes des autres, le mouvement de la structure suit de très près la déformée modale correspondant à chaque mode.

Pour avoir une connaissance précise de la déformée souhaitée, il est préférable d'avoir des enregistrements simultanés du mouvement à chaque degré de liberté. Cela représente le cas idéal où toutes les données sont parfaitement synchronisées. Cependant, dans les premières étapes de cette méthode, en raison de contraintes matérielles telles que la disponibilité limitée d'équipement ou sa lourdeur, des études ont été réalisées avec des enregistrements non simultanés. Malgré cela, ces études ont donné de bons résultats tant que le délai entre les enregistrements n'était pas trop important.

Afin d'évaluer les déformées modales, il existe deux approches distinctes, l'une dans le domaine temporel et l'autre dans le domaine fréquentiel. La seconde solution est généralement privilégiée en raison de sa facilité de mise en œuvre. Cette méthode repose sur le calcul des spectres à chaque point de mesure, qui sont ensuite normalisés par rapport à un spectre de référence et enfin, choisir une fréquence spécifique permettant d'obtenir les amplitudes relatives souhaitées.

2.4.2 Caractérisation du sol

La stabilité et la sécurité d'un bâtiment en cas de séisme peuvent être significativement affectées par le sol sur lequel il est implanté. Par conséquent, la conception parasismique des bâtiments doit prendre en compte les caractéristiques du sol et les effets potentiels de site, tels que l'amplification ou la résonance du mouvement sismique. Les critères de conception des bâtiments en termes de charges sismiques sont définis à partir des spectres réglementaires de réponse élastique qui permettent d'évaluer la réponse en accélération du sol.

Cependant, la réponse sismique peut être altérée par l'effet de site, qui modifie les caractéristiques du mouvement sismique telles que l'amplitude, la fréquence et la durée de la vibration. Les effets de site peuvent être causés par la topographie qui peut amplifier le mouvement sismique à certaines surfaces ou par la nature des formations traversées qui peut piéger les ondes sismiques et allonger la durée du mouvement du sol. Il peut en résulter un

2. Notions théoriques

phénomène de résonance qui doit être pris en compte dans la conception de structures résistantes aux séismes.

De plus, le comportement du sol peut varier en fonction de l'ampleur du séisme. Pour les séismes de faible intensité, le sol suit un comportement viscoélastique linéaire qui n'altère pas la nature du mouvement sismique. Cependant, pour les séismes plus importants, la non-linéarité du sol peut modifier le mouvement sismique, entraînant ainsi des dommages plus importants que prévu à la structure, car les forces exercées peuvent être plus élevées.

En outre, l'effet du comportement non-linéaire sur le sol et sur la réponse dynamique et sismique globale des structures pendant un tremblement de terre, dépend du mouvement sismique imposé par le sol à la réponse dynamique de l'ouvrage. Par conséquent, il est crucial de prendre en considération l'effet du comportement non linéaire dans la conception et la construction des bâtiments et des structures en zone sismique. Des méthodes de calcul et de modélisation avancées doivent être utilisées pour prédire avec précision la réponse de la structure aux tremblements de terre.

Afin de concevoir des structures résistantes aux séismes et garantir la sécurité publique, il est essentiel de caractériser précisément le sol du site de construction. Pour ce faire, différentes méthodes et essais peuvent être utilisés, tels que la méthode HVSR et calcul de V_{s30} à partir du profil de vitesse des ondes de cisaillement tiré par l'essai Down-Hole.

2.4.2.1 Méthode HVSR

La méthode HVSR a été proposée au Japon il y a plus de 20 ans par Nogoshi et Igarashi en 1971, et utilisé plus tard par Nakamura (1989) pour la caractérisation des effets de site (définir la fréquence de résonance des sols) et pour le microzonage sismique.

Le principe de la méthode HVSR consiste à enregistrer le bruit sismique ambiant du sol sur trois composantes (une verticale, une Nord-Sud et une Est-Ouest) en utilisant une seule station (représentée par le matériel type utilisé voir figure **2.11**). Pour chaque point de mesure, trois signaux sont obtenus. Ensuite, ces signaux sont traités numériquement par transformées de Fourier, de manière similaire à la méthode des rapports spectraux site-référence, afin d'obtenir les spectres en fréquence des composantes horizontales et de la composante verticale.

2. Notions théoriques

Ces derniers sont ensuite moyennés, puis divisés par le spectre de fréquence de la composante verticale. Cette opération permet d'obtenir une courbe qui peut se rapprocher de la fonction de transfert du site étudié. Pour un sol, cette fonction présente un pic correspondant à la fréquence de résonance qui traduit l'effet de site et en dessous de laquelle il n'y a pas d'amplification du mouvement du sol sous sollicitation sismique. La figure **2.12** illustre comment ce rapport est calculé.

L'origine du pic a été longuement débattue par différents auteurs (Nakamura 1989, Lachet et Bard 1994, Kudo 1995, Bard 1998, Konno et al 1998). Bonnefoy-Claudet (2004) a montré que ce dernier apparaît lorsque le contraste d'impédance ($Z = \rho \times V_s$) est suffisamment fort. Plus le contraste est élevé, plus le pic est marqué. La méthode HVSR a été observée comme étant étonnamment stable dans le temps, avec des caractéristiques spécifiques dépendantes du type de site.

Sur les sites fermes, la courbe H/V est généralement plate et oscille autour de 2, tandis que sur les sites alluviaux, il présente un pic marqué centré sur la fréquence fondamentale de résonance du site. Cette méthode est particulièrement efficace lorsque la structure du sol est 1D et le contraste d'impédance entre les sédiments et le substratum ferme est suffisamment important. Cependant, l'interprétation des rapports H/V devient plus difficile dans le cas des structures géologiques 2D/3D et dans le cas de faible contraste d'impédance où la courbe obtenue peut se confondre avec celle observée pour un site ferme (Uebayashi, 2003 ; Guillier et al, 2006 ; Le Roux et al, 2012 ; Bouchelouh et al, 2018).

La fréquence de résonance du site, pour un milieu 1D, est liée à la vitesse de cisaillement V_s et à l'épaisseur de la couche sédimentaire H par la relation : $f_0 = \frac{V_s}{4H}$.

2. Notions théoriques

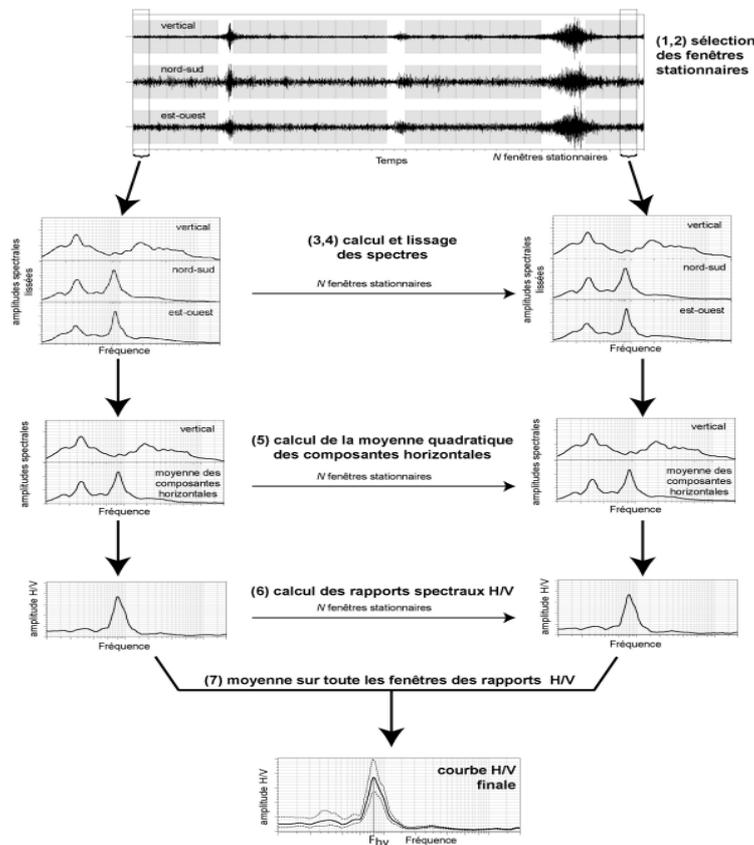


Figure 2.12 - Les différentes étapes du calcul du rapport H/V d'après Bonnefoy-Claudet (2004)

2.4.2.2 Essai Down Hole

Selon la théorie de l'élasticité, lorsqu'un choc survient, les milieux peuvent subir plusieurs types de déformations. Parmi celles-ci, les plus importantes sont les déformations de cisaillement et de torsion qui se propagent à une vitesse appelée " V_s ", correspondant aux ondes transversales.

Dans l'essai Down Hole, également appelée PSV (profil sismique vertical), les vitesses de propagation des ondes sont mesurées le long d'un forage. Pour cela, une source d'énergie est utilisée pour émettre un signal à la surface du sol, tandis que des capteurs placés à différentes profondeurs dans le forage enregistrent la réception du signal. Ces données permettent d'obtenir des informations sur les caractéristiques du sol environnant le forage.

Cette méthode est particulièrement efficace pour mesurer les ondes de cisaillement, qui représentent une proportion importante de l'énergie sismique générée.

2. Notions théoriques

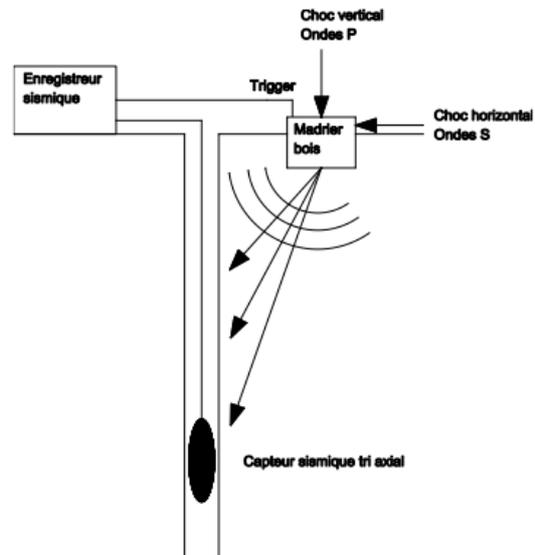


Figure 2.13 - schéma de principe de l'essai Down Hole. (Inngeo)

En utilisant conjointement l'essai Down Hole et la méthode HVSR, il est possible de fournir une caractérisation complète des propriétés géométriques et mécaniques du sol.

Chapitre 3 : 1^{er} cas d'étude : Etude comparative entre deux tours jumelles

Les premières tours en Algérie, de ~ 70 mètres de hauteur entrant dans la catégorie Tall Buildings, ont été construites au début des années 2000, à Alger. Notre cas d'étude comporte deux de ces tours, parfaitement identiques en conceptions.

Ce chapitre présente les différentes analyses menées sur ces deux tours. D'abord la caractérisation du sol par la méthode des vibrations ambiantes (HVSR). Puis, l'analyse modale effectuée sur des modélisations faites à l'aide du logiciel ETABS Version 18. Ensuite, une analyse expérimentale effectuée sur les deux structures en conditions réelles. Ainsi qu'une estimation de fréquences par formules empiriques du règlement parasismique algérien RPA 99/ V2003. La comparaison des résultats finaux nous aidera à obtenir une conclusion sur ce premier cas d'étude.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3.1 Description des tours

Les tours des bananiers sont situées dans la commune d'El Mohammadia dans la wilaya d'Alger. Zone classée d'après le règlement parasismique algérien RPA 99/ V2003 comme zone de forte sismicité (Zone III). Ce sont des bâtis en béton armé à usage de bureaux principalement.



Figure 3.1 - Les deux tours étudiées, façades extérieures. (Photos réelles)

Les deux tours étudiées sont identiques (même année de conception et de réalisation, même matériaux de construction, et même bureau d'étude et d'exécution) et présentent une hauteur de 69.3 m. Orientées Nord-Sud, celles-ci comportent 15 étages et un sous-sol. Leur contreventement est assuré par un noyau en béton armé d'épaisseur de 40 cm, qui est souvent le système de contreventement atypique pour assurer la stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux. Très souvent situé en partie centrale.

Une des deux tours est occupée par le ministère du commerce à l'encontre de l'autre qui est vide et sans remplissage. On les désignera respectivement par : Tour M et Tour V.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.1 - Dimensions des tours.

| | |
|----------|---------|
| Hauteurs | 69.3 m |
| Longueur | 28.15 m |
| Largeur | 22.9 m |

3.2 Caractérisation du sol

Pour établir la caractérisation et la classification du sol sur lequel sont implantées nos deux tours, deux méthodes distinctes ont été employées décrites dans la section 2.4.2. Nous allons procéder à une description minutieuse des différentes étapes de mise en œuvre de ces deux méthodes, ainsi que des résultats obtenus.

3.2.1 Méthode HVSR

La quantification des effets de site est une importante étape pour l'évaluation du risque sismique et pour la modélisation des structures. Cette estimation requiert des données géotechniques et géophysiques. Dans ce travail nous avons réalisé des enregistrements de bruit de fond acquis au moyen d'une station d'enregistrement City Shark II TM, couplée sismomètre Lennartz 5 secondes tri-composant.

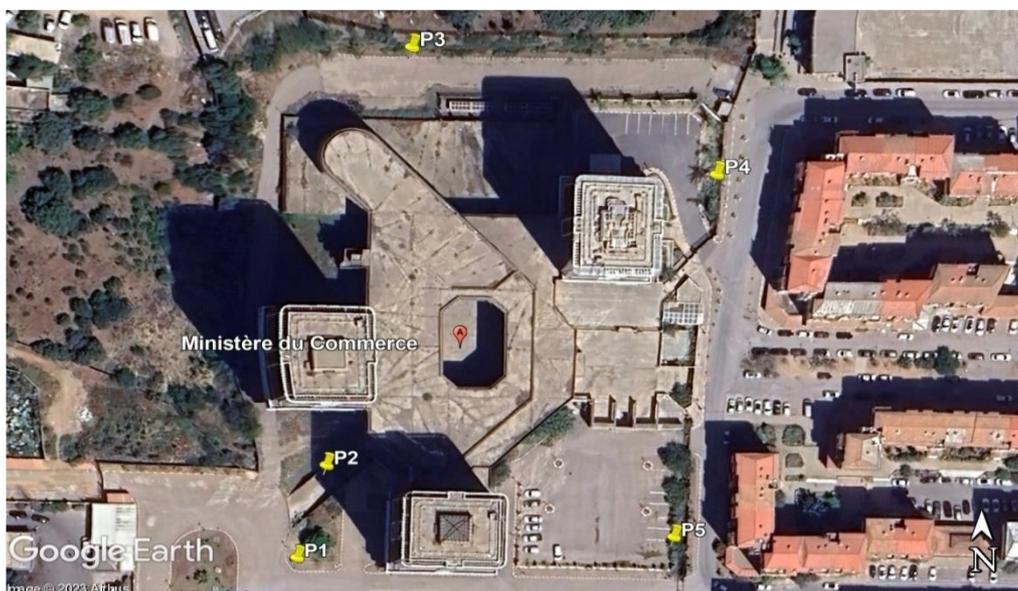


Figure 3.2 - Distribution spatiale des mesures de vibration ambiante sol sur le site. (Google Earth)

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Pour cette expérience, cinq enregistrements de bruit de fond ponctuels ont été réalisés sur le site d'étude (voir Figure 3.2). Les capteurs ont été orientés vers le nord géographique. Toutes les données ont été traitées à l'aide du logiciel Geopsy, développé en marge du programme de recherche européen SESAME (2005).

Les courbes HVSR ont été obtenues en sélectionnant des fenêtres stationnaires de 40 secondes. Les paramètres STA (Short Time Average) et LTA (Long Time Average) de l'anti-trigger ont été fixés, respectivement, à 1 et 30 secondes ; le rapport de ces deux moyennes STA/LTA, donne une idée de la stabilité du signal.

Le lissage des spectres de chaque composante sur chaque fenêtre a été fait selon la procédure de Konno et Ohmachi (1998), avec un paramètre de lissage de 40.

En effet, pour qu'un spectre soit représentatif du phénomène il est nécessaire que le spectre soit calculé sur un temps d'environ 10 fois la période de la fréquence ciblée.

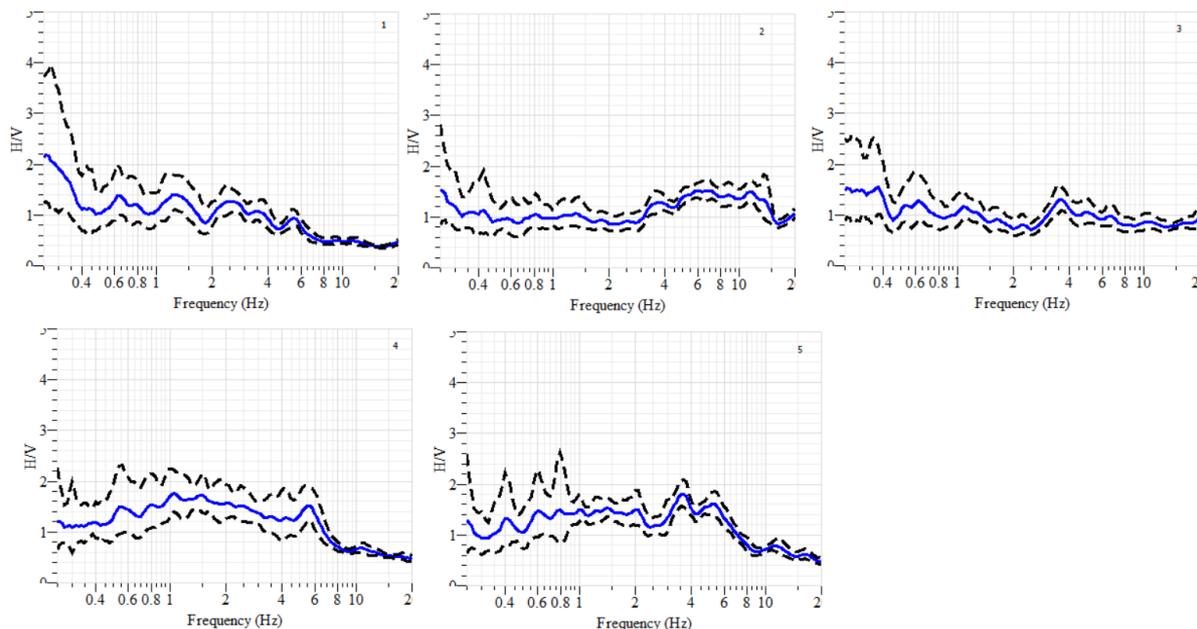


Figure 3.3 - Rapport spectraux (HVSR) des enregistrements sol au niveau du site des tours, rapport spectral moyen de toutes les fenêtres (trait bleu) avec son écart type (tirets noirs).

Nos courbes HVSR représentées dans la figure 3.3 sont toutes considérées plates (d'amplitude inférieur à 2, sans pic apparent). Ceci suppose deux cas de figure, soit : (1) on est dans un cas de site ferme (absence d'amplification), ou bien (2) on est dans un cas de site meuble avec absence de contraste d'impédance acoustique.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Bien qu'ils forment 5% du nombre total des études, il y a pas mal d'exemples de sites avec amplifications à basse fréquences et courbes HVSR plates. Des sites relativement homogènes et stables du point de vue de la propagation des ondes sismiques (vitesse de propagation des ondes sismiques dans ces cas est relativement constante dans toutes les directions).

De ce fait, l'interprétation d'une courbe HVSR plate doit être considérée dans le contexte de l'ensemble des données sismiques et géologiques disponibles pour le site en question. D'autres facteurs tels que la profondeur de la couche sismique, la densité des roches, la présence d'eau souterraine et d'autres caractéristiques géologiques peuvent également avoir une influence sur la réponse sismique du sol. Pour cela, nous avons utilisé la méthode HVSR sol conjointement avec la méthode géophysique passive par l'essai Down Hole, pour pouvoir caractériser quel type de site notre structure est implantée.

3.2.2 Méthode géophysique passive : Essais Down-Hole

L'essai Down Hole est un test qui permet de mieux caractériser la structure géologique du sol à une profondeur plus importante que les mesures en surface, fondé sur l'analyse des ondes sismiques, sont utilisées pour obtenir un profil de vitesse des ondes de cisaillement. En combinant les données de cet essai, localisé près du site des deux tours (voir figure 3.4), et qui ont la même nature de sol après vérification de la colonne du sol, avec les mesures de bruit de fond, on peut avoir une meilleure compréhension de la réponse sismique du sol. Cela permet de mieux évaluer la stabilité de celui-ci et de mieux comprendre les éventuels risques sismiques associés à ce site.



Figure 3.4 - Localisation géographique de l'essai de mesure en profondeur Down-Hole. (Google Earth)

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Les résultats des mesures de vitesses des ondes P et S sur le site en question obtenus grâce à l'essai Down Hole sont représentés dans la figure ci-dessous :

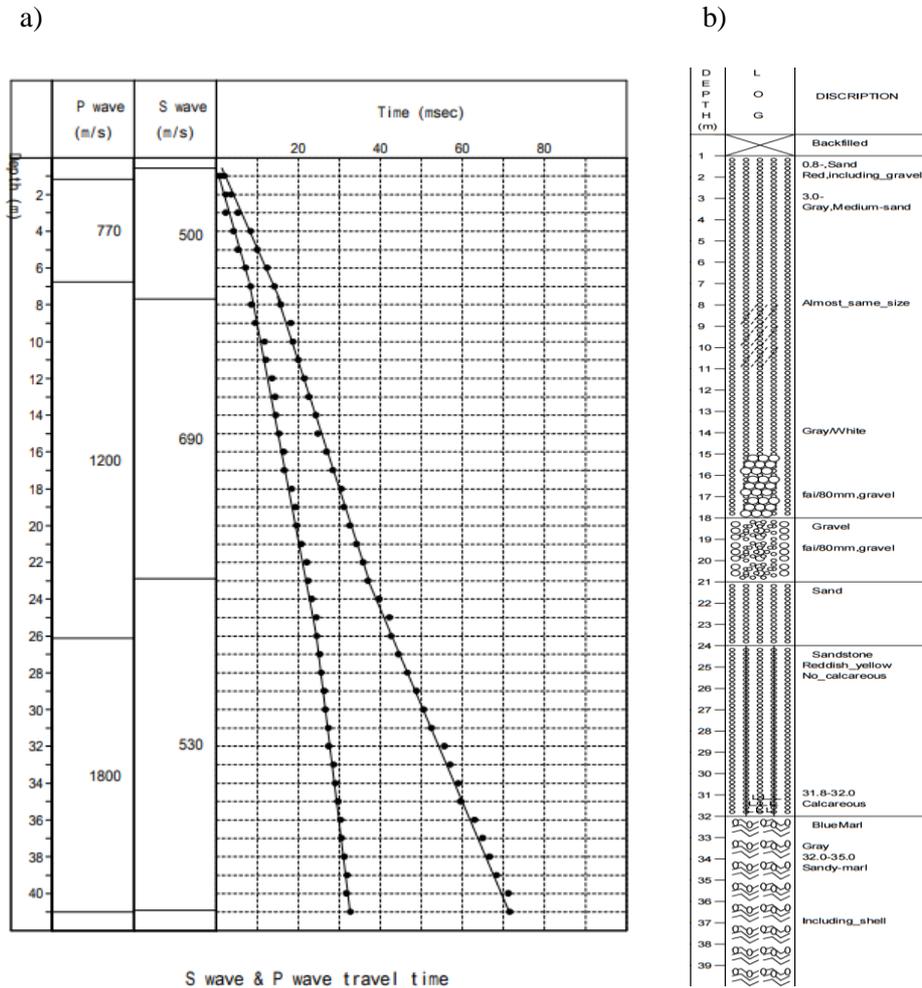


Figure 3.5– a) Profil de vitesse des ondes P & S près du site (CGS, 2006). b) La colonne du sol.

Tab 3.2 - Données du modèle du sol au niveau du site à partir du downhole DH1.

| Couches | Épaisseur (m) | V _s (m/s) |
|---------|---------------|----------------------|
| 1 | 7.4 | 500 |
| 2 | 15.1 | 690 |
| 3 | 7 | 530 |

La caractérisation du sol est effectuée dans le cadre d'une éventuelle étude de vulnérabilité, ce qui nous permettra d'obtenir les informations nécessaires pour le choix des accélérogrammes.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Nous avons suivi les critères de classification selon le RPA99/V2003 décrites dans la section 1.4.2. La vitesse de cisaillement peut être déterminée en utilisant la formule (1.6) à partir du profil de vitesse des ondes S (voir figure (3.5)), on obtient :

$$V_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{s_i}}\right)} \quad (1.6)$$

$$V_s = 601.3 \text{ m/s}$$

En observant que $400 \text{ m/s} \leq V_s = 601.3 \text{ m/s} \leq 800 \text{ m/s}$, il est possible de conclure, en se basant sur les informations fournies dans le tableau issu du RPA99/V2003, que le sol est un site S2, ce qui signifie qu'il est considéré comme un sol ferme.

En fin de compte, il est important d'utiliser différentes techniques de mesure et d'analyse pour obtenir une caractérisation complète et précise du sol et des risques potentiels associés à un site.

En somme, bien que dans des sols fermes qui ne présentent pas de résonance naturelle, la structure puisse sembler moins vulnérable aux séismes, il est crucial de considérer la non-linéarité des vibrations lors d'un tremblement de terre. Étant donné que celles-ci peuvent être imprévisibles, avec une fréquence variant de manière importante. Pouvant donc chuter brusquement pour atteindre la fréquence naturelle du sol créant ainsi un phénomène de résonance, qui amplifie les vibrations et peut endommager la structure.

Ainsi, il est primordial de concevoir la structure de manière à minimiser les risques de résonance et de dommages en cas de séisme, même dans des sols dépourvus d'effets de site et prendre en considération le phénomène d'interaction sol structure.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3.3 Partie I : Modélisation et analyse numérique

Cette partie abordera la modélisation des deux tours. Notre objectif fondamental d'une analyse modale des modèles numériques des deux structures est l'estimation des paramètres dynamiques : Les fréquences propres et les modes vibratoires associés, par une approche théorique. Ces résultats nous serviront de références pour les mesures expérimentales.

3.3.1 Hypothèses

a. Propriétés du matériau

Le matériau principal utilisé dans notre modélisation est le béton. Par manque d'information sur ses caractéristiques et sa qualité actuelle, nous avons défini sa résistance à la compression à 28 jours par une valeur standard généralement utilisé pour un tel matériau comme suit :

$$f_{c28} = 25MPa$$

Son module d'élasticité linéaire a été calculé par la formule du BAEL 91 révisées 99 suivantes :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 MPa$$

Son poids volumique a aussi été défini par une valeur standard de : $25 KN/m^3$.

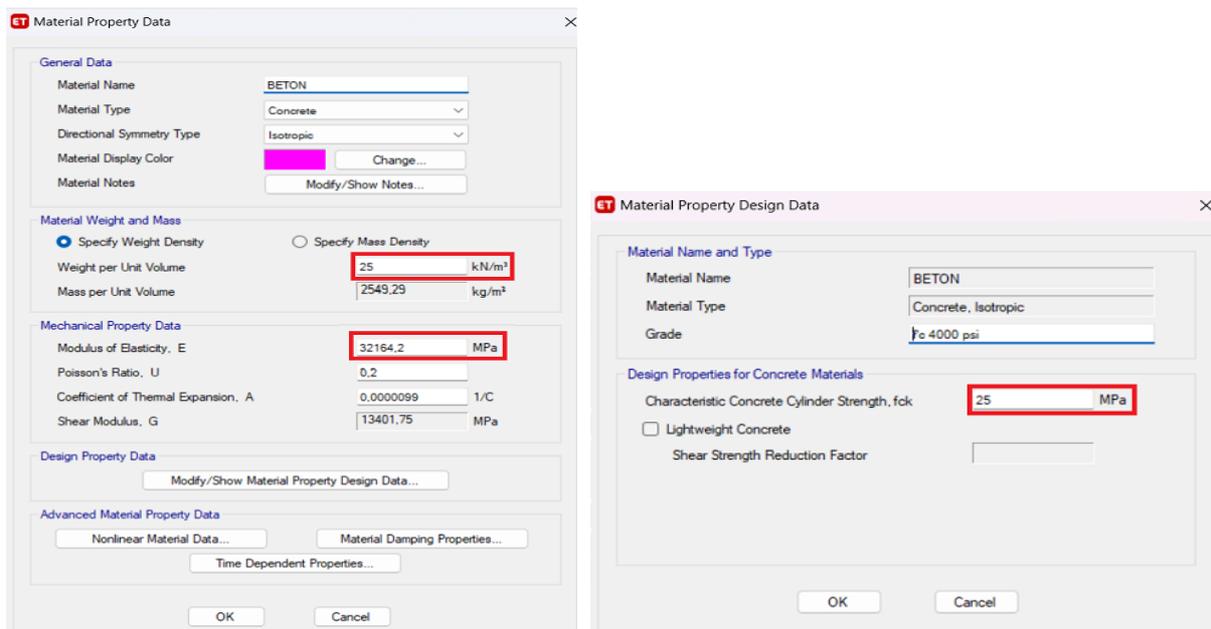


Figure 3.6 - Illustration d'insertion des propriétés du béton dans la plateforme du logiciel ETABS/2018

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

b. Définition de la masse source

Dans Mass Source, on définit les charges permanentes et d'exploitation à prendre en compte pour l'analyse dynamique. D'après le RPA 99/ V2003 les charges sont prises en compte comme suit : $G + \beta Q$

Avec : β le coefficient de pondération.

Dans notre cas β est pris égale à 0.2, tel que nos bâtiments sont à usage de bureaux.

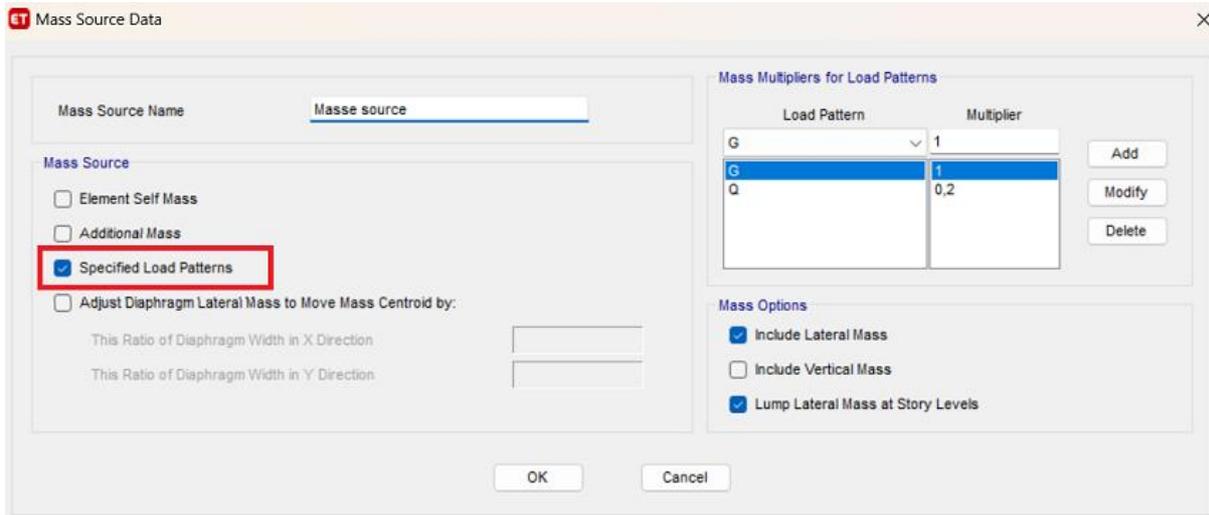


Figure 3.7 - Illustration de la définition de la masse source sur le logiciel ETABS/2018.

c. Propriétés des sections

Nous avons réparti nos niveaux en cinq groupes distincts, de façon à rassembler ceux ayant des caractéristiques semblables. Comme suit :

P : Poteau (cm^2).

P.S : Poutre secondaire (cm^2).

P.P : Poutre principale (cm^2).

E : Epaisseur(m).

H : Hauteur (m).

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.3 - Propriétés des sections de chaque groupe de plancher.

| Groupes | Planchers | P | P. S | P. P | E | H |
|---------|-----------|---------|-------|-------|----|------|
| 1 | RDC | 100×100 | 60×60 | 60×60 | 20 | 4.42 |
| | 1 | 100×100 | 60×80 | 60×60 | 20 | 4.42 |
| | 2 | 100×100 | 60×80 | 60×60 | 20 | 4.42 |
| | 3 | 100×100 | 60×80 | 60×60 | 20 | 4.42 |
| 1* | 4 | 100×100 | 60×80 | 60×60 | 15 | 4.08 |
| 2 | 5 | 80×80 | 50×80 | 50×60 | 15 | 4.08 |
| | 6 | 80×80 | 50×80 | 50×60 | 15 | 4.08 |
| | 7 | 80×80 | 50×80 | 50×60 | 15 | 4.08 |
| | 8 | 80×80 | 50×80 | 50×60 | 15 | 4.08 |
| | 9 | 80×80 | 50×80 | 50×60 | 15 | 4.08 |
| 3 | 10 | 60×60 | 40×80 | 40×60 | 15 | 4.08 |
| | 11 | 60×60 | 40×80 | 40×60 | 15 | 4.08 |
| | 12 | 60×60 | 40×80 | 40×60 | 15 | 4.08 |
| | 13 | 60×60 | 40×80 | 40×60 | 15 | 4.08 |
| | 14 | 60×60 | 40×80 | 40×60 | 15 | 4.08 |
| 4 | 15 | 40×40 | 40×80 | 40×40 | 15 | 4.08 |
| | Toit | 40×40 | 40×80 | 40×40 | 15 | 4.08 |
| 4* | Toit* | 40×40 | 40×80 | 40×40 | 15 | 3 |

Remarque :

Les groupes 1 et 4 sont divisés en deux parties qui se différencient par leurs hauteurs. Le groupe 1 se compose d'une première partie d'étages de hauteur de 4.42 m et une deuxième, groupe 1*, du 4^{ème} étage de hauteur 4.08 m. De même pour le groupe 4 ; une première partie

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

comportant les étages de hauteur 4.08m et une deuxième, groupe 4*, comportant un local technique de 3 m de hauteur.

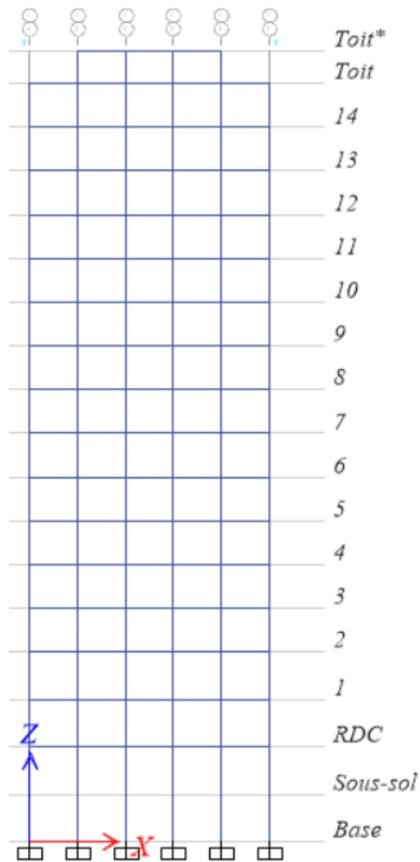


Figure 3.9 - Vue en élévation des tours à l'axe 2

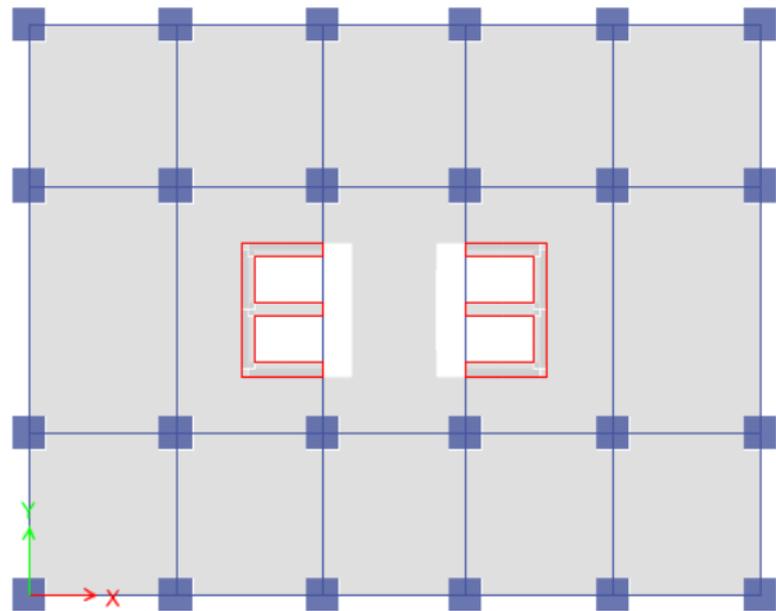


Figure 3.8 - Vue en plan du plancher du 3^{ème} étage de la tour M avec les vides d'ascenseurs (x : la direction longitudinale, y : la direction transversale).

d. Estimation des charges

1. Tour V

Charge G : Cette tour est vide et sans revêtement, mais elle abrite quelques murs intérieurs en maçonnerie à une cloison. De ce fait, la charge permanente G a été estimée comme suit :

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.4 - Charge permanente des murs intérieurs.

| Type de murs | Référent | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseurs (m) | Poids G (KN/m ²) |
|------------------------|------------------|--------------------------------------|----------------|------------------------------|
| Murs intérieurs | Enduit de plâtre | 14 | 0.02 | 0.28 |
| | Brique creuse | 9 | 0.1 | 0.9 |
| | Enduit de plâtre | 14 | 0.02 | 0.28 |
| | | | G = | 1.46 |

Charge Q : Pour cette tour nous avons négligé la charge variable Q puisqu'elle est inoccupée.

2. Tour M

Cette tour contient, à l'inverse de la tour inoccupée, des ascenseurs que nous avons supposé avoir la fiche technique suivante :

1. Capacité de charge : 1000 kg.
2. Vitesse de déplacement : 2.5 m/s.
3. Nombre d'arrêts : 15.
4. Dimension de la cabine : 1.5m x 2m x 2.5 m (Largeur x Profondeur x Hauteur).
5. Poids propre : environ 3000 kg.

Nous pouvons en déduire les informations nécessaires pour calculer les charges permanentes et variables de l'ascenseur :

Surface de l'ascenseur : 3 m²

Poids de charge : 10 KN

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Poids propre : 30 KN.

La dalle qui supporte l'ascenseur se situe sur le plancher toit. Son épaisseur est de 0.2 m.

Charge G : Cette tour est occupée et avec revêtement. Nous avons donc estimé tout son remplissage par une disposition de murs en maçonnerie à double cloisons.

De ce fait, la charge permanente G a été estimée comme suit :

Tab 3.5 - Charge permanente des murs extérieurs.

| Type de murs | Référent | Poids volumique (KN/m ³) | Epaisseurs (m) | Poids G(KN/ m ²) |
|----------------------------|---------------------|---|-------------------|---------------------------------|
| Murs extérieurs | Enduit de ciment | 20 | 0.02 | 0.4 |
| | Brique creuse | 9 | 0.1 | 0.9 |
| | Lame d'aire | / | 0.05 | / |
| | Brique creuse | 9 | 0.1 | 0.9 |
| | Enduit de plâtre | 14 | 0.02 | 0.28 |
| | | | G = | 2.48 |

$$\text{Dalle ascenseur : } G = \frac{30}{3} = 10 \text{ KN/m}^2$$

Charge Q :

D'après le DTR B.C 2.2 :

$$\text{Plancher courant : } Q = \frac{2.5\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Plancher terrasse : } Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

$$\text{Dalle ascenseur : } Q = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ KN/m}^2.$$

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3.3.2 Calcul maçonnerie (Tour M)

En raison du manque de données concernant la répartition des séparations à l'intérieur de la tour M, nous avons supposé une disposition de murs en maçonnerie à double cloison pour estimer le remplissage, qui est illustrée dans la figure suivante :

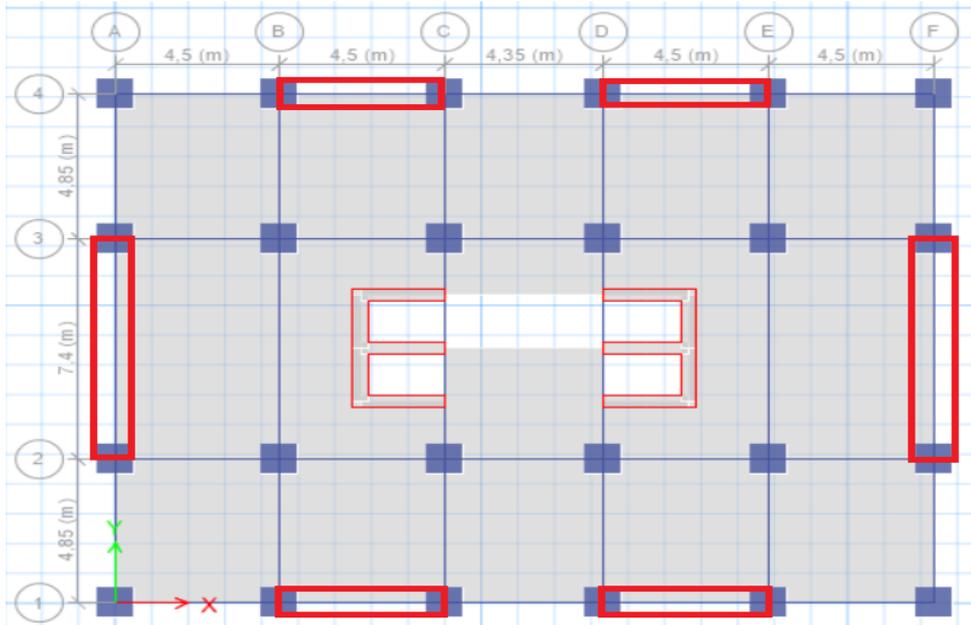


Figure 3.10 - Hypothèse de disposition des murs à double cloisons dans la tour du ministère.

Les murs ont été entreposés par symétrie, pour éviter toute effet de torsion.

Pour la modélisation de la maçonnerie nous commencerons par définir les propriétés du matériau :

La force de compression de la maçonnerie est calculée par l'équation (1.11) avec :

f_b : la force de compression de la brique prise égale à la valeur minimum en Algérie : 10 MPa.

f_{m0} : la force de compression du mortier prise égale à la valeur minimum en Algérie : 25 MPa.

$$f_{me} = 0.433 * 10^{0.64} * 25^{0.36} = 6.02 \text{ MPa}$$

Le module de Young a été calculé par l'équation (1.10)

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

$$E_{me}=550 * 6.02 = 3312.14 \text{ MPa}$$

Remarque :

Concernant le poids volumique du matériau nous l'avons pris égal à zéro pour les raisons suivantes :

- Le logiciel ETABS calcule automatiquement le poids propre des éléments en connaissant le poids volumique de leurs matériaux.
- Le poids propre des murs en maçonnerie a déjà été pris en compte pour estimer la charge G pour la tour du ministère.

Pour éviter un double calcul, nous avons donc annulé le poids volumique du matériau de maçonnerie.

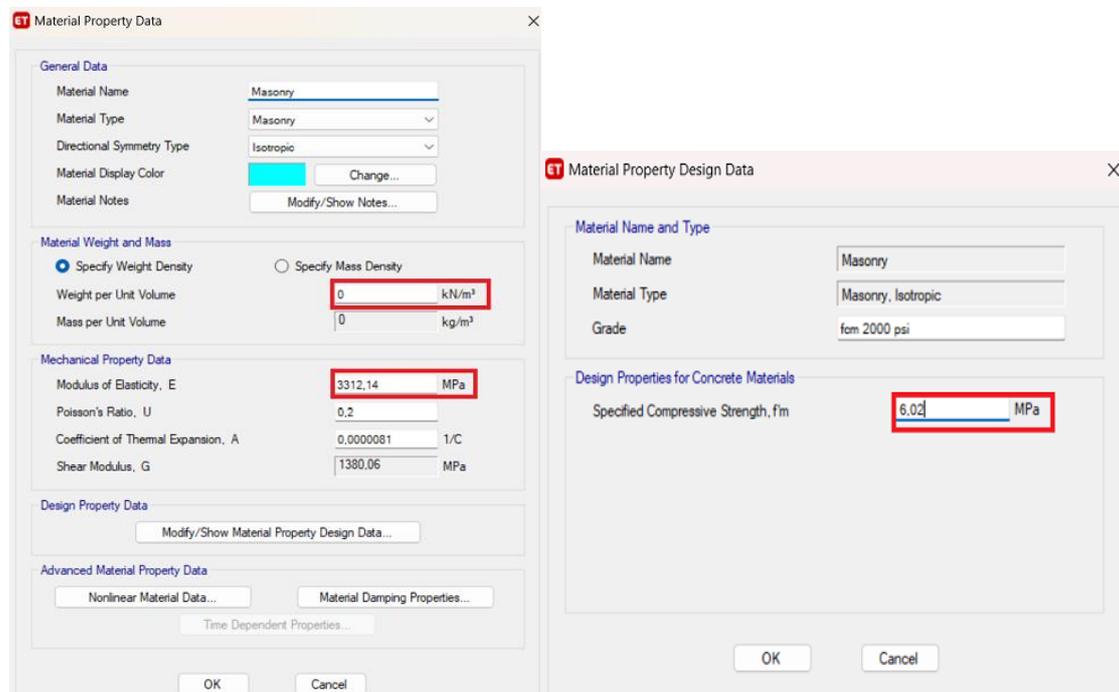


Figure 3.11 - Illustration d'insertion des propriétés du matériau de maçonnerie sur le logiciel ETABS/2018.

Nous passerons ensuite au calcul des caractéristiques géométriques des baillies :
t: l'épaisseur des murs est prise de façon standard égale à 20 cm pour les murs à double cloisons.
a: la largeur de la bielle est calculée par l'équation (1.7).

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab 3.6 - Paramètres de modélisation des bielles de maçonnerie.

| Groupes | Directions | H_{col} | $L_{travée}$ | Hauteurs Poutres | Poteaux | t | a |
|---------|------------|-----------|--------------|---------------------|---------|-----|------|
| 1 | L | 4.42 | 4.5 | 0.6 | 1 | 0.2 | 0.76 |
| | T | | 7.4 | 0.8 | | 0.2 | 1.08 |
| 1* | L | 4.08 | 4.5 | 0.6 | 1 | 0.2 | 0.74 |
| | T | | 7.4 | 0.8 | | 0.2 | 1.09 |
| 2 | L | 4.08 | 4.5 | 0.6 | 0.8 | 0.2 | 0.69 |
| | T | | 7.4 | 0.8 | | 0.2 | 1.02 |
| 3 | L | 4.08 | 4.5 | 0.6 | 0.6 | 0.2 | 0.64 |
| | T | | 7.4 | 0.8 | | 0.2 | 0.94 |
| 4 | L | 4.08 | 4.5 | 0.4 | 0.4 | 0.2 | 0.57 |
| | T | | 7.4 | 0.8 | | 0.2 | 0.82 |

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

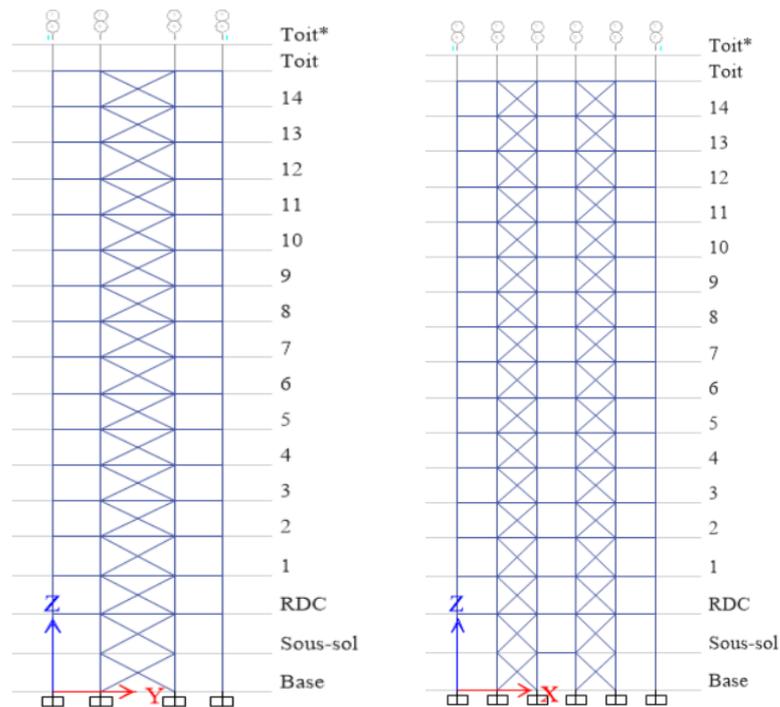


Figure 3.12 - Vue en élévation de la disposition des murs en maçonnerie dans la tour M suivant les deux directions.

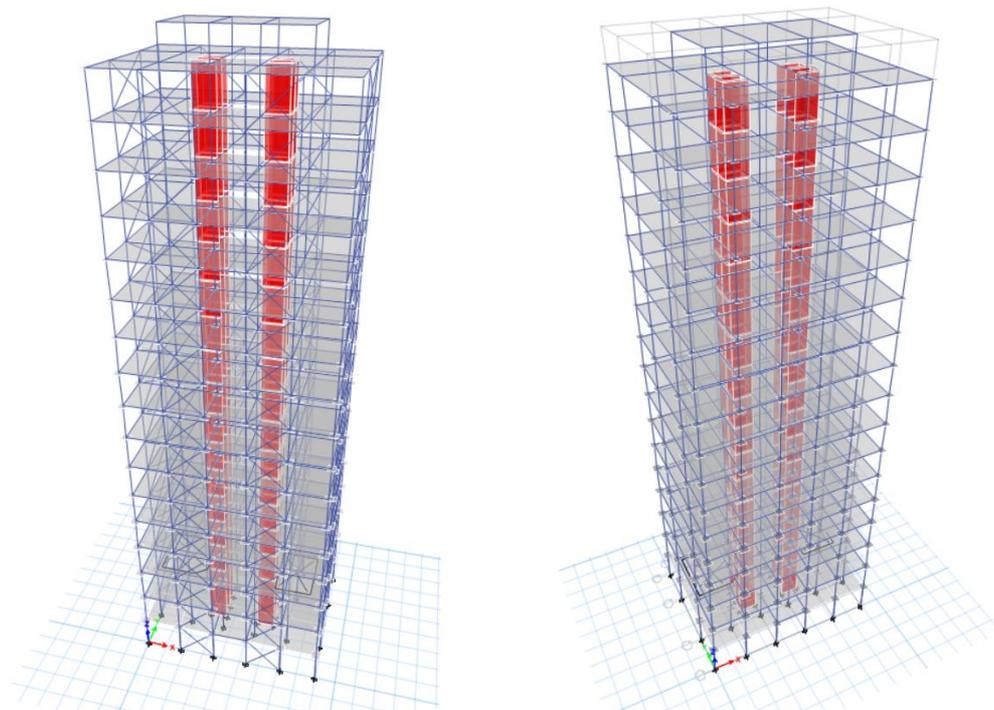


Figure 3.13 - Vue en 3D des deux modèles tridimensionnels : Tour sans remplissage (À droite), tour avec remplissage en maçonnerie (À gauche)

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3.3.3 Analyse Modale

Avant toute comparaison des fréquences des tours, il convient de vérifier l'hypothèse selon laquelle les fréquences des bâtiments, construits à la même époque, suivant les mêmes plans et par la même entreprise, sont identiques.

On lance l'analyse numérique et on extrait les 12 modes avec les périodes et fréquences associées pour chaque tour.

Tab 3.7 - Mode propres de la tour V (x : Direction longitudinale, y : Direction transversale).

| Modes | Fréquences [Hz] | Période [s] | Masse modale UX [%] | Masse modale UY [%] | Masses cumulées UX [%] | Masses cumulées UY [%] |
|-------|-----------------|-------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 0.645 | 1.551 | 67.45 | 0 | 67.45 | 0 |
| 2 | 0.826 | 1.211 | 0 | 1.17 | 67.45 | 1.17 |
| 3 | 0.828 | 1.207 | 0 | 64.16 | 67.45 | 65.33 |
| 4 | 1.838 | 0.544 | 15.72 | 0 | 83.17 | 65.33 |
| 5 | 2.206 | 0.453 | 0 | 0 | 83.17 | 65.33 |
| 6 | 2.514 | 0.398 | 0 | 18.75 | 83.17 | 84.08 |
| 7 | 3.542 | 0.282 | 6.27 | 0 | 89.44 | 84.08 |
| 8 | 4.037 | 0.248 | 1.009E-04 | 0 | 89.44 | 84.08 |
| 9 | 5.012 | 0.2 | 0 | 6.57 | 89.44 | 90.65 |
| 10 | 5.537 | 0.181 | 2.75 | 0 | 92.2 | 90.65 |
| 11 | 6.013 | 0.166 | 9.551E-05 | 0 | 92.2 | 90.65 |
| 12 | 7.108 | 0.141 | 0.78 | 0 | 92.98 | 90.65 |

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab3.8 - Modes propres de la tour M (x : Direction longitudinale, y : Direction transversale).

| Modes | Fréquences [Hz] | Période [s] | Masse modale UX [%] | Masse modale UY [%] | Masses cumulées UX [%] | Masses cumulées UY [%] |
|-------|-----------------|-------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 0.758 | 1.32 | 67.52 | 8.544E-04 | 67.52 | 8.54E-04 |
| 2 | 0.889 | 1.125 | 8.097E-04 | 65.15 | 67.52 | 65.15 |
| 3 | 1.017 | 0.983 | 0 | 9.424E-04 | 67.52 | 65.15 |
| 4 | 2.122 | 0.471 | 16.42 | 2.709E-04 | 83.94 | 65.15 |
| 5 | 2.661 | 0.376 | 0 | 0.64 | 83.94 | 65.79 |
| 6 | 2.671 | 0.374 | 2.712E-04 | 18.51 | 83.94 | 84.3 |
| 7 | 3.957 | 0.253 | 6.02 | 5.446E-05 | 89.96 | 84.3 |
| 8 | 4.691 | 0.213 | 0 | 0 | 89.96 | 84.3 |
| 9 | 5.18 | 0.193 | 0 | 6.39 | 89.96 | 90.69 |
| 10 | 5.788 | 0.173 | 2.11 | 0 | 92.06 | 90.69 |
| 11 | 6.752 | 0.148 | 0 | 0 | 92.06 | 90.69 |
| 12 | 7.005 | 0.143 | 0.32 | 0.91 | 92.36 | 91.6 |

A partir des résultats listés dans les tableaux 3.7 et 3.8, on peut dire que les masses atteignent les 90% des masses totales de chaque structure modélisée au bout de 10 modes.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Les trois premiers modes de translation suivant chaque direction pour chaque tour sont représentés dans le tableau suivant :

Tab 3.9 - Comparaison entre les modes propres de translation des deux tours (M et V).

| | Mode | $f_{\text{Tour V}}(\text{Hz})$ | $f_{\text{Tour M}}(\text{Hz})$ | $f_{\text{Tour V}} / f_{\text{Tour M}}$ |
|---|------|--------------------------------|--------------------------------|---|
| L | 1 | 0.65 | 0.76 | 0.86 |
| | 2 | 1.84 | 2.12 | 0.87 |
| | 3 | 3.54 | 3.96 | 0.89 |
| T | 1 | 0.83 | 0.89 | 0.93 |
| | 2 | 2.51 | 2.67 | 0.94 |
| | 3 | 5.01 | 5.18 | 0.97 |

Après l'analyse des résultats, on remarque une distinction de fréquence pour les trois premiers modes de vibration, à savoir un premier mode de 0.65 Hz et 0.76 Hz respectivement pour la tour M et la tour V dans la direction L, ainsi qu'à 0.83 Hz et 0.89 Hz pour les tours M et V respectivement dans la direction T.

Par ailleurs, un deuxième mode de vibration a été distingué à des fréquences de 1.84 Hz et 2.12 Hz pour les tours M et V dans la direction L, ainsi qu'à 2.51 Hz et 2.67 Hz pour les tours M et V dans la direction T.

Enfin, un troisième mode de vibration est identifié à des fréquences respectives de 3.54 Hz et 3.96 Hz pour les tours M et V dans la direction L, et à 5.01 Hz et 5.18 Hz pour les tours M et V dans la direction T.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

En comparant les fréquences des deux tours, on observe que les fréquences de la tour M sont supérieures à celles de la tour V de 14.5% dans la direction longitudinale et de 6.75% dans la direction transversale. Cette différence peut être expliquée par l'apport de rigidité de la maçonnerie dans la tour M.

La fréquence du premier mode suivant la transversale est plus élevée de 21.7% par rapport à celle suivant la longitudinale pour la tour V. On peut justifier cette différence par apport de rigidité comme suit :

On observe dans la figure **3.9** :

- Les poteaux sont carrés et apportent le même taux de rigidité pour les deux directions.
- 2 voiles suivant la transversale de $h = 4 \text{ m}$ et $b = 0.4 \text{ m}$, ainsi que 6 autres voiles de $h = 0.4 \text{ m}$ et $b = 2.1 \text{ m}$. ($I_{total} = 4.33 \text{ m}^4$)
- 6 voiles suivant la longitudinale de $h = 2.1 \text{ m}$ et $b = 0.4 \text{ m}$, ainsi que 2 voiles de $h = 0.4 \text{ m}$ et $b = 4 \text{ m}$. ($I_{total} = 1.9 \text{ m}^4$)

La rigidité suivant la transversale est donc supérieure à celle suivant la longitudinale ce qui justifie nos résultats.

Il convient également de noter que la fréquence du premier mode suivant la transversale est plus élevée que celle suivant la longitudinale de 14.6% pour la tour M. En suivant le même raisonnement que pour la tour précédente, on remarque que le pourcentage de différence a baissé par rapport à celui de la tour V de 7.1% et on en déduit donc que cette baisse est directement reliée à la présence des murs en maçonnerie. En effet, l'apport de rigidité des murs en maçonnerie diminue avec l'augmentation de la longueur de travée (voir figure **3.10**).

Afin d'évaluer le comportement de notre structure, les rapports des fréquences du deuxième et troisième mode par rapport à la fréquence du premier mode ont été calculés. Les résultats de ces calculs sont présentés dans le tableau **3.9** ci-dessous :

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.10 - Rapports des fréquences propres des modes supérieurs à la première fréquence pour les deux tours suivant les deux directions.

| Tour | Direction | $\frac{f_2}{f_1}$ | $\frac{f_3}{f_1}$ |
|--------|-----------|-------------------|-------------------|
| Tour V | L | 2.83 | 5.44 |
| | T | 3.02 | 6.03 |
| Tour M | L | 2.78 | 5.02 |
| | T | 3 | 5.82 |

Les rapports de fréquences obtenus sont en accord avec les rapports de fréquences d'une poutre en cisaillement tels qu'expliqués dans la formule **2.31** (section **2.2.2.3.**). Cette observation est cohérente avec le comportement des structures qui possèdent une ossature de voiles porteurs, comme dans notre cas d'étude, où les murs ont une rigidité supérieure à celle des planchers. Ce comportement peut être visualisé par la figure **3.14** ci-dessous :

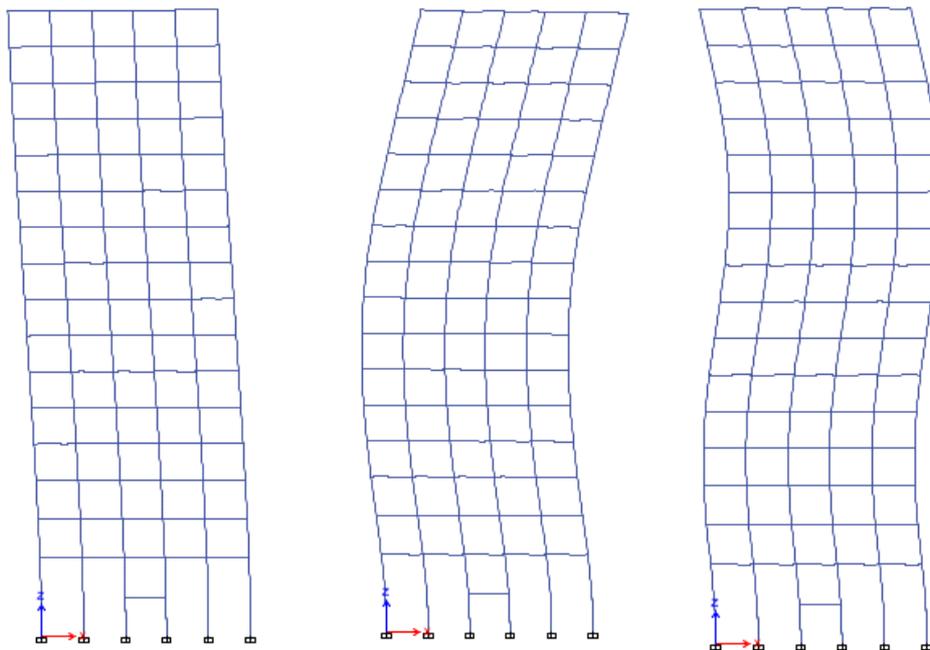


Figure 3.14 - Comportement de la tour V dans la direction longitudinale selon les trois modes de translation de fréquences : 0.65 Hz, 1.84 Hz et 3.54 Hz respectivement.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

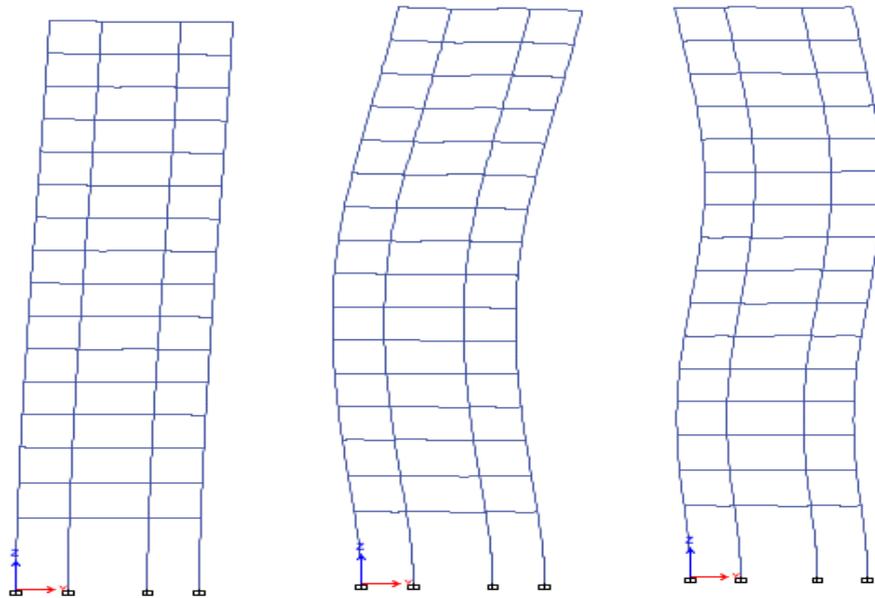


Figure 3.15 - Comportement de la tour V dans la direction transversale selon les trois modes de translation de fréquences : 0.83 Hz, 2.51 Hz et 5.01 Hz respectivement.

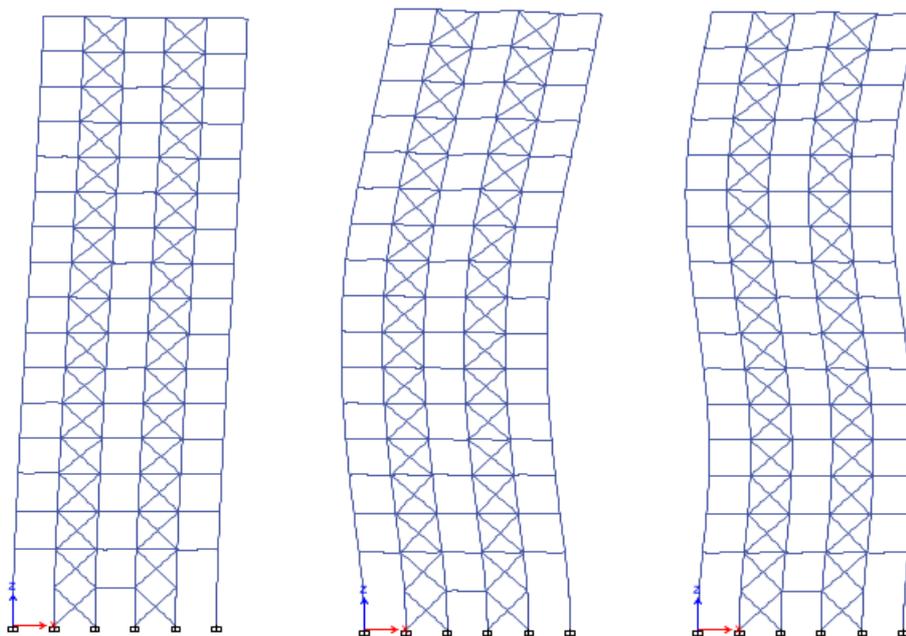


Figure 3.16 - Comportement de la tour M dans la direction longitudinale selon les trois modes de translation de fréquences : 0.76 Hz, 2.12 Hz et 3.96 Hz respectivement.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

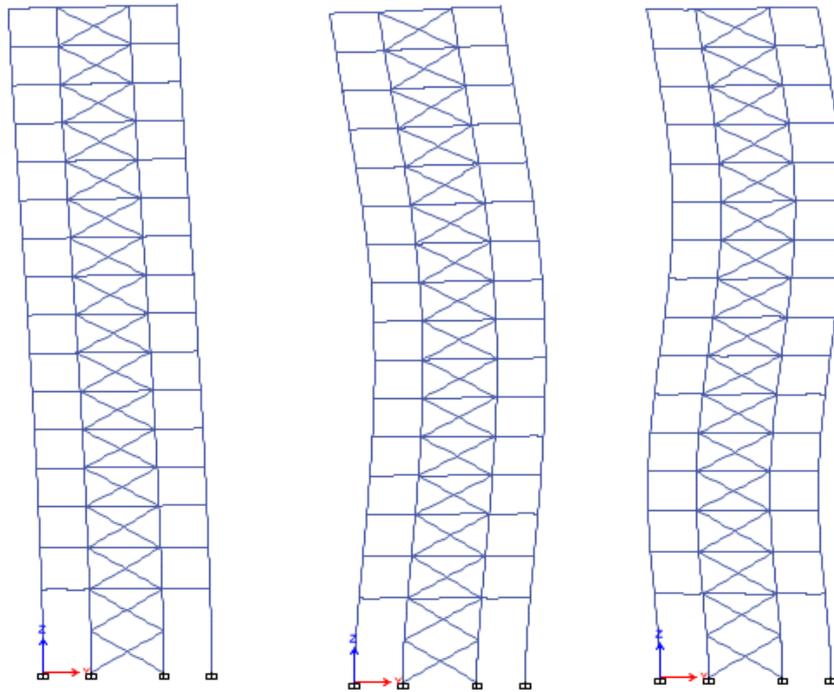


Figure 3.17 - Comportement de la tour M dans la direction transversale selon les trois modes de translation de fréquences : 0.89 Hz, 2.67 Hz et 5.18 Hz respectivement.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3.4 Partie II : Analyse expérimentale

Cette partie abordera l'approche expérimentale sur nos deux tours jumelles par la méthode de vibration ambiante-structure. Notre objectif principal est d'analyser et comparer les paramètres dynamiques : fréquences, amortissements et déformées modales.

3.4.1 Analyse expérimentale

Chaque tour a été instrumentée par une station City Shark I (Chatelain et al. 2000) munie d'un capteur Lennartz 2s à trois composantes, deux horizontales et une verticale comme a été définie dans la section 2.4.1.3. Les composantes horizontales ont été étudiées selon les deux directions principales du bâtiment, à savoir : Est-ouest (EW) \equiv Transversale T et Nord-sud (NS) \equiv Longitudinale L comme illustrée dans la figure 3.18.

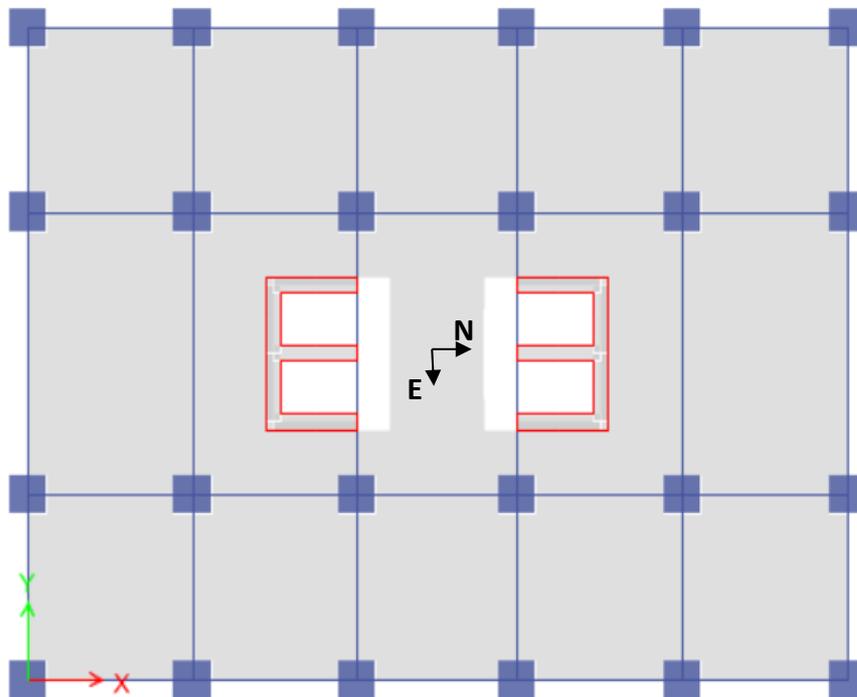


Figure 3.18 - Schéma descriptif de la position et de l'orientation du capteur, Vue en plan.

Les enregistrements ont été effectués sur deux jours différents, d'abord dans la tour du ministère du commerce, puis dans la tour inoccupée. Dans chaque tour, seuls les étages impairs ont été enregistrés, un par un.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

En raison de l'inaccessibilité du toit de la tour du ministère, l'instrumentation a été installée du 15^{ème} étage jusqu'au sous-sol, étage par étage selon le schéma expérimental (voir figure 3.19).

En revanche, dans la tour vide, l'instrumentation a été réalisée du toit jusqu'au 1er étage, étage par étage (voir le schéma expérimental figure 3.19), permettant un total de 18 mesures pour les deux tours.

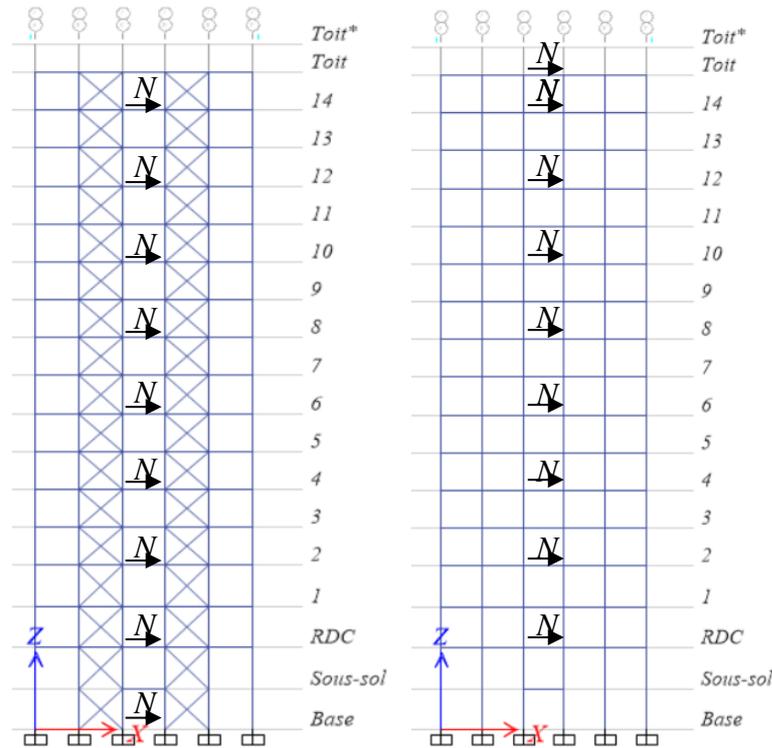


Figure 3.19 - Schéma descriptifs de la disposition des capteurs : La tour V inoccupée et sans remplissage (À droite), la tour M avec remplissage en maçonnerie (À gauche).

Le dispositif d'instrumentation, nous a permis d'avoir des enregistrements de bruit de fond de 15 minutes. La fréquence d'échantillonnage était de 200 Hz. Pour le traitement de nos enregistrements, nous avons utilisé les coefficients suivants : $L_{ta}=30s$, St_a , 1 s, $\min St_a/L_{ta}=0.2$, $\max St_a/L_{ta}=2.5$. Les fenêtres de traitement avaient une longueur de 25 secondes, et un algorithme anti-trigger a été utilisé pour leur sélection avec un chevauchement (overlap) de 5%. Nous avons également appliqué un lissage des spectres (Konno et Ohmachi, $b=40$) et une apodisation de 5% de type cosinus de chaque côté des fenêtres sélectionnées.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

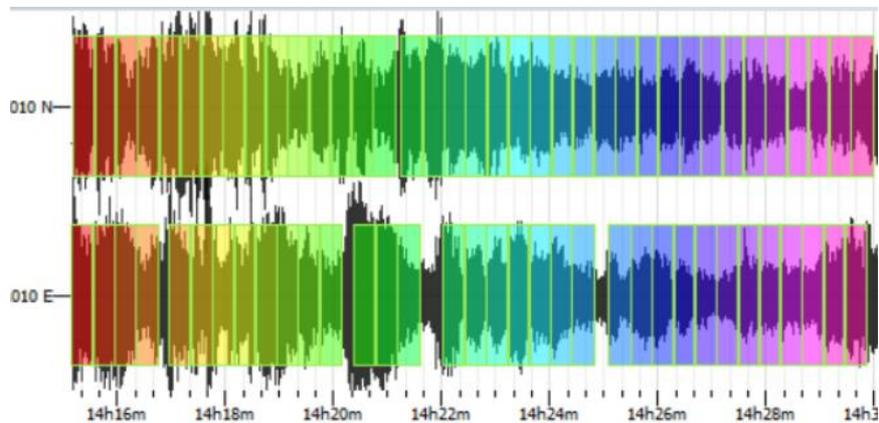


Figure 3.20 - Enregistrement de bruit de fond au toit de la tour vide dans les deux directions longitudinale et transversale, fenêtres du signal stationnaire sur les deux composantes horizontales (Stationary signal).

3.4.2 Résultats et interprétation

3.4.2.1 Fréquences expérimentales

Nous avons identifié six modes de vibration distincts, dont trois dans la direction longitudinale et trois autres dans la direction transversale pour chaque tour.

L'analyse modale des deux tours V et M a été réalisée par une analyse spectrale des enregistrements de vibrations ambiantes sous l'outil Spectrum du logiciel open source Geopsy.

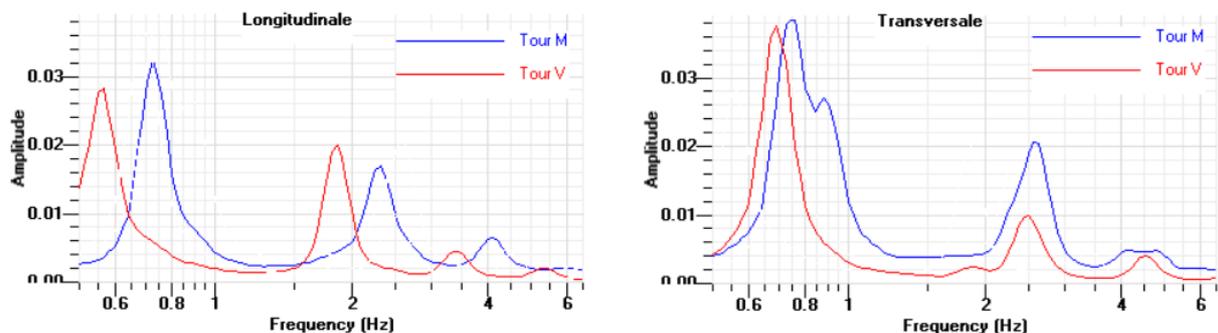


Figure 3.21 - Spectres de Fourier en amplitude des deux tour M et V, identification des modes propres de vibration des tours : la direction transversale (À droite), la direction longitudinale (À gauche).

Les spectres en amplitude (figure 3.21) nous permettent d'identifier les fréquences des modes de vibration, qui sont consignées dans le tableau 3.11.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.11 - Comparaison entre les fréquences identifiées des deux tours suivant les deux directions.

| | Modes | f_M (Hz) | f_V (Hz) | f_V/f_M |
|---|-------|------------|------------|-----------|
| L | 1 | 0.72 | 0.57 | 0.79 |
| | 2 | 2.32 | 1.86 | 0.8 |
| | 3 | 4.1 | 3.5 | 0.85 |
| T | 1 | 0.74 | 0.71 | 0.95 |
| | 2 | 2.56 | 2.51 | 0.98 |
| | 3 | 4.9 | 4.5 | 0.91 |

Après analyse des résultats, on constate en premier lieu que les spectres de chaque composante diffèrent légèrement d'un édifice à l'autre, ce qui suggère que les deux tours n'ont pas le même mode vibratoire, bien que leur architecture soit similaire, construite dans la même période, avec les mêmes matériaux et par la même société de construction.

En outre, une distinction de fréquence a été remarquée entre les deux tours pour le premier mode de vibration, à savoir 0.72 Hz et 0.57 Hz dans la direction L, ainsi qu'à 0.74 Hz et 0.71 Hz dans la direction T pour les tours M et V respectivement.

Effectivement, on constate une augmentation des fréquences de 21% dans la direction L et de 4% dans la direction T. Cette différence peut être expliquée par la présence de remplissage en maçonnerie dans la tour M, en plus des possibles différences d'exécution.

Cette distinction de fréquence a également été observée dans les deux autres modes de vibration. Pour le deuxième mode, les fréquences sont de 2.32 Hz et 1.86 Hz dans la direction L, ainsi que de 2.56 Hz et 2.5 Hz dans la direction T pour les tours M et V respectivement. Quant au troisième mode de vibration, il présente des fréquences de 4.1 Hz et 3.5 Hz dans la direction L, et de 4.9 Hz et 4.5 Hz dans la direction T pour les tours M et V respectivement.

La différence observée entre les fréquences selon les deux directions pour chaque tour, comme indiqué dans le tableau 3.10 et illustré de manière plus explicite dans la figure 3.22, s'explique par le fait que les murs porteurs confèrent une plus grande rigidité à la direction

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

transversale. Cela se traduit par des fréquences plus élevées dans la direction T par rapport à la direction L.

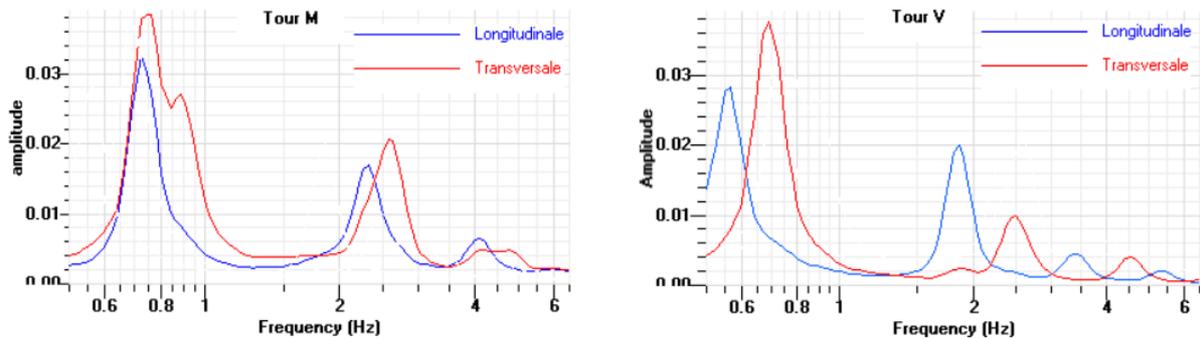


Figure 3.22 - Spectres en amplitude des deux directions L et T : la tour V (A droite), la tour M (À gauche).

En observant la figure 3.23, on remarque que les fréquences du premier mode suivant les deux directions de la tour M sont superposées pour tous les étages définissant ainsi un possible mouvement de torsion pour l'ensemble des planchers de la tour M.

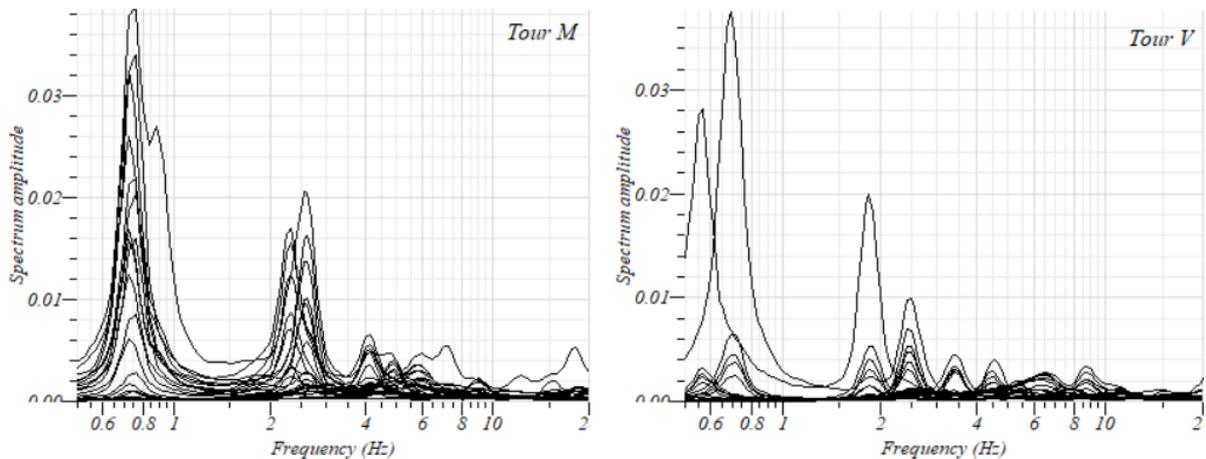


Figure 3.23 - Les spectres des deux tours V et M selon les deux directions L et T : tour V (A droite), tour M (À gauche).

Ces observations sont mieux appréhendées à travers le tableau 3.11 qui présente les fréquences identifiées pour les deux tours, dans les deux directions suggérant ainsi la présence de torsion dans tous les planchers de la tour M. La même chose est observée pour quelques planchers au deuxième mode.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.12 - Les modes propres identifiés des deux tours V et M suivant les deux directions

| Direction | | Etage | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | | Etage | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) |
|-----------|---------------------------------------|-------|------------|------------|------------|---------------------------------------|--------------|------------|------------|------------|
| L | T o u r V | 1 | 0.57 | 1.86 | 3.45 | T o u r M | Sous- sol | 0.72 | 2.7 | 4 |
| T | | | 0.68 | 2.44 | 4.43 | | | 0.74 | 2.62 | 4.6 |
| L | | 3 | 0.57 | 1.85 | 3.44 | | 1 | 0.72 | 2.32 | 4.1 |
| T | | | 0.71 | 2.44 | 4.42 | | | 0.76 | 2.62 | 4.9 |
| L | | 5 | 0.57 | 1.86 | 3.4 | | 3 | 0.73 | 2.32 | 4.1 |
| T | | | 0.71 | 2.44 | 4.5 | | | 0.76 | 2.62 | 4.9 |
| L | | 7 | 0.57 | 1.86 | 3.5 | | 5 | 0.73 | 2.32 | 4.1 |
| T | | | 0.71 | 2.44 | 4.4 | | | 0.76 | 2.62 | 4.9 |
| L | | 9 | 0.57 | 1.86 | 3.5 | | 7 | 0.73 | 2.32 | 4 |
| T | | | 0.71 | 2.44 | 4.4 | | | 0.76 | 2.62 | 4 |
| L | | 11 | 0.57 | 1.9 | 3.5 | | 9 | 0.73 | 2.31 | 4.1 |
| T | | | 0.71 | 2.5 | 4.4 | | | 0.74 | 2.62 | 4.9 |
| L | | 13 | 0.55 | 1.86 | 3.5 | | 11 | 0.73 | 2.32 | 4.1 |
| T | | | 0.71 | 2.44 | 4.5 | | | 0.76 | 2.5 | 4.9 |
| L | | 15 | 0.55 | 1.86 | 2.75 | | 13 | 0.73 | 2.32 | 4.1 |
| T | | | 0.68 | 2.56 | 4.4 | | | 0.76 | 2.56 | 4.84 |
| L | | Toit | 0.57 | 1.86 | 3.5 | | 15 | 0.72 | 2.32 | 4.1 |
| T | | | 0.71 | 2.5 | 4.5 | | | 0.74 | 2.56 | 4.9 |

En revanche, aucune fréquence n'est simultanément présente dans les deux directions pour la tour V, suggérant ainsi l'absence de tout mode de torsion. Cette différence peut s'expliquer par le fait que la tour M est occupée depuis plusieurs années et comporte des charges

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

secondaires telles que des faux plafonds et un ascenseur, contrairement à la tour V qui est restée inoccupée et sans remplissage.

Il aurait été envisageable de procéder à l'installation de deux capteurs dans les coins opposés des planchers de la tour M, à savoir sur le toit de la structure et au niveau du rez-de-chaussée, afin de confirmer et d'élaborer de manière précise les modes de torsion identifiés. Cependant, en raison d'un accès restreint au ministère après la constatation des résultats, cette analyse n'a pas pu être réalisée.

Afin d'évaluer si la rigidité de notre structure est en flexion ou en cisaillement, nous avons calculé les rapports des fréquences du deuxième et troisième mode par rapport au premier mode. Les résultats de ces calculs sont présentés dans le tableau **3.13** ci-dessous :

Tab 3.13 - Rapports des fréquences propres des modes supérieurs à la première fréquence pour les deux tours suivant les deux directions. Avec : L : direction longitudinale et T : la direction transversale

| Tour | Direction | $\frac{f_2}{f_1}$ | $\frac{f_3}{f_1}$ |
|------|-----------|-------------------|-------------------|
| M | L | 3.22 | 5.69 |
| | T | 3.51 | 6.62 |
| V | L | 3.26 | 6.14 |
| | T | 3.52 | 6.34 |

Les rapports de fréquences obtenus sont conformes aux rapports de fréquences d'une rigidité en cisaillement (section **2.2.2.3**). Ce comportement est cohérent avec celui des structures qui présentent une ossature de voiles porteurs, comme dans notre cas d'étude, où les murs ont une rigidité supérieure à celle des planchers.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3.4.2.2 Amortissement

Le traitement a été réalisé avec le logiciel Geopsy en utilisant la fonction « Damping » basé sur l'analyse par décrétement aléatoire. Toutefois, pour déterminer le coefficient d'amortissement de chaque mode, il est nécessaire de filtrer le signal autour d'un mode spécifique.

Dans le cadre de notre étude, le choix s'est porté sur le filtre Butterworth, qui permet d'isoler les différents modes et de déterminer leur coefficient d'amortissement respectif. Néanmoins, il peut arriver que le filtre Cosinus Taper soit également utilisé dans certaines situations pour séparer les différents modes.

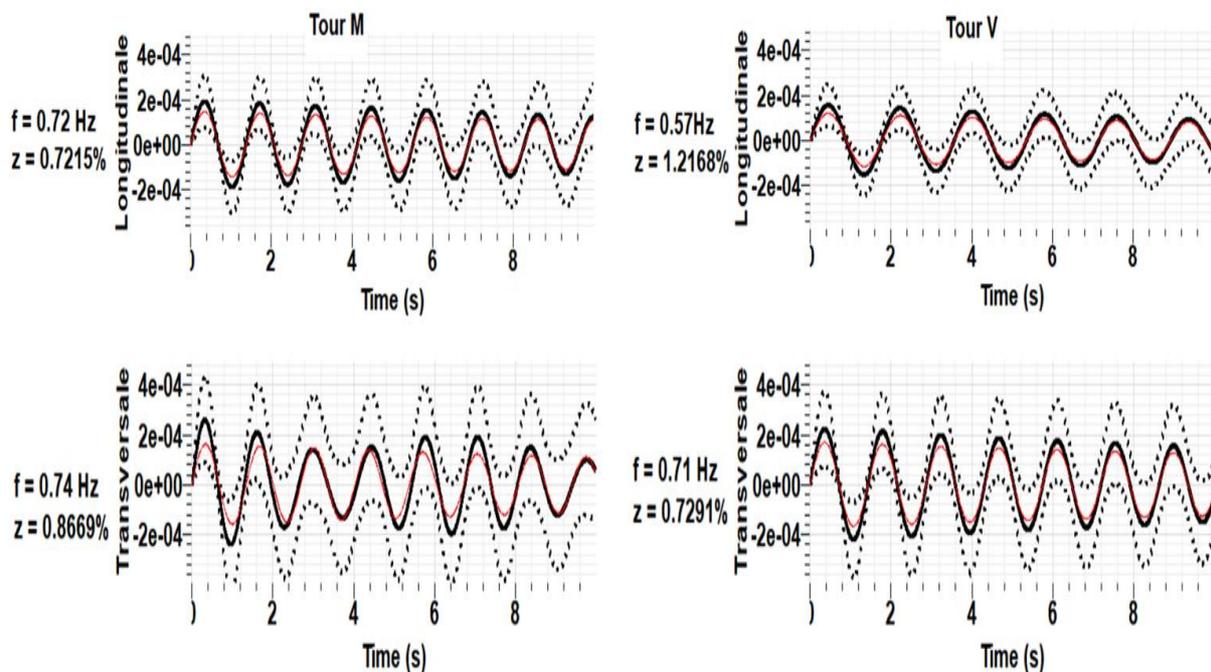


Figure 3.24 - Les variations de l'amortissement mesuré avec le décrétement aléatoire dans le domaine temporel dans les deux directions L (longitudinale) et T (transversale) pour le premier mode : la tour V (À droite), la tour M (À gauche).

La figure 3.24 montre que les valeurs moyennes des amortissements sur la période de l'étude sont de 0.72% et 1.22% dans la direction L et de 0.87% et 0.73% dans la direction T respectivement pour la tour M et la tour V.

D'emblée, il est possible de constater que les valeurs d'amortissement mesurées sont nettement inférieures aux normes de construction habituellement admises, qui s'élèvent à

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

environ 10%, et aux valeurs utilisées dans les calculs pour les structures en béton 5% à 7% (RPA99/V2003). Cette différence s'explique par le fait que les coefficients d'amortissement calculés à partir de la méthode des vibrations ambiantes sont mesurés à très faibles amplitudes, ce qui entraîne leur sous-estimation.

La stabilité des mesures d'amortissement par la méthode utilisée dépend du nombre de fenêtres détectées dans le signal. Selon Jeary (1997), un minimum de 500 fenêtres est nécessaire pour garantir cette stabilité. Pour obtenir suffisamment de fenêtres, l'enregistrement du signal aléatoire doit être suffisamment long. Pour les structures ayant des fréquences propres comprises entre 0.6 et 2 Hz, une durée d'enregistrement d'une heure est recommandée par Jeary (1997) et Dunand (2005). Bien que nos deux tours entrent dans cette plage de fréquences, nous avons seulement enregistré pendant juste 15 minutes.

D'après le tableau **3.13**, qui est présenté ci-dessous et qui donne les amortissements mesurés des deux tours dans les deux directions, il est observé que la tour V présente des amortissements relativement plus faibles que la tour M. Cette différence s'explique par la présence de maçonnerie uniquement dans la tour M, conférant ainsi une masse importante qui contribue à la dissipation de l'énergie sismique et à l'amortissement des vibrations. En revanche, une structure sans remplissage en maçonnerie peut avoir une masse et une rigidité réduites, ce qui peut diminuer sa capacité d'amortissement.

En outre, la maçonnerie peut offrir un certain niveau d'amortissement visqueux en raison de la présence de mortier entre les briques ou les pierres, qui peut absorber l'énergie sismique et réduire les vibrations.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.14 - Amortissements des modes propres identifiés pour les deux tours (M et V).

| Direction | | Etage | $\xi_1(\%)$ | $\xi_2(\%)$ | $\xi_3(\%)$ | | Etage | $\xi_1(\%)$ | $\xi_2(\%)$ | $\xi_3(\%)$ |
|-----------|---------------------------------------|-------|-------------|-------------|-------------|---------------------------------------|--------------|-------------|-------------|-------------|
| L | T o u r V | 1 | 0.8 | 0.94 | 0.53 | T o u r M | Sous- sol | 9.01 | 0.66 | 5.99 |
| T | | | 0.93 | 0.38 | 1.24 | | | 3.32 | 2.39 | 7.32 |
| L | | 3 | 0.47 | 1.03 | 0.62 | | 1 | 1.1 | 1.19 | 1.9 |
| T | | | 0.38 | 0.44 | 1.2 | | | 0.67 | 0.59 | 1.94 |
| L | | 5 | 0.45 | 0.82 | 0.51 | | 3 | 0.72 | 0.69 | 1.48 |
| T | | | 0.55 | 0.39 | 0.73 | | | 0.79 | 0.83 | 1.88 |
| L | | 7 | 0.745 | 1.22 | 1.20 | | 5 | 0.74 | 0.99 | 1.84 |
| T | | | 0.32 | 0.47 | 0.28 | | | 1.04 | 0.62 | 1.84 |
| L | | 9 | 0.79 | 0.73 | 0.48 | | 7 | 0.69 | 0.8 | 0.38 |
| T | | | 0.34 | 0.33 | 1.07 | | | 0.83 | 1.03 | 1.2 |
| L | | 11 | 0.57 | 0.75 | 0.53 | | 9 | 0.69 | 1.15 | 1.4 |
| T | | | 0.23 | 0.68 | 1.50 | | | 0.98 | 0.74 | 1.65 |
| L | | 13 | 0.38 | 1.4 | 0.66 | | 11 | 0.76 | 1.28 | 1.64 |
| T | | | 0.24 | 0.28 | 0.56 | | | 1.16 | 0.95 | 1.96 |
| L | | 15 | 9.98 | 19.25 | 10.42 | | 13 | 0.73 | 0.84 | 1.87 |
| T | | | 6.89 | 10.24 | 10.51 | | | 0.72 | 0.77 | 1.53 |
| L | | Toit | 1.22 | 0.72 | 1.06 | | 15 | 0.72 | 0.76 | 1.37 |
| T | | | 0.73 | 0.61 | 1.02 | | | 0.87 | 0.95 | 1.59 |

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Il est important de souligner que, en principe, l'amortissement ne devrait pas varier en fonction de l'étage car il dépend du mode de vibration et des caractéristiques matérielles. Toutefois, dans la pratique, de légères variations peuvent se produire en raison de facteurs tels que la variation des conditions environnementales ou la différence de qualité de construction.

Les résultats présentés dans le tableau **3.14** montrent cependant des variations significatives des valeurs d'amortissement entre les différents étages pour les deux tours M et V et cela dans les deux directions L et T. Cette observation confirme la complexité de détermination et d'interprétation de l'amortissement par approche expérimentale.

En comparant les fréquences des deux tours V et M obtenues à partir du spectre de Fourier et celles obtenues à partir du décrétement aléatoire, comme indiqué dans les tableaux **3.15** et **3.16** respectivement, il est observé une concordance et une quasi égalité des valeurs. Cette constatation témoigne de la fiabilité des amortissements extraits, ainsi que de la capacité de la méthode des vibrations ambiantes à fournir des estimations précises des fréquences, malgré une sous-estimation des coefficients d'amortissements.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.15 - Fréquences obtenus à partir du spectre de Fourier et à partir du décrétement aléatoire identifiés pour les deux tours V selon les deux directions. Avec f_{1d} , f_{2d} et f_{3d} représentent respectivement les fréquences propres des trois modes de translation obtenues par calcul de dumping.

| Etage | Direction | f_1 (Hz) | f_{1d} (Hz) | f_2 (Hz) | f_{2d} (Hz) | f_3 (Hz) | f_{3d} (Hz) |
|-------|-----------|------------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|
| 1 | L | 0.57 | 0.57 | 1.86 | 1.88 | 3.45 | 3.43 |
| | T | 0.68 | 0.70 | 2.44 | 2.48 | 4.43 | 4.46 |
| 3 | L | 0.57 | 0.57 | 1.85 | 1.88 | 3.44 | 3.44 |
| | T | 0.71 | 0.70 | 2.44 | 2.48 | 4.42 | 4.48 |
| 5 | L | 0.57 | 0.57 | 1.86 | 1.88 | 3.44 | 3.43 |
| | T | 0.71 | 0.71 | 2.44 | 2.47 | 4.5 | 4.48 |
| 7 | L | 0.57 | 0.57 | 1.86 | 1.87 | 3.39 | 3.40 |
| | T | 0.71 | 0.70 | 2.44 | 2.47 | 4.41 | 4.42 |
| 9 | L | 0.57 | 0.57 | 1.86 | 1.88 | 3.45 | 3.43 |
| | T | 0.71 | 0.70 | 2.44 | 2.47 | 4.42 | 4.48 |
| 11 | L | 0.57 | 0.57 | 1.9 | 1.90 | 3.45 | 3.42 |
| | T | 0.71 | 0.70 | 2.5 | 2.48 | 4.42 | 4.44 |
| 13 | L | 0.55 | 0.57 | 1.86 | 1.89 | 3.5 | 3.43 |
| | T | 0.71 | 0.70 | 2.44 | 2.47 | 4.53 | 4.42 |
| 15 | L | 0.55 | 0.57 | 1.86 | 1.87 | 2.75 | 2.92 |
| | T | 0.68 | 0.69 | 2.56 | 2.67 | 4.4 | 4.69 |
| Toit | L | 0.57 | 0.56 | 1.86 | 1.86 | 3.5 | 3.41 |
| | T | 0.71 | 0.70 | 2.5 | 2.47 | 4.5 | 4.52 |

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.16 - Fréquences obtenus à partir du spectre de Fourier et à partir du décrétement aléatoire identifiés pour les deux tours M selon les deux directions. Avec f_{1d} , f_{2d} et f_{3d} représentent respectivement les fréquences propres des trois modes de translation obtenues par calcul de dumping.

| Etage | Direction | f_1 (Hz) | f_{1d} (Hz) | f_2 (Hz) | f_{2d} (Hz) | f_3 (Hz) | f_{3d} (Hz) |
|----------|-----------|------------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|
| Sous-sol | L | 0.72 | 0.72 | 2.7 | 2.75 | 4 | 4.08 |
| | T | 0.74 | 0.75 | 2.62 | 2.62 | 4.6 | 4.81 |
| 1 | L | 0.72 | 0.73 | 2.32 | 2.33 | 4.1 | 4.15 |
| | T | 0.76 | 0.76 | 2.62 | 2.63 | 4.9 | 4.90 |
| 3 | L | 0.73 | 0.73 | 2.32 | 2.34 | 4.1 | 4.11 |
| | T | 0.76 | 0.75 | 2.62 | 2.63 | 4.9 | 4.93 |
| 5 | L | 0.73 | 0.73 | 2.32 | 2.34 | 4.1 | 4.08 |
| | T | 0.76 | 0.75 | 2.62 | 2.61 | 4.9 | 4.91 |
| 7 | L | 0.73 | 0.73 | 2.32 | 2.34 | 4 | 4.14 |
| | T | 0.76 | 0.75 | 2.62 | 2.63 | 4 | 4.14 |
| 9 | L | 0.73 | 0.73 | 2.31 | 2.32 | 4.1 | 4.17 |
| | T | 0.74 | 0.75 | 2.62 | 2.61 | 4.9 | 4.88 |
| 11 | L | 0.73 | 0.73 | 2.32 | 2.32 | 4.1 | 4.06 |
| | T | 0.76 | 0.75 | 2.5 | 2.61 | 4.9 | 4.83 |
| 13 | L | 0.73 | 0.73 | 2.32 | 2.32 | 4.1 | 4.18 |
| | T | 0.76 | 0.75 | 2.56 | 2.59 | 4.84 | 4.80 |
| 15 | L | 0.72 | 0.73 | 2.32 | 2.32 | 4.1 | 4.12 |
| | T | 0.74 | 0.74 | 2.56 | 2.59 | 4.9 | 4.90 |

En comparant les valeurs des fréquences et des amortissements, au premier mode, du toit de la tour V illustrées dans le tableau **3.17** ci-dessous, on observe que les coefficients d'amortissement ne dépendent pas des fréquences propres.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Tab 3.17 - Fréquences et amortissements au premier mode du toit de la tour V selon les deux directions.

| Tour | Direction | Etage | f_1 (Hz) | ξ_1 (%) |
|------|-----------|-------|------------|-------------|
| V | L | Toit | 0.57 | 1.22 |
| | T | | 0.71 | 0.73 |

Ces observations sont conformes au modèle théorique établi par (Dunand, 2005) selon lequel, pour un sol ferme de type S2 selon le RPA99/V2003, il n'y a pas de corrélation entre la fréquence et l'amortissement. Cependant, ses résultats expérimentaux ont démontré que cette relation existe indépendamment du type de sol.

Cette comparaison ne peut être effectuée pour la tour M car l'amortissement calculé concerne le 15^{ème} étage et non pas le toit.

Il convient néanmoins de noter que les résultats obtenus dans notre cas spécifique ne permettent pas de confirmer ou de contredire les résultats de Dunand, car nous disposons que d'un seul cas d'étude qui n'est pas suffisant pour tirer des conclusions définitives.

3.4.2.3 Déformée modales

Les déformées modales ont été générées en utilisant les amplitudes mesurées à différents étages pour chacune des deux tours dans les directions longitudinale et transversale.

Les figures 3.25 et 3.26 exposent les déformations modales des trois premiers modes de vibration des tours V et M respectivement dans les deux directions. La forme du premier mode de vibration des deux tours montre que la structure fléchit dans les directions longitudinale et transversale, corroborant ainsi avec les résultats du tableau 3.13.

En outre, malgré la présence d'un remplissage en maçonnerie dans la tour M, qui contraste avec celui de la tour V, on remarque que les amplitudes de la tour M sont supérieures à celles de la tour V.

Cette différence pourrait être attribuée à l'effet du vent, car en effet les enregistrements ont été réalisés dans des conditions climatiques distinctes pour les deux tours. Le jour de l'instrumentation de la tour M a été caractérisé par un vent fort, tandis que le jour de l'instrumentation de la tour V a été marqué par un vent nettement plus faible.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Cette présence de vent a eu un impact sur l'amplitude spectrale des premiers modes par rapport aux modes supérieurs, comme cela a été suggéré par les résultats de l'étude de Crawford et Ward (1964). Il a été déduit que les vents forts excitaient principalement les premiers modes, tandis que les vents faibles excitaient tous les modes de manière égale. Ce qui confirme nos observations.

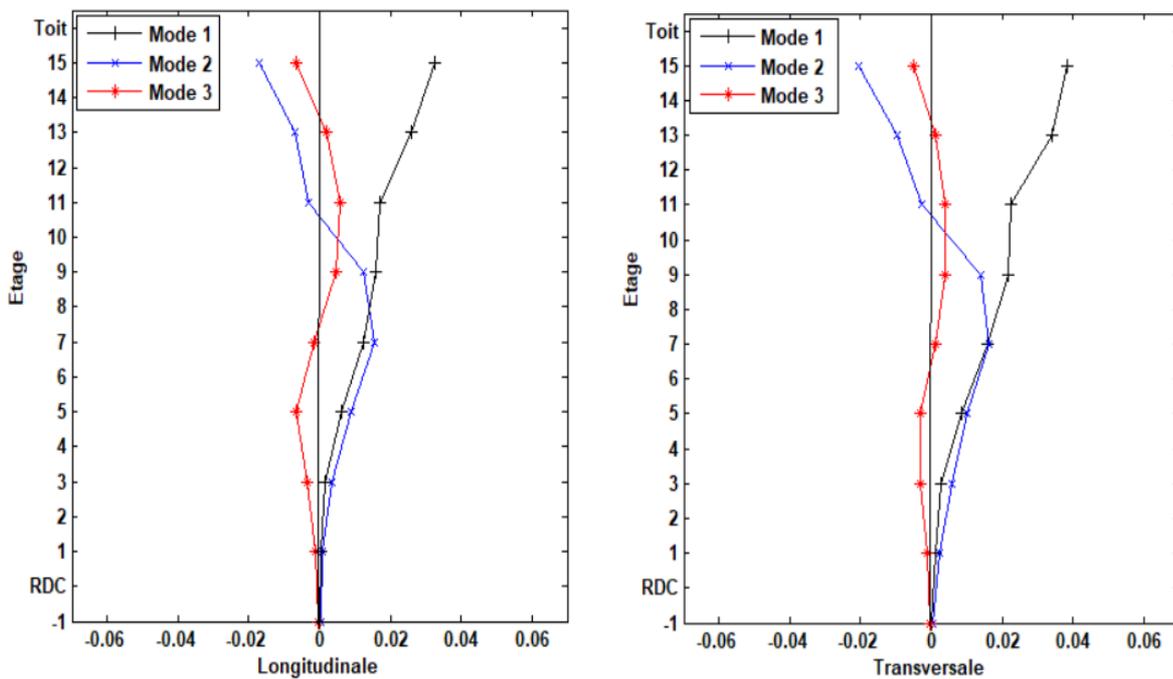


Figure 3.25 - Les déformées modales des trois premiers modes pour la tour M suivant les deux directions : direction transversale (À droite), direction longitudinale (À gauche).

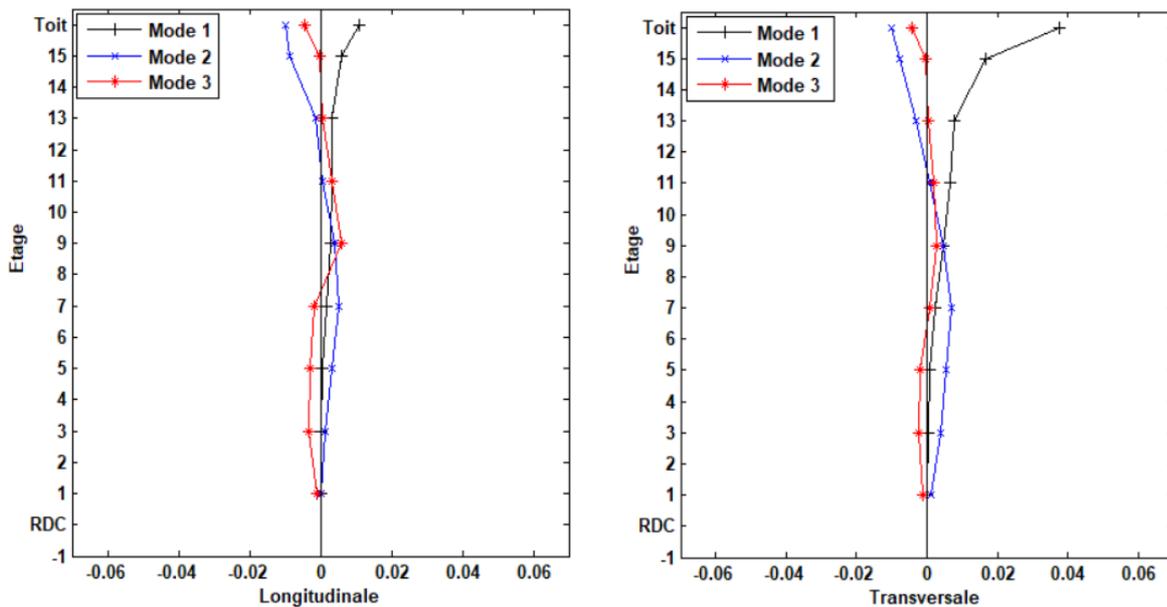


Figure 3.26 - Les déformées modales des trois premiers modes pour la tour V suivant les deux directions : direction transversale (À droite), direction longitudinale (À gauche).

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3.5 Partie III: Calcul numérique

3.5.1 Estimation de la période avec la formule du Règlement Parasismique

Algérien RPA 99 /V2003

Dans le but d'évaluer la période fondamentale des deux tours, deux formules extraites du règlement parasismique algérien RPA99/V2003 ont été utilisées. En effet, les formules ont été sélectionnées en fonction du système de contreventement spécifique à chaque tour. Dans le cas de la tour V, contreventée par des voiles en béton armé sans remplissage en maçonnerie, la formule [1] a été exploitée. En revanche, pour la tour M, dont le contreventement est assuré par des voiles en béton armé et des murs en maçonnerie, le choix s'est porté sur le minimum entre les deux formules [1] et [2].

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad [1]$$

$$T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}} \quad [2]$$

Les données nécessaires pour calculer la période à l'aide des formules issues du RPA 99 /V2003 :

Tab 3.18 - Données pour le calcul de la période

| C_T | h_N (m) | D (L)(m) | D (T)(m) |
|-------|-----------|----------|----------|
| 0.05 | 69.3 | 28.15 | 22.9 |
| 0.075 | | | |

Avec :

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, donné par le tableau ci-dessous.

h_N : Hauteur.

D(L) : Longueur suivant la longitudinale.

D(T) : Longueur suivant la transversale.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Les fréquences calculées sont présentées dans le tableau ci-dessus :

Tab 3.19 - Les fréquences calculées à partir du RPA99 /V2003 pour les deux tours V et M.

| Tour | Direction | $f_{RPA99 /V2003}$ (Hz) |
|------|-----------|-------------------------|
| V | L | 0.56 |
| | T | 0.56 |
| M | L | 0.85 |
| | T | 0.83 |

D'après les résultats présentés dans le tableau **3.19**, il est possible de constater que la tour V possède les mêmes fréquences dans les deux directions, contrairement à la tour M. Cette différence revient au remplissage en maçonnerie de la tour M, qui est pris en compte par le RPA 99 /V2003 dans les systèmes de contreventement.

3.5.2 Estimation de la période avec la formule du Règlement Parasismique Algérien RPA 88

La formule du RPA 88 (voir section **1.4.2.1.**) nous permet d'estimer la période, par rapport au premier mode, par rapport au nombre d'étages N.

Pour nos deux structures le nombre d'étages est égal à 16 (R+15), la fréquence fondamentale est donc égale à 0.63 Hz.

Cette formule indique que les deux tours vibrent avec la même fréquence et ce dans les deux directions.

Il est possible de constater qu'il y a une distinction entre les résultats obtenus à partir des deux versions du règlement parasismique algérien (RPA 99 /V2003 et RPA 88) pour nos deux tours. En effet, les formules du RPA99 /V2003 prennent en considération la hauteur et les dimensions des tours, en particulier dans le cas de la tour M (avec remplissage), tandis que la formule du RPA 88 dépend uniquement du nombre d'étages.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

3.6 Partie IV : Comparaison des résultats

Cette partie est destinée à comparer entre les résultats numériques et expérimentaux, en plus des résultats obtenus du règlement parasismique algérien. Ce qui permettra d'évaluer la fiabilité du logiciel de calcul ETABS et celle des formules empiriques du RPA 99/ V2003.

3.6.1 Comparaison entre les fréquences numériques et expérimentales

Les tableaux 3.20 et 3.21 présentés ci-dessous montrent les résultats des fréquences obtenus à partir de l'analyse expérimentale et numérique :

Tab 3.20 - Comparaison entre les fréquences expérimentales et numériques pour la tour V.

| Direction | Mode | $f_{exp}(Hz)$ | $f_{num}(Hz)$ | f_{exp}/f_{num} |
|-----------|------|---------------|---------------|-------------------|
| L | 1 | 0.57 | 0.65 | 0.88 |
| | 2 | 1.86 | 1.84 | 1.01 |
| | 3 | 3.5 | 3.54 | 0.99 |
| T | 1 | 0.71 | 0.83 | 0.86 |
| | 2 | 2.5 | 2.51 | 1.00 |
| | 3 | 4.5 | 5.01 | 0.90 |

Tab 3.21 - Comparaison entre les fréquences expérimentales et numériques pour la tour M.

| Direction | Mode | $f_{exp}(Hz)$ | $f_{num}(Hz)$ | f_{exp}/f_{num} |
|-----------|------|---------------|---------------|-------------------|
| L | 1 | 0.72 | 0.76 | 0.95 |
| | 2 | 2.32 | 2.12 | 1.09 |
| | 3 | 4.1 | 3.96 | 1.04 |
| T | 1 | 0.74 | 0.89 | 0.83 |
| | 2 | 2.6 | 2.67 | 0.97 |
| | 3 | 4.9 | 5.18 | 0.95 |

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Nous pouvons constater que les fréquences calculées numériquement sont très similaires et comparables à celles mesurées expérimentalement pour les deux tours M et V, ainsi que pour les directions longitudinale et transversale pour les trois premiers modes de vibration avec une différence moyenne d'environ 8%. Ce qui nous permet d'évaluer et de vérifier la fiabilité de nos modèles tridimensionnels.

Il convient de noter que la précision des résultats numériques dépend de plusieurs facteurs, tels que la précision des données d'entrée, les hypothèses de modélisation ainsi que les charges secondaires présentes dans la tour M occupée par le ministère du Commerce (faux plafonds...). En outre, il peut y avoir des erreurs expérimentales, des imprécisions de mesure et des facteurs externes qui peuvent influencer les résultats. Par conséquent, il est toujours important de tenir compte des incertitudes et des limites des résultats obtenus à partir des deux méthodes.

3.6.2 Comparaison entre les fréquences expérimentales et les fréquences calculées à partir des formules empiriques

Pour évaluer la période fondamentale propre des bâtiments, nous avons utilisé deux formules empiriques. Une générale prise du RPA 88 et une provenant du RPA 99/version 2003 (Voir section 1.4.2.1) suivant l'évaluation dans la direction longitudinale et transversale, pour pouvoir réaliser une comparaison avec les fréquences fondamentales expérimentales des deux tours.

Tab 3.22 -Tableau représentant les fréquences expérimentales et théoriques.

| Tours | Directions | f_{exp} (Hz) | $f_{[4]}$ (Hz) | $f_{[3]}$ (Hz) |
|-------|------------|----------------|----------------|----------------|
| V | L | 0.57 | 0.56 | 0.63 |
| | T | 0.71 | 0.56 | |
| M | L | 0.72 | 0.85 | |
| | T | 0.74 | 0.83 | |

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

Le résultat obtenu à partir de la formule empirique du RPA 88 est considéré le plus proche des fréquences obtenues expérimentalement et donne donc une meilleure estimation de la fréquence pour les deux tours. Cette observation montre que cette formule peut être utilisée dans tous les cas.

En outre, les résultats obtenus des formules empiriques du RPA 99/ V2003 sont comparables aux fréquences expérimentales. Bien que les différences entre les deux puissent être expliquées par le fait que les formules du règlement parasismique algériens ont été extraites de codes parasismiques qui les ont associés aux bâtiments de hauteur ne dépassant pas les 40 m, ce qui n'inclut pas notre structure de 69.3 m. Mais bien sûr cette hypothèse ne peut être confirmée qu'en traitant une large base de données d'au moins 50 structures.

Tab 3.23 - Tableau résumant les résultats obtenus pour le premier mode.

| Tours | $f_{exp}(Hz)$ | | $f_{num}(Hz)$ | | $f_{[4]}(Hz)$ | | $f_{[3]}(Hz)$ | |
|-------|---------------|------|---------------|------|---------------|------|---------------|---|
| | L | T | L | T | L | T | L | T |
| V | 0.57 | 0.71 | 0.65 | 0.83 | 0.56 | 0.56 | 0.63 | |
| M | 0.72 | 0.74 | 0.76 | 0.89 | 0.85 | 0.83 | | |

3.7 Conclusion

La caractérisation des sols par la méthode HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) manque de précision lorsque la courbe est plate (amplitude inférieure à 2.5, sans pic apparent). Dans de tels cas, elle doit être accompagnée d'une méthode géophysique passive pour obtenir une caractérisation précise.

L'utilisation des vibrations ambiantes dans deux tours initialement identiques permet de révéler des différences de rigidité. Les tours M et V présentent une variation de fréquences entre elles, qui peut principalement être attribuée à la présence de murs en maçonnerie dans la tour M, ainsi qu'à des charges supplémentaires.

3. 1^{er} cas d'étude : Comparaison entre deux tours jumelles

L'amortissement mesuré par la méthode du décrétement aléatoire est sous-estimé, se situant aux alentours de 1%. Cependant, il convient de mettre en avant la fiabilité des mesures d'amortissement étant donné que les fréquences obtenues à partir du décrétement aléatoire et celles obtenues par l'analyse spectrale convergent.

La théorie selon laquelle il n'y a aucune corrélation entre la fréquence et l'amortissement dans le cas des sols ferme a été observée pour le toit de la tour V.

La fiabilité du logiciel de modélisation ETABS/2018, le respect des plans, la rigueur dans le choix et l'introduction des paramètres de modélisation, ainsi que l'exactitude du calcul et de la modélisation des murs en maçonnerie par la méthode des bielles, ont poussé nos résultats à être concluants et comparables avec les résultats expérimentaux.

Les fréquences calculées selon la formule empirique du règlement parasismique algérien sont comparables aux fréquences expérimentales. Cependant, il convient de noter que ces formules empiriques ont été développées pour des structures de moins de 40 mètres et notre cas concerne des tours de ~ 70 m.

Les déformations modales des structures sont sensibles à l'influence du vent. Une observation notable est que la tour la plus rigide présente des déformations plus marquées. Ainsi, les vibrations ambiantes constituent une mesure sensible aux effets climatiques.

Chapitre 4 : 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

Le site AADL de Dergana comporte deux groupes de bâtiments : des R+9 et des R+5. Les blocs de même nombre d'étages sont reliés par des joints sismiques. Nous avons choisi d'étudier un bâti de chaque groupe.

D'abord, on commence par une estimation théorique des fréquences propres de chaque structure par trois différentes formules empiriques issues de différents codes parasismiques. Ensuite, on passe à une analyse expérimentale des paramètres dynamiques, qui nous donne accès à des résultats dans des conditions réelles que nous pourrions comparer aux résultats théoriques, enfin, ceci nous donnera le moyen de relever et en extraire les anomalies et défauts structuraux s'ils existent.

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

4 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

4.1 Description des bâtiments

Situés dans la commune de Dergana relevant de la wilaya d'Alger, les deux édifices du site AADL sont implantés dans une zone classée en tant que région de forte sismicité (Zone III) conformément aux RPA 99/V2003. Ces édifices sont à l'usage résidentiel.

Le groupe des bâtiments en R+9 sont des blocs constitués de quatre structures couplées, et le groupe des bâtiments en R+5 sont des blocs constitués de six structures couplées, chaque groupe étant lié par des joints sismiques.

Les dimensions de chaque bâtiment sont répertoriées dans le tableau 4.1 présenté ci-dessous.

Tab 4.1 - Dimensions des deux bâtiments R+5 et R+9.

| | Longueur (m) | Largeur (m) | Hauteur (m) |
|-----|--------------|-------------|-------------|
| R+5 | 18.9 | 20.34 | 18.9 |
| R+9 | 25.51 | 20.2 | 30 |



Figure 4.1- Illustration des deux bâtiments R+5 et R+9, façades extérieures. (Photos réelles)

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

4.2 Caractérisation du sol

Des essais in situ dans le cadre de la campagne géotechnique de reconnaissance de notre site ont été effectués. Pour notre travail nous allons exploiter juste deux essais Down Hole.



Figure 4.2 - Localisation géographique de l'essai des mesures Down Hole. (Google Earth)

Pour la classification du sol selon le RPA 99/ V2003, on procède au calcul des V_{s30} pour les deux down-hole réalisés sur le site (Cherouk et Dahmani2020) (voir figure 4.2), nous avons trouvé comme suit les vitesses de cisaillement V_{s30} :

Pour le sondage DH01 : $V_{s30} = 341 \text{ m/s}$

Pour le sondage DH02 : $V_{s30} = 373 \text{ m/s}$

D'après les résultats obtenus par les Down-Hole, avec une vitesse de propagation des ondes sismiques V_{s30} comprise entre 200 m/s et 400 m/s, et en se référant à la classification établie dans la réglementation parasismique algérienne RPA99/V2003, le sol est de classe S3, sol meuble. Il est important de souligner que ce type de sol est sujet aux phénomènes des effets de sites.

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

4.3 Calcul numérique : Estimation des périodes fondamentales

Pour évaluer la période fondamentale propre des bâtiments, nous avons utilisé trois formules empiriques. Une générale prise du RPA 88 [5], une provenant de l'Eurocode 8 (Farsi et Bard, 2004) [6] et une autre de l'UBC 88 suivant l'évaluation dans la direction longitudinale et transversale [3]. (Voir section 1.4.2.1)

RPA 88 :

$$T = 0.1 N \quad [3]$$

Eurocode 8 :

$$T = 0.075 h_n^{3/4} \quad [4]$$

L'UBC 88 :

$$T = \frac{0.09 h}{\sqrt{L}} \quad [5]$$

Tab 4.2 - Données pour le calcul de la période.

| Bâtiment | B | H(m) | D(L) (m) | D(T) (m) |
|----------|---|------|----------|----------|
| R+5 | 5 | 18.9 | 18.9 | 20.34 |
| R+9 | 9 | 30 | 25.51 | 20.20 |

Avec :

N : Nombre d'étages.

H : Hauteur.

D(L) : Longueur suivant la longitudinale.

D(T) : Longueur suivant la transversale.

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

Les fréquences associées aux périodes calculées sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tab 4.3 - Les fréquences associées aux périodes calculées par les trois formules pour les deux bâtiments R+5 et R+9.

| Formule | Direction | f(Hz) | |
|---------|-----------|-------|------|
| | | R+5 | R+9 |
| [3] | L | 1.7 | 1 |
| | T | | |
| [4] | L | 1.49 | 1.04 |
| | T | | |
| [5] | L | 2.56 | 1.88 |
| | T | 2.7 | 1.67 |

Une distinction notable apparaît entre les résultats obtenus à partir des trois formules. En effet, la norme RPA 88 ne prend en compte que le nombre d'étages, alors que la formule issue de l'Eurocode 8 considère uniquement la hauteur tandis que la formule du règlement UBC 88 prend en compte à la fois la hauteur et les dimensions. Ceci explique la distinction des fréquences résultantes.

4.4 Analyse expérimentale

L'analyse a été menée selon le même protocole des tours des Bananiers. Les deux bâtis ont été instrumentés par une station City Shark II TM, couplée à des capteurs type Lennartz 5s tri-composants, deux horizontales (direction (N/S) et (E/W)) et une composante verticale.

Les capteurs sont orientés suivant les directions principales des bâtiments. La durée de chaque mesure est de 20 minutes. L'instrumentation et la disposition des capteurs des deux bâtiments sont présentées dans les figures ci-dessous :

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

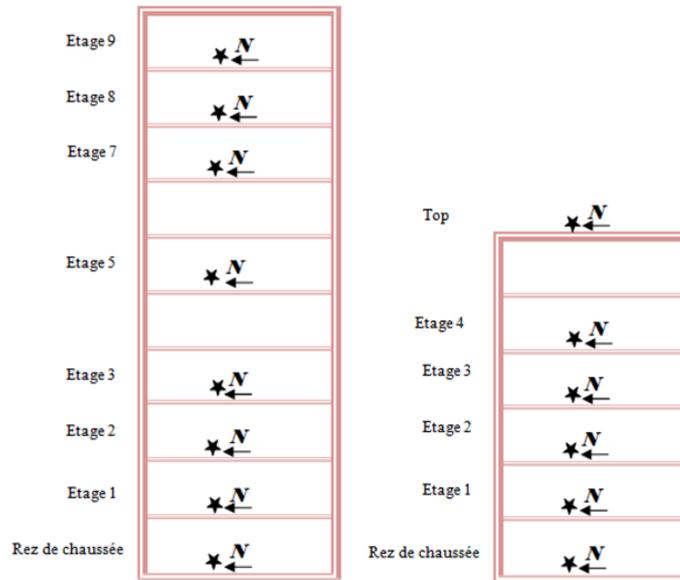


Figure 4.3 - Illustration de disposition des capteurs dans les deux structures : bâtiment R+5 (A droite), bâtiment R+9 (A gauche).

Au total nous avons réalisé 6 mesures simultanées pour le bâtiment en R+5 et 8 autres simultanées pour le bâtiment en R+9.

La fréquence d'échantillonnage était de 200 Hz. Dans notre traitement des signaux, nous avons utilisé les coefficients suivants : $L_{ta}=30s$, St_a , 1 s, $\min St_a/L_{ta}=0.2$, $\max St_a/L_{ta}=2.5$. Les fenêtres de traitement avaient une longueur de 25 secondes, et un algorithme anti-trigger a été utilisé pour leur sélection. Nous avons également appliqué un lissage des spectres (Konno et Ohmachi, $b=40$) et une apodisation de 5% de type cosine taper de chaque côté des fenêtres sélectionnées.

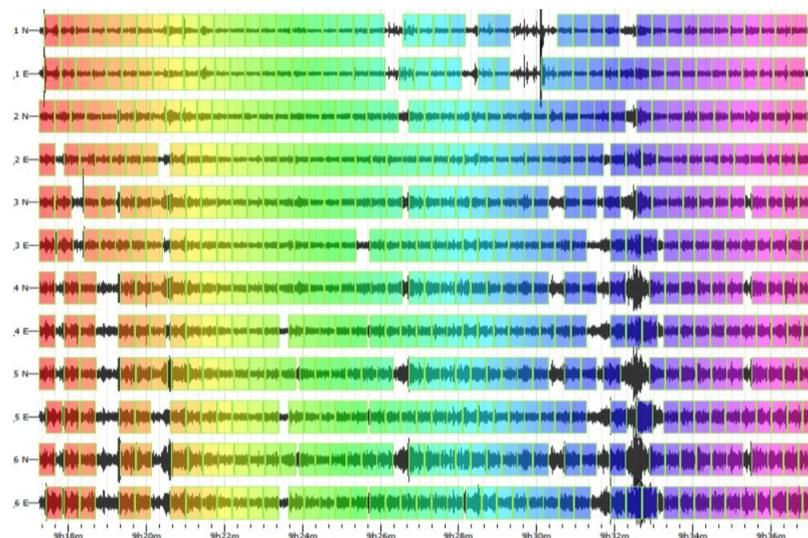


Figure 4.4 - Enregistrement de bruit de fond du R+5 dans les deux directions longitudinale et transversale. Les zones colorées sont les fenêtres sélectionnées comme stable.

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

4.4.1 Résultats et interprétation

4.4.1.1 Fréquences expérimentales

L'extraction des fréquences propres a été faite par la méthode classique d'analyse spectrale (transformée de Fourier). Nous avons identifié pour chaque bâtiment un ensemble de six modes de vibration distincts, dont trois dans la direction longitudinale et trois autres dans la direction transversale.

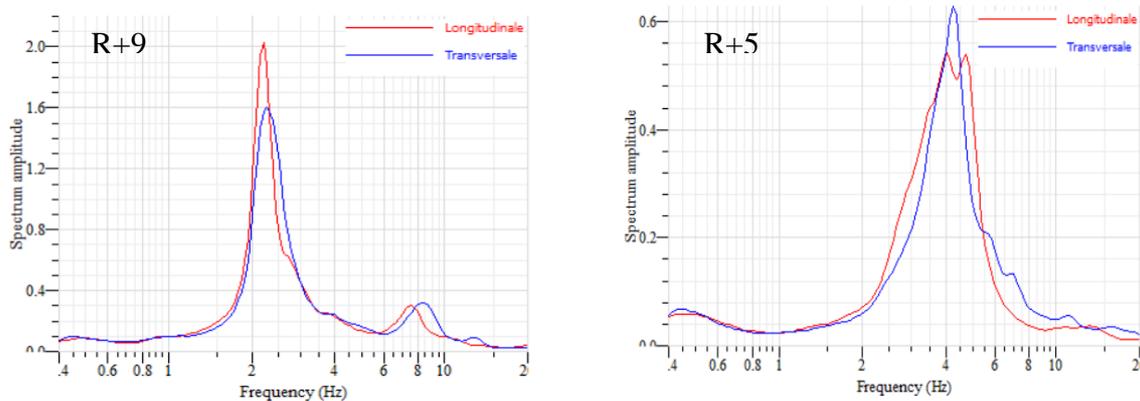


Figure 4.5 - Spectres de Fourier en amplitude des deux bâtis, identification des modes propres de vibration suivant les deux directions : bâtiment R+5 (A droite), bâtiment R+9 (A gauche).

On observe un premier mode de vibration pour les bâtiments en R+5 et R+9 respectivement à 4 Hz et 2.21 Hz dans la direction longitudinale et à 4.31 Hz et 2.26 Hz dans la direction transversale. Puis un deuxième mode à 4.76 Hz et 7.62 Hz dans la direction longitudinale et à 11.04 Hz et 8.2 Hz dans la direction transversale. Enfin un troisième mode à 13.13 Hz pour le R+5 et une absence de celui-ci pour le R+9 dans la direction longitudinale et à 16.01 Hz et 12.81 Hz dans la direction transversale.

La détermination des fréquences fondamentales n'est pas toujours évidente pour les structures couplées. Dans les travaux de Christelle Salameh (2016), elle aborde la corrélation entre les périodes fondamentales déterminées lors de la campagne de mesures de vibrations ambiantes sur 330 bâtiments à Beyrouth (2012) et les périodes estimées à partir des formules empiriques des codes parasismiques mondiaux et libanais. 14% de ces bâtis étaient situés dans les coins les plus anciens de la cité, où les structures sont couplées avec absence totale de joints sismiques. L'interférence entre elles pouvait induire en erreur l'identification de la période fondamentale correcte. En étudiant un de ces cas et en basant sur les résultats théoriques, Salameh arrive à la conclusion que le manque de joints affecte non seulement la détermination

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

des paramètres dynamiques des structures, mais peut aussi engendrer un problème d'entrechoquement lors d'une sollicitation sismique et mener à des dommages structuraux majeurs.

En prenant cette étude comme référence, nous entamons une comparaison entre les résultats de la formule empirique du code parasismique algérien RPA 88 et les fréquences expérimentales.

Tab 4.3- Comparaison entre les fréquences expérimentales et théoriques.

| Bâtiments | Direction | $f_{exp}(Hz)$ | $f_{the}(Hz)$ |
|-----------|-----------|---------------|---------------|
| R+5 | L | 4 | 1.7 |
| | T | 4.31 | |
| R+9 | L | 2.21 | 1 |
| | T | 2.26 | |

On observe dans le tableau (4.3) que les bâtis en conditions réelles vibrent à peu près au double de leurs fréquences théoriques et sont donc plus rigides. Ce qui revient à dire qu'il y a possibilité de défaillance des joints sismiques. Comme le groupe des bâtiments en R+9 sont des blocs constitués de quatre structures couplées, et le groupe des bâtiments en R+5 sont des blocs constitués de six structures couplées, cela indique que les fréquences propres identifiées dans les structures expérimentées représentent probablement la réponse du groupe complet des structures.

Les joints sismiques sont conçus pour limiter la propagation des vibrations sismiques d'une partie de la structure à une autre et permettre aux bâtiments couplés de bouger indépendamment en cas de séisme. Ce qui réduit les contraintes sur les structures et améliore leur capacité à résister aux forces sismiques. Donc si ces joints sont inopérants, ils ne parviendront pas à isoler correctement le comportement dynamique de celle-ci.

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

Bien évidemment, pour étudier ce mal fonctionnement en profondeur et le confirmer il revient à modéliser un modèle de la structure avec un comportement dynamique indépendant et un autre modèle des bâtis couplés avec des connections rigides, en ignorant l'effet des joints sismiques (LORENZO, 2016). En comparant les résultats des analyses sur ces deux modèles et les résultats des mesures sur site, nous parviendrons à déduire les limitations que procure les joints sismiques et en tirer les bonnes conclusions. Nous étions dans l'incapacité de réaliser cette étude en raison du manque de données et d'accès aux plans de constructions.

En passant à la comparaison des fréquences suivant les deux directions on peut considérer que celles suivant la transversale sont plus au moins égales à celles suivant la longitudinale pour le premier mode des deux structures, comme illustré dans les figures et le tableau ci-dessous.

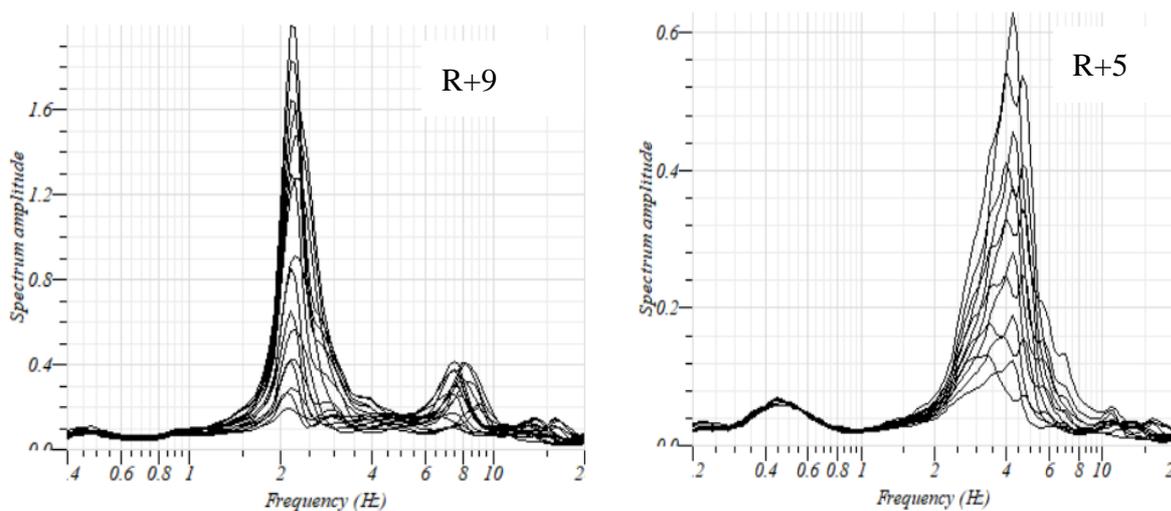


Figure 4.6 - Les spectres des deux bâtiments selon les deux directions : bâtiment R+5 (A droite), bâtiment R+9 (A gauche).

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

Tab 4.4 - Fréquences mesurées dans les deux bâtis suivant les deux directions.

| | R + 9 | | | | | | R + 5 | | | | |
|--|-----------|-------|------------|------------|------------|------|-------|------------|------------|------------|--|
| | Direction | Etage | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | | Etage | f_1 (Hz) | f_2 (Hz) | f_3 (Hz) | |
| | L | RDC | 2.1 | 6.25 | 13.13 | RDC | 3.36 | 4.76 | 10.51 | | |
| | T | | 2.16 | 7.43 | 11.04 | | 4.2 | 10.77 | 14.5 | | |
| | L | 1 | 2.16 | 7.25 | 13.8 | 1 | 3.45 | 4.76 | 11.32 | | |
| | T | | 2.16 | 7.81 | 12.81 | | 4.2 | 11.04 | 15.61 | | |
| | L | 2 | 2.16 | 7.43 | 13.8 | 2 | 4 | 4.76 | 13.12 | | |
| | T | | 2.16 | 8 | 12.81 | | 4.2 | 11.04 | 16.4 | | |
| | L | 3 | 2.16 | 7.43 | 13.8 | 3 | 4 | 4.76 | 13.46 | | |
| | T | | 2.21 | 8 | 12.81 | | 4.2 | 10.77 | 16.41 | | |
| | L | 5 | 2.21 | 7.43 | 13.8 | 4 | 4 | 4.76 | 13.46 | | |
| | T | | 2.21 | 8.2 | 13.13 | | 4.31 | 10.77 | 19.03 | | |
| | L | 7 | 2.21 | 7.25 | 13.8 | Toit | 4 | 4.76 | 13.13 | | |
| | T | | 2.26 | 9.06 | 16.01 | | 4.31 | 11.04 | 16.01 | | |
| | L | 8 | 2.21 | 7.62 | 13.8 | | | | | | |
| | T | | 2.26 | 9.06 | 12.81 | | | | | | |
| | L | 9 | 2.21 | 7.62 | | | | | | | |
| | T | | 2.26 | 8.2 | 12.81 | | | | | | |

En observant les premiers modes des deux structures en R+5 et en R+9, on remarque des possibilités de torsion (figure 4.6). Ces torsions ne peuvent être confirmées, puisqu'en plus du fait qu'une deuxième mesure avec un différent positionnement de capteurs doit être effectuée (voir section 3.2.1.1.), nos bâtis sont possiblement dépendants de leurs copies jointes à leurs côtés. Donc si ces modes de torsion existent vraiment, on ne peut confirmer s'ils concernent les bâtis indépendamment, ou les structures identiques agissant comme un bloc uni, sans une étude plus approfondie sur le fonctionnement des joints sismiques.

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

4.4.1.2 Amortissement

Lorsque les joints sismiques ne fonctionnent pas correctement, cela peut entraîner des contraintes supplémentaires sur les structures des bâtiments et réduire leur capacité d'amortissement des vibrations sismiques. Les mouvements sismiques qui auraient dû être absorbés par les joints peuvent alors se propager dans les structures, augmentant ainsi les contraintes et le risque de dommage.

Selon les conclusions tirées dans la partie précédente, il y a une forte possibilité que les joints sismiques, des deux blocs des bâtis étudiés, soient incapables d'isoler les structures couplées. Ce qui revient à dire que les structures étudiées dans notre travail ne sont pas dynamiquement indépendantes. Nous sommes donc dans l'incapacité d'interpréter les résultats d'amortissement, pour les raisons suivantes : Le sol du site, où sont implantées nos structures, est un sol meuble qui permet l'amplification des ondes sismiques. Ce qui nous mène à déduire qu'il y a une interaction sol-structure et un amortissement radiatif qui crée une dépendance entre les amortissements globaux de la structure et ses fréquences propres (Dunand, 2005). Par conséquent, puisque les fréquences mesurées ne sont pas propres aux structures instrumentées, ceci nous mène à des amortissements tout aussi aberrants. Une analyse approfondie de l'amortissement dans toutes les directions est donc nécessaire pour l'évaluer plus en détail.

4.4.1.3 Déformées modales

En se basant sur les résultats précédents, nous sommes confrontées à une difficulté pour représenter les déformées modales de nos structures. Étant donné que celles-ci ne reflètent pas les déplacements réels sous forces sismiques. Car comme précisé plus haut, les structures ne sont possiblement pas indépendantes dynamiquement et la potentielle défaillance des joints rend leurs réponses aux séismes imprévisibles. Les déformations modales ne parviendront donc probablement pas à refléter fidèlement les déplacements réels des deux bâtiments.

4.5 Conclusion

Les joints sismiques jouent un rôle crucial dans la dissipation de l'énergie sismique et dans la contribution à la flexibilité et à la ductilité de la structure.

4. 2^{ème} cas d'étude : Approche expérimentale sur les structures couplées

Si ces joints sont défailants : (1) les vibrations sismiques peuvent se propager plus facilement à travers la structure, (2) celle-ci est moins capable d'absorber et de dissiper l'énergie sismique, (3) sa rigidité globale peut être altérée, ce qui peut entraîner une modification des fréquences propres de la structure et une augmentation des déformations lors d'un événement sismique. Cela peut affecter sa réponse dynamique et sa capacité à résister aux charges sismiques.

Pour détecter les limitations exactes des joints sismiques, il est essentiel de s'aider d'un modèle d'éléments finis, ou même plusieurs, des structures concernées. Ainsi que de comparer les résultats obtenus avec ceux mesurés sur site et en en tirer les conclusions nécessaires.

Conclusion Générale et Recommandations

5 Conclusion Générale et Recommandations

5.1. Conclusion générale

Dans le cadre de ce mémoire, les problématiques principales, qui concernaient l'utilisation des mesures réalisées au sein de bâtiments afin d'estimer et d'identifier les paramètres intrinsèques du comportement dynamique des bâtis étudiées avec les enregistrements de bruit de fond, confirment la facilité, la rapidité et le faible coût d'utilisation de la méthode des vibrations ambiantes. L'apport de cette méthode pour atteindre l'objectif fixé, et les résultats obtenus par ses différentes approches sont cohérents.

L'ensemble des quatre chapitres a permis de répondre aux questions suivantes :

1. L'utilisation de la méthode HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), combinée aux critères de classification du sol -Vs30- du règlement parasismique algérien RPA99/V2003, nous permet d'effectuer une caractérisation dynamique plus précise du sol. Cependant, il convient de prendre en compte la non-linéarité du sol en cas de séisme, car dans de telles conditions, la fréquence des vibrations peut diminuer brusquement et potentiellement correspondre à la fréquence caractéristique du sol, entraînant ainsi une résonance.
2. La comparaison des résultats obtenus par le bruit de fond ou de formule empirique tirées de différents code internationaux et national pour la détermination des fréquences propres des structures. Montre bien que l'utilisation du bruit de fond est une méthode très intéressante et une procédure assez fiable pour estimer les caractéristiques dynamiques d'une structure, de plus, la formule générale du RPA 88 donne des valeurs qui convergent avec les valeurs expérimentales, dans les deux cas d'étude.
3. L'utilisation du décrétement aléatoire a démontré son efficacité pour mesurer les fréquences et amortissements à partir des mesures de vibrations ambiantes. Cependant, l'amortissement mesuré est nettement inférieur aux normes de construction habituellement admises et aux valeurs généralement utilisées pour les structures en béton armé.
4. Les déformations modales des structures sont sensibles à l'influence du vent. Une observation notable est que la tour la plus rigide présente des déformations plus marquées. Ainsi, les vibrations ambiantes constituent une mesure sensible aux effets climatiques.

Conclusion Générale et Recommandations

5. La modélisation réalisée à l'aide du logiciel ETABS V2018 des tours, avec et sans remplissage en maçonnerie, a confirmé la fiabilité du modèle en comparant les fréquences obtenues par le modèle numérique avec les valeurs expérimentales, qui montre que les modes propres identifiés sont comparables.
6. À partir des tests de vibration ambiante sur les structures du site AADL nous avons montré qu'il faut faire attention dans l'interprétation des résultats obtenues, où on suppose que le problème demeure dans la probabilité de présence de dysfonctionnement des joints sismiques.

5.2. Recommandations

- Des mesures de vibrations ambiantes pendant les différentes étapes de construction d'ouvrages pour estimer l'apport de chaque élément dans la rigidité totale, et ceci dans un nombre important d'ouvrages pour permettre une étude statistique.
- Accroître la durée d'instrumentation des structures par vibration ambiantes pour les structures qui dépassent les 40 m, en vue d'obtenir des mesures plus stables et précises des amortissements.
- Mener une large campagne de mesures de vibrations ambiantes dans les bâtiments algériens et corrélérer les fréquences obtenues afin de déterminer une formule empirique plus adaptée aux constructions nationales.
- Mettre en place une instrumentation appropriée afin de confirmer et d'élaborer de manière précise le mode de torsion identifié. Réaliser un modèle numérique et réaliser des mesures de vibrations ambiantes selon plusieurs configurations afin de pouvoir détecter et séparer les modes identifier des structures, par la suite affirmer ou confirmer la présence d'insuffisance des joints dans le cas des bâtiments de la cité AADL afin d'obtenir des informations précises sur les performances structurelles et de proposer des solutions adéquates.

Référence

- Asanchev, H.** Dynamique de la console en cisaillement. Cahier technique de l'Association Française de Génie Parasismique, 1993, 7, 3-25.
- Bard, P.** The importance of rocking in building motion: an experimental evidence. Proc. of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, 1988, 2-9.
- Bertelli T.,** 1872. Osservazioni sui piccolo movimenti dei pendoli in relazione ad alcuni Fenomeni meteorologiche. Boll. Meteorol. Osserv. Coll. Roma, 9, 101.
- Bonnefoy, S -Claudet.** Nature de bruit de fond sismique : implications pour les études des effets de site. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, France, 2004.
- Bouchelouh, A., Bensalem, R., Zaourar, N., Machane, D., Moulouel, H., & Oubaiche, E. H. (2018).** The miocene roof mapping using microtremor recording and electrical survey method in Blida City, Algeria. *Pure and Applied Geophysics*, 2018, 175(1), 287-301.
- Bourahla, N., Doufene, M.A., Bougressi, A., Kahlouche, F.,** Réduction du risque d'entrechoquement des bâtiments existants adjacents par synchronisation et systèmes d'amortissement hystérésis. 8^{ème} Colloque National AFPS 2011 – Ecole des Ponts ParisTech.
- Bourahla, N.** Dynamique des structures, Cours de l'Ecole Nationale Polytechnique, ENP, 2021/2022.
- Boutin, C., Ibraim, E., Hans, S., Roussillo, P.,** Etude expérimentale sur bâtiments réels. Technical report, Association Français de Génie Parasismique et le Ministère de l'aménagement du Territoire et de l'Environnement, Paris, France, Décembre 2001.
- Carder, D.S.** Earthquake investigations in California, 1934-1935, chapter 5 Vibration observations, pages 49-106. Number Spec. Publ. n201. U.S. Coast and Geodetic Survey, 1936.
- Carwford, R., Ward, H.S.** Determination of the natural periods of building. bulletin of the seismological society of America, 1964, 54(6), 1743-1756.

- Caughey., Stumpf.** Transient response of a dynamic system under random excitation. *Journal of Applied Mechanics*, 1961, 563-566.
- CGS.** Etudes de micro zonage sismique de la wilaya d'Alger, rapport interne, 2006.
- Chatelain, J., Gueguen, P., Guillier, B., Frechet, J., Bondoux, F., Sarrault, J., Sulpice, P., Neuville, J.,** City Shark: A user-friendly instrument dedicated to ambient noise (microtremor) recording for site and building response studies. *Seismological Research Letters*, 2000, 71 (6), 698–70.
- Cherouk, Z.H., Dahmani, S.,** Evaluation des risques Géologiques et Géotechniques autour d'un site de construction de logements à Dergana (Alger). *Projet de fin d'étude (Master)*, Université USTHB, Alger, 2020.
- Code IS 1905:** Bureau of Indian Standards (BIS). IS 1905: Code of Practice for Structural Use of Unreinforced Masonry.
- Cole, H.** On-line failure detection and damping measurement of aerospace structures by random decrement signatures. *NASA CR-2205*, 1973.
- Computers and Structures Inc. ETABS.** Logiciel intégré de conception de bâtiments, version 2018.
- Davison, C.,** Fusakichi Omori and his work on earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1924, 14(4), 240–255.
- Delolme, A., Kopff, P., Andriamb, H.olo Iona.** Identification expérimentale des paramètres modaux du barrage de laparan et application d'une méthode de sensibilité pour le recalage d'un modèle éléments finis. *Rapport technique, rapport EDF HP-51/89.132, D1-D7,1990.*
- Dunand, F.** Pertinence du bruit de fond sismique pour la caractérisation dynamique et l'aide au diagnostic sismique, thèse de doctorat, UJF Grenoble, France, 2005.
- Dunand, F., Gueguen, P., Bard, P-Y., Rodgers, J., Celebi, M.** In Situ Experiment and Modelling of RC-Structure using Ambient vibration and Timoshenko Beam. *Proceeding of First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, Switzerland, 2006.

Dunand, F., Bard, P.Y., Chatelain, J.L., Vessail, T., Farsi, M.N., Damping and frequency from randomdec method applied to in situ measurements of ambient vibrations. Evidence for effective soil structure interaction. In Proceeding of the 12th European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, 2002.

Eurocode 8: European Committee for Standardization.

Farsi, M.N., Bard, P-Y. Estimation des périodes propres de bâtiments et vulnérabilité du bâti existant dans l'agglomération de Grenoble. Revue française de génie civil, 2004,8(2-3), 149-179.

Farsi, M.N. Identification des structures de génie civil à partir de leurs réponses vibratoires. These de doctorat, Université de Grenoble, France, 1996.

FEMA356: Federal Emergency Management Agency. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.

Geopsy : Logiciel pour l'analyse sismique et géotechnique. Disponible sur : [\[https://www.geopsy.org/\]](https://www.geopsy.org/).

Guillier, B., Chatelain, J-L., Farsi, M.N., Machane, D. Évaluation de la rigidité d'un bâtiment en portiques auto stables affecté par le séisme de Laalam (Bejaia-Algérie) du 20 mars 2006. 7^{ème} Colloque National AFPS, Ecole Centrale Paris,2007.

Huang, C.S., Yeh, C.H. Some properties of randomdec signatures. Mechanical Systems and Signal Processing, 1999, 13(3), 491-507.

Huerta, C.I., Roesset, J.M., Stokoe, K.H. Evaluation of the random decrement method for in-situ soil properties estimation. The effects of surface geology on seismic motion,1998, 749-756.

Ibrahim, S.R., Asmussen, J.C., Brincker, R., Vector triggering random decrement for high identification accuracy. Journal of Vibration and Acoustics, 1998, 120, 970-975.

Innogeo. Principe de la méthode de l'essai Down Hole. Fiche technique, Disponible sur : [\[https://www.innogeo.fr/wp-content/uploads/2020/04/FT-INNOGEO-DOWN-HOLE.pdf\]](https://www.innogeo.fr/wp-content/uploads/2020/04/FT-INNOGEO-DOWN-HOLE.pdf).

Jeary, A., Damping in structures. Journal of Wind Engineering & Industrial Aerodynamics, 1997, 72, 345–355.

- Jeary, A.P.**, Damping in tall buildings – a mechanism and predictor. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1986, 14, 733-750.
- Kibboua, A.**, Analyse dynamique sous vibrations ambiantes d'un pont à haubans sur l'Oued Dib à Mila, Mémoire de magister, Ecole Nationale des Travaux Publics, Algérie, 2006.
- Konno, K., Ohmachi, T.**, Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor. *bulletin of the seismological society of America*, 1998, 88(1), 228-241.
- Kudo, K.**, Practical estimates of site response. State-of-the-art report. Proceedings of the fifth International Conference on Seismic Zonation. Nice, France, 1995.
- Lachet, C., Bard, P.Y.**, Numerical and theoretical investigations on the possibilities and limitations of the “Nakamura's” technique, *Journal of Physics of the earth*, 1994, 42, 377-397.
- Le Roux, O., Cornou, C., Jongmans, D., Schwartz, S.**, 1-D and 2-D resonances in an Alpine valley identified from ambient noise measurements and 3-D modelling. *Geophysical Journal International*, 2012, 191 (2), 579-590.
- LORENZO FERNANDEZ, G.W.**, Des données accélérométriques au comportement dynamique des bâtiments existants, thèse de doctorat, Université Côte D'Azur, France, 2016.
- Luong, M.P., Martin, A., Liu, H., De Parnay, H.**, Signature Vibratoire des pilonnes électriques. *Annales de l'Institut Technique du Bâtiments et des Travaux publics*, 1992, 501.
- Michel, C., Gueguen, P., Bard, P.**, *Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 2008,28(8),593–604.
- Michel, C., Gueguen, P., Lestuzzi, P., Bard, P.**, Comparison between seismic vulnerability models and experimental dynamic properties of existing buildings in France. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2010b, 8(6), 1–13.

- MIKAEL, A.** Evaluation des paramètres physiques des bâtiments : amortissement, fréquence et modes de comportement des structures de génie civil : Approche expérimentale, thèse de doctorat, UNIVERSITÉ DE GRENOBLE, France, 2011.
- Nakamura, Y.,** A method for dynamic characteristics estimation of subsurface using microtremor on the ground surface, Quarterly Report Railway Tech. Res. Inst, 1989, 30(1), 25-30.
- Nogoshi, M., Igarashi, T.,** On the propagation characteristics of microtremor (part2), Journal of the Seismological Society of Japan, 1971, 24, 26-40.
- RPA 88 :** Règlement Parasismique Algérien, 1988.
- RPA 99/V2003 :** Règlement parasismique algérien, 2003.
- Salameh, C., Guillier, B., Harb, J., Cornou, C., Bard, P., Voisin, C., Mariscal, A.,** Seismic response of Beirut (Lebanon) buildings: Instrumental results from ambient vibrations, Bull Earthquake Eng, 2016, DOI 10.1007/s10518-016-9920-9.
- Salawu, O.,** Detection of structural damage through changes in frequency: a review. Engineering Structures, 1997, 19 (9), 718–723.
- SESAME,** Guidelines for the implementation of the H/V spectral ratio technique on ambient vibrations. Measurements, processing and interpretation, European Commission – Research General Directorate Project No. EVG1-CT-2000-00026 SESAME, report D23.12. <http://SESAME-FP5.obs.ujf-grenoble.fr>, 2004.
- Spoldi, E., Russo, S.,** Damage Assessment and Dynamic Characteristics of Temples in Nepal Post Gorkha 2015 earthquake, Article, International Journal of Architectural Heritage, IUAV University of Venice, Italy, 2019.
- UBC:** Uniform Building Code.
- Uebayashi, H.,** Extrapolation of irregular subsurface structures using the horizontal-to-vertical spectral ratio of long-period microtremors. bulletin of the seismological society of America, 2003, 93 (2), 570–582.
- Vandiver, J.K., Dunwoody, A.B., Campbell, R.B., Cook, M.F.** A mathematical basis for the random decrement vibration signature analysis technique. Journal of Mechanical Design, 1982, 104(4), 397-313.