

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie civil
Domaine : Science et technologie
Filière : Génie civil
Spécialité : structure
Thème

Caractéristiques dynamiques des structures par la table vibrante de
RISAM : Approche Expérimentale, Analytique et Numérique

Présenté Par :

- 1) Melle BRAHIM Radia Hanaa
- 2) Melle MAKDJOUM Yasmin

Devant le jury composé de :

Dr. MOUSSI	M C A	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Président
Pr. BENEDLA	M C A	UT.A.B.B (Tlemcen)	Examineur
Pr. AMARA	M C A	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Examineur
Dr. DERBAL RACHID	M C A	UAT.B.B (Ain Temouchent)	Encadrant
Dr. BENMANSOUR	M C B	UT.A.B.B (Tlemcen)	Encadrante

Année Universitaire 2023/2024

Remerciements

Ce mémoire représente l'aboutissement d'un long parcours de cinq ans que nous n'aurions pas pu accomplir seule.

Nos remerciements particuliers vont spécialement au Dr. DERBAL Rachid pour avoir accepté de nous encadrer et diriger notre projet de fin d'étude.

Merci monsieur pour votre rigueur scientifique et vos connaissances et compétences qui ont permis d'accomplir notre travail. Nous tenions à vous exprimer nous gratitude pour votre patience, votre compréhension et vos encouragements tout au long de l'année, pour votre générosité et pour avoir pris le temps de nous guider

Encore une fois, merci pour tout ce que vous avez fait pour nous. Nous sommes reconnaissants d'avoir travaillé avec un enseignant aussi dévoué et compétent.

Nous remercions Dr. BENMANNsour Nassima chaleureusement pour votre précieuse contribution en tant qu'encadreur de notre mémoire. Votre expertise, soutien constant et précieux conseils ont été inestimables. Votre engagement envers notre réussite académique a été une source d'inspiration. Nous vous sommes profondément reconnaissants pour votre patience et dévouement. Merci encore.

Nous tenons à exprimer nos plus sincères remerciements aux Pr. BENADLA et Pr. AMARA et Dr. MOUSSI pour leur participation en tant que membres du jury. Leur présence a été d'une grande importance et nous sommes profondément honorés de les avoir eu parmi nous.

Dédicace

Tout d'abord, je rends grâce à Dieu pour m'avoir orienté vers ce sujet et aidé à sa réalisation.

Je dédie humblement ce travail :

À ma famille,

Mes parents **Younes & Saliha** et à mes sœurs **Nesrine, Ikram** et mon frère **Ahmed**, je tiens à exprimer ma profonde gratitude pour leur soutien indéfectible au cours de ce parcours difficile.

À mon binôme,

Mon binôme Hanaa, qui a été à mes côtés au cours de ce long parcours, qui était rempli de joie et d'anxiété, ta force d'âme et ta proximité ont été d'une aide pour surmonter les obstacles. Tu as été plus qu'un soutien, tu as été une source inépuisable de réconfort, d'énergie, et d'aide inestimable a été indispensable à la réalisation de ce mémoire.

À mes amis

Mes amis Rasha, Noussaiba, Kawthar et Iyad. Mes cousines Yousra et Abir pour leur soutien indéfectible tout au long de ce projet.

À ma chatte Minouch, source de mon énergie.

Makdjoum Yasmin.

Dédicace

Tout d'abord, je rends grâce à Dieu pour m'avoir orienté vers ce sujet et aidé à sa réalisation.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude en dédiant humblement ce travail à tous ceux qui m'ont soutenu et inspiré.

À ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

À mon père

Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager. Que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

À mes sœurs DALILA & NOUR et mon petit frère AMINE

Je souhaite exprimer ma gratitude envers tous ceux que j'aime et avec qui j'ai partagé les moments les plus merveilleux de ma vie. Je souhaite que vous soyez comblés de bonheur, de réussite et de satisfaction dans tous vos projets. Que la vie vous réserve une abondance de joie et d'épanouissement.

À mon binôme YASMINE

Depuis cinq ans, je souhaite exprimer ma reconnaissance envers toi, mon précieux ami. Durant cette période, j'ai pu partager mes sentiments les plus profonds, mes joies et mes peines avec toi. Ta présence inébranlable a été un soutien précieux, même dans les moments les plus difficiles marqués par la colère et l'anxiété. Tes mots sincères résonnent encore en moi, et je suis profondément reconnaissant de t'avoir à mes côtés. Je tiens à te remercier du fond du cœur pour tout ce que tu as fait et continues de faire pour moi. Ton soutien constant et tes encouragements inébranlables ont été d'une importance capitale. Tes commentaires constructifs et tes conseils judicieux ont toujours été précieux pour moi. Ta présence positive et ton attitude collaborative ont rendu notre collaboration fluide et agréable.

Merci encore, Yasmine, pour ta précieuse amitié et ton soutien sans faille.

À Mes amis RASHA & NOUSSAIBA & AYAD

À mes amis tout au long de ma carrière universitaire, je tiens à vous exprimer ma profonde gratitude pour votre soutien indéfectible.

Votre soutien moral m'a également aidé à rester motivé et concentré sur mes objectifs, même lorsque les obstacles semblaient insurmontables. Votre conviction en mes capacités m'a donné la force et la confiance nécessaires pour affronter les défis et surmonter les obstacles qui se dressaient devant moi

Merci encore pour tout ce que vous avez fait pour moi. Je vous suis sincèrement reconnaissant et je n'oublierai jamais tout ce que vous avez fait pour moi. Vous êtes une véritable source d'inspiration et de soutien pour moi et je vous en suis éternellement reconnaissant.

BRAHIM Radia Hanaa

Résumé

Au cours des dernières décennies, les tables vibrantes ont été largement utilisées dans le domaine expérimental de la dynamique des structures, étant l'outil le plus approprié pour simuler un signal sismique réel. Cependant, le principal défi est la reproduction la plus fidèle du comportement dynamique des structures soumises à des excitations sismiques. Cette fidélité est cruciale pour garantir des résultats précis et fiables, et nécessite une attention particulière à la calibration des modèles réduits.

Dans ce contexte, des applications expérimentales en utilisant la table vibrante de RISAM, basée sur la détection de la signature vibratoire d'un modèle réduit sont réalisées. Le modèle réduit est représenté par un portique en acier, à un trois degrés de liberté (3DDL). Ces applications concernent une technique d'identification des caractéristiques tels que la fréquence propre et les mesures en accélération du modèle réduit. Ces caractéristiques sont indispensables pour l'analyse de la réponse dynamique.

Le modèle réduit du portique a été utilisé pour étudier ses caractéristiques de fréquence propre en appliquant un signal aléatoire (bruit blanc). Ensuite, le portique a été soumis à une excitation dynamique harmonique, avec un accéléromètre fixé afin de mesurer sa réponse dynamique. En plus de ces applications expérimentales, deux autres approches ont été adoptées. Une méthodologie analytique, basée sur les équations découplées de DDS et une modélisation numérique réalisée à l'aide du code en éléments finis SAP2000. Ces étapes permettent d'obtenir une compréhension approfondie du comportement dynamique du modèle réduit et de vérifier la précision des résultats obtenus.

Une étude paramétrique inspirée du principe des amortisseurs des masses accordées (TMD) a été menée. Des calculs analytiques, des mesures expérimentales à travers la table vibrante et des analyses numériques en utilisant SAP2000 ont été réalisés en adoptant cinq cas de portique avec différentes dispositions de masses.

Les résultats de cette étude démontrent l'efficacité de l'approche expérimentale en utilisant la table vibrante pour l'identification des caractéristiques dynamiques et la mesure de la réponse dynamique des structures.

Mots-Clés : Table vibrante de RISAM, Bruit blanc, Fréquence propre, Excitation harmonique, Accélération, Amortisseurs des masses accordées.

الملخص:

على مدى العقود القليلة الماضية، استُخدمت جداول الاهتزازات على نطاق واسع في المجال التجريبي للديناميكيات الإنشائية، كونها الأداة الأنسب لمحاكاة إشارة زلزالية حقيقية. ومع ذلك، فإن التحدي الرئيسي هو إعادة إنتاج السلوك الديناميكي للهياكل التي تتعرض لإثارة زلزالية بأكبر قدر ممكن من الدقة. هذه الدقة أمر بالغ الأهمية لضمان نتائج دقيقة وموثوقة، وتتطلب اهتمامًا خاصًا بمعايرة النماذج المختزلة.

في هذا السياق، تم إجراء تطبيقات تجريبية باستخدام جدول الاهتزازات RISAM، استنادًا إلى الكشف عن بصمة الاهتزاز للنموذج المختزل. يتم تمثيل النموذج المصغر هيكل فولاذي ذو ثلاث درجات من الحرية. تتضمن هذه التطبيقات تقنية لتحديد الخصائص مثل التردد الطبيعي وقياسات التسارع للنموذج المختزل. هذه الخصائص ضرورية لتحليل الاستجابة الديناميكية.

استُخدم النموذج المصغر لدراسة خصائص تردده الطبيعي من خلال تطبيق إشارة عشوائية (ضوضاء بيضاء). ثم خضع الهيكل بعد ذلك لإثارة ديناميكية توافقية مع توصيل مقياس تسارع لقياس استجابتها الديناميكية. بالإضافة إلى هذه التطبيقات التجريبية، تم اعتماد منهجين آخرين. منهجية تحليلية، استنادًا إلى معادلات المنفصلة للديناميكية الإنشائية (DDS)، ونمذجة عديدة باستخدام كود العناصر المحدودة SAP2000. وتوفر هذه الخطوات فهماً متعمقاً للسلوك الديناميكي للنموذج المختزل ونتيح التحقق من دقة النتائج التي تم الحصول عليها.

تم إجراء دراسة محورية مستوحاة من مبدأ مخمدات الكتلة المضبوطة (TMD). تم إجراء الحسابات التحليلية والقياسات التجريبية من خلال جدول الاهتزازات والتحليلات العددية باستخدام SAP2000، مع اعتماد خمس حالات لإطار البوابة مع ترتيبات كتل مختلفة.

أظهرت نتائج هذه الدراسة فعالية النهج التجريبي باستخدام جدول الاهتزاز لتحديد الخصائص الديناميكية وقياس الاستجابة الديناميكية للهياكل.

الكلمات الرئيسية: طاولة الاهتزاز RISAM، الضوضاء البيضاء، الاثارة التوافقية، التردد الطبيعي، التسارع، المثبط الثقلي المتناغم.

Abstract

Over the last few decades, vibration tables have been widely used in the experimental field of structural dynamics, as the most appropriate tool for simulating a real seismic signal. However, the main challenge is to reproduce as faithfully as possible the dynamic behavior of structures subjected to seismic excitations. This fidelity is crucial to guarantee accurate and reliable results, and requires particular attention to the calibration of reduced models.

In this context, experimental applications using RISAM's vibration table, based on the detection of the vibration signature of a reduced model, are carried out. A steel gantry with three degrees of freedom (3DOF) represents the reduced model. These applications involve a technique for identifying characteristics such as the natural frequency and acceleration measurements of the reduced model. These characteristics are essential for analyzing the dynamic response.

The reduced gantry model was used to study its natural frequency characteristics by applying a random signal (white noise). The gantry was then subjected to harmonic dynamic excitation, with an accelerometer attached to measure its dynamic response. In addition to these experimental applications, two other approaches were adopted. An analytical methodology, based on DDS decoupled equations, and a numerical modeling using the SAP2000 finite element code. These steps provide an in-depth understanding of the dynamic behavior of the reduced model and enable us to verify the accuracy of the results obtained.

A parametric study inspired by the principle of tuned mass dampers (TMD) was carried out. Analytical calculations, experimental measurements through the vibration table and numerical analyses using SAP2000 were carried out, adopting five portal frame cases with different mass arrangements.

The results of this study demonstrate the effectiveness of the experimental approach using the vibration table for identifying dynamic characteristics and measuring the dynamic response of structures.

Keywords: RISAM vibrating table, White Noise, Harmonic excitation, Natural frequency, Acceleration, Tuned Masse Damper.

Table des matières

Introduction Générale.....	1
Chapitre 1 : Généralités sur les tables vibrantes	
1. Introduction	4
2. Les tables vibrantes en génie civil.....	4
2.2. Objectifs de de l'utilisation des tables vibrantes	4
2.3. Domaine d'utilisation des tables vibrantes modernes	5
□ Évaluation de la résistance sismique des structures	5
□ Étude du comportement des sols sous chargement dynamique.....	5
□ Validation des modèles numériques de comportement dynamique des structures.....	5
□ Étude de la fiabilité des matériaux de construction.....	5
2.4. Essais dynamiques sur table vibrante	6
3. Historique des tables vibrantes.....	6
3.1. Table vibrante avec un mouvement oscillatoire simple	7
3.2. Table vibrante utilisant un pendule et des ressorts (table type Jacobsen)	9
3.3. Table vibrante utilisant des vérins hydraulique, naissance de la table vibrante moderne 13	
3.4. La table supportée par la pression d'eau à JASSY, ROUMANIE	13
3.5. La table vibrante uni-axiale de l'université de l'ILLINOIS, URBANA	14
3.6. La table vibrante de PENZIEN et REA de (30.5 × 30.5) m²	15
4. Présentation de quelques tables vibrantes actives dans le monde.....	15
4.1. La table vibrante de l'Université de Californie, San Diego	15
4.2. La table vibrante AZELEE du centre européen de recherche et de formation avancée en génie civil (CEA)	17
5. Les tables vibrantes en Algérie	17
5.1. La table vibrante de l'université de Chlef	17
5.1.1. Systèmes mécaniques	18
5.1.2. Systèmes hydrauliques	19
5.1.3. Le système de contrôle et d'acquisition	19
5.2. Table vibrante du CGS (Centre national de recherche appliquée en génie parasismique)	21
5.2.1. Caractéristiques de la table vibrante.....	21
5.2.2. Contrôleur et logiciel.....	23
5.2.3. Autres installations	24
5.3. La table vibrante de RISAM	27

5.3.1.	Description de la table	27
5.3.2.	Composantes de la table vibrante de RISAM.....	28
5.3.3.	Les applications standards du contrôleur numérique MTS 793	32
5.3.4.	Présentation générale du logiciel STEX-Pro	33
6.	Conclusion.....	34
Chapitre 2. Comportement dynamiques des structures à travers les tables vibrantes		
1.	Introduction	35
2.	Essais Quelques essais réalisés à travers la table vibrante	35
2.1.	Le bâtiment le plus haut jamais construit sur un simulateur de tremblement de terre mis à l'épreuve à l'université de San Diego (I. Patringenaru., 2023)	35
2.2.	Analyse de la performance sismique d'une structure de mur de cisaillement en béton armé de grande hauteur sur table vibrante (S., Li et al., 2019)	38
2.2.1.	Construction de prototypes.....	38
2.2.2.	Procédure d'essai et disposition des capteurs	40
2.2.3.	Modèles de dommages	41
2.3.	Évaluation de la performance sismique et modernisation des cadres en béton armé non ductiles avec murs de remplissage (Jacob., 2009)	42
2.4.	Test sur table vibrante d'un bâtiment de 4 étages à l'échelle 1/2,35 construit avec un système de panneaux 3D (O. Rezaifar et al., 2005)	43
2.4.1.	Programme d'essai	44
2.4.2.	Résultats de l'essai de spécimen soumis à un endommagement progressif.....	46
2.5.	Test sur table vibrante pour l'étude de l'effondrement d'une structure multi-étage typique en béton armé dans la région de Meizoseismal (W. Yang et al., 2017)	47
2.5.1.	Test d'effondrement de la table vibrante	48
2.5.2.	Modèle Design	49
2.5.3.	Programmes de test	49
2.5.4.	Phase d'essai avant l'effondrement.....	50
2.6.	Modèle réduit d'un portique d'un système à un seul degré de liberté (M., BENZEGHADI et A., MEBREK., 2023)	54
2.6.1.	Essai de vibration forcée harmonique	54
2.6.2.	Essai de vibrations libres.....	57
3.	Conclusion.....	59
Chapitre 3 : Les lois de similitudes des systèmes physiques		
1.	Introduction	60
2.	Analyse dimensionnelle	60
2.1.	Le théorème π de vaschy-Buckingham	61
2.2.	Echelle physique et lois de similitude	61
3.	Similitude dimensionnelle.....	61

3.1.	Similitudes géométrique	62
3.2.	Similitudes cinétique	62
3.3.	Similitudes dynamique	62
4.	Echelle physique et lois de similitude	63
4.1.	Les similitudes de Cauchy	63
4.2.	Similitude de Reech-Froude	64
4.3.	Similitude de Reynolds	65
5.	Etapes de conception des modèles réduits	66
6.	Application des lois de similitude	66
6.1.	Modèle réduit de barrage El Haimeur (Ghardaïa) (Allaouane et Karimat, 2017)	66
6.1.1.	Plan de travail.....	67
6.1.2.	Les matériaux de construction.....	67
6.1.3.	Dimensions du prototype.....	67
6.1.4.	Le corps du barrage	70
6.1.5.	Délimitation de l'espace de travail	71
6.2.	Modèle réduit d'un bâtiment en bois de grande hauteur à Bordeaux (Sousseau, 2022)	72
6.3.	Modèle réduit du barrage d'Aoulouz Oued Souss (Sikora, 1989)	79
6.4.	Modèle réduit des blocs fusibles construisant les barrages (Sakur, 2017)	81
6.4.1.	Description des blocs fusibles	81
6.4.2.	Modèles réduits des blocs fusibles	82
6.4.3.	Socle de basculement des blocs	84
7.	Conclusion.....	85
Chapitre 4 : Détermination analytique des caractéristiques des systèmes physiques		
1.	Introduction	86
2.	Caractérisation des actions	86
2.1	Chargement déterministe	86
2.2.	Chargement aléatoire	88
3.	Procédure générale d'une analyse dynamique	89
4.	Développement des matrices Masse, Rigidité, Amortissement et Fréquence..	90
4.1.	Matrice de masse	90
4.2.	Matrice de rigidité	90
4.3.	Matrice d'amortissement	92
4.4.	Fréquences et modes propres de vibration	92
4.5.	Détermination de la pulsation propre	93
4.6.	Détermination des vecteurs propres	94
5	Formulation de l'équation de mouvement des systèmes à plusieurs degrés de liberté (SPDDL).....	94

6.	Calcul de la réponse sismique temporelle par la méthode de superposition modal	96
6.1.	Principe de la méthode	96
7.	Vibrations forcées des systèmes à plusieurs degrés de liberté	97
7.1.	Méthode d'analyse dynamique par superposition des modes propres de vibration (superposition modale)	97
7.2.	Vibrations forcées non amorties	100
7.3.	Vibration forcée amortie	101
8.	Conclusion	102
Chapitre 05 : Détermination expérimentale des caractéristiques dynamiques des structures à travers la table vibrante RISAM		
1.	Introduction	103
2.	Présentation du spécimen	103
2.1.	Caractéristiques géométriques	103
2.1.1.	Masse volumique	105
3.	Objectifs de l'étude expérimentale	106
4.	Outils utilisés	107
5.	Estimation des fréquences propres	107
5.1.	Technique du bruit blanc	107
5.1.1.	Mode opératoire de mesure des fréquences propres	108
5.1.2.	Traitement des résultats sous bruit blanc	116
Chapitre 06 : Validation et comparaison des résultats		
6.	Mesure de l'accélération temporelle sous signal harmonique	117
6.1.	Mode opératoire	117
6.1.1.	Traitement des résultats	121
7.	Conclusion	124
Chapitre 6 : 104		
Validations et comparaison des résultats 104		
1.	Introductions	125
2.	Calcul des caractéristiques du spécimen	125
2.1.	Caractéristiques massiques	125
2.2.	Rigidité du spécimen	128
3.	Calcul analytique des caractéristiques dynamiques	129
3.1.	Matrices masse et rigidité	129
3.2.	Caractéristiques propres	130
3.2.3.	Calcul du déplacement sous chargement harmonique	131
□	Calcul de force généralisée $Pi * t$	132

□	Calcul de la masse généralisée M_i^*	133
4.	Calcul numérique du spécimen	136
4.1.	Analyse modale	136
4.2.	Calcul numérique des accélérations et des déplacements	137
.5	Analyse comparative entre les résultats des essais expérimentales, analytiques et numériques Sap2000	139
5.1.	Comparaison des fréquences propres	140
5.2.	Comparaisons des accélérations maximales	141
6.	Conclusion	142
Chapitre 7. Analyse expérimentale paramétrique en fonction des masses		
1.	Introduction	143
2.	Présentation des cas étudiés	143
3.	Choix de la fréquence de l'excitation harmonique	144
4.	Mesure expérimentale de l'accélération pour les cinq cas	146
4.1.	Mode opératoire	146
4.2.	Interprétation des résultats	148
5.	Calcul analytique	152
6.	Calcul numérique	153
7.	L'accélération mesuré expérimentalement, analytiquement et numériquement	156
8.	Conclusion	157
Conclusion générale		158
Références bibliographiques		159
ANNEX		159
1.	Accéléromètre linéaire à haut rendement	159
1.1.	Description	159
1.2.	Avantages	159

Liste des tableaux

Tableau 1. 1: Caractéristiques principales de la table vibrante du CGS (Airouch et coll., 2010).	22
Tableau 2. 1: Caractéristiques de la table vibrante de l'Université de technologie de Wuhan.	40
Tableau 2. 2: Séquence du test de la table vibrante.	41
Tableau 2. 3: Enregistrements des vibrations appliqués.	44
Tableau 2. 4: Détail des enregistrements des vibrations appliquées.	45

Tableau 2. 5: Programme de teste.	50
Tableau 2. 6: Deuxième étage Troisième étage.	52
Tableau 3. 1: Quantités de similitude de Cauchy.	64
Tableau 3. 2: Dimensions de la digue d'El Haimeur.	68
Tableau 3. 3 : Dimensions du réservoir et de la partie aval du barrage.	68
Tableau 3. 4: Rapports d'échelle pour le modèle.	69
Tableau 3. 5: Valeurs des caractéristiques de modèle et de prototype.	70
Tableau 3. 6: Dimensions des structures (un et deux niveaux).	75
Tableau 3. 7: Propriétés matérielles des structures.	76
Tableau 3. 8: Paramètres des assemblages.	78
Tableau 3. 9: Nombre d'essais monotones et cycliques réalisé.	79
Tableau 3. 10: Caractéristique dynamique des vannes.	80
Tableau 3. 11: Loi de similitude de Froude.	80
Tableau 3. 12: Caractéristiques initiales des modèles réduits des blocs.	83
Tableau 3. 13 : Caractéristiques réelles des modèles réduits après leur fabrication.	84
Tableau 5. 1: Les dimensions des poteaux.	104
Tableau 5. 2: Les dimensions des poutres.	105
Tableau 5. 3 : Les dimensions, la masse et la masse volumique de l'échantillon.	106
Tableau 6. 1 : Volume du niveau 1.	125
Tableau 6. 2 : Volume du niveau 2.	126
Tableau 6. 3 : Volume du niveau 3.	126
Tableau 6. 4 : Les masses des trois niveaux.	127
Tableau 6. 5 : Les moments d'inertie des poteaux au chaque niveau.	128
Tableau 6. 6 : Rigidité calculée au chaque niveau.	128
Tableau 6. 7 : Fréquences propres du spécimen.	140
Tableau 6. 8 : Accélération d'essais expérimentaux, calcul analytique et modélisation numérique.	141
Tableau 7. 1 : Variation de β et D pour $f=1$ et $f=4$ dans tous les cas et pour le mode 1.	145
Tableau 7. 2 : Les accélérations des cas.	153
Tableau 7. 3 : Accélérations maximales obtenues par sap2000.	156
Tableau 7. 4 : les résultats d'accélération expérimentaux, analytiques et numérique pour les cinq cas.	157

Liste des figures

Figure 1. 1: Table vibrante de Milne–Omori (1890). (Muir-Wood et John., 1988)	8
---	---

Figure 1. 2: Table vibrante de Milne–Omori (1890). (Muir-Wood et John., 1988)	8
Figure 1. 3: Enregistrements d’amplitude et de temps effectués par Rogers. (Rogers, 1930) ...	9
Figure 1. 4: Table vibrante de Jacobsen. (Jacobsen, 1930).....	10
Figure 1. 5 :Tracé théorique de deux types d’inputs utilisés dans la table vibrante de Jacobsen. (Jacobsen, 1930)	10
Figure 1. 6: Détails de la table de Jacobsen. (Jacobsen, 1930)	11
Figure 1. 7: La table du type Jacobsen d’Oberti. (Oberti,1936).....	12
Figure 1. 8: Schéma de la table utilisée par Clough et Pirtz pour tester les modèles de barrages. (Clough et Pirtz., 1958)	12
Figure 1. 9: Schéma de la table vibrante de Ruge. (Ruge, 1934).....	13
Figure 1. 10: Table vibrante de Jassy, Roumanie (1968). (Sesan et coll., 1969).....	14
Figure 1. 11: Schéma de la table vibrante de l’université d’Illinois. (Sozen, 1970)	15
Figure 1. 12: Table vibrante LHPOST. (ASCE, 2021)	16
Figure 1. 13: Test d’un bâtiment à ossature de bois de quatre étages sur la grande table vibrante extérieure de l’université de Californie, San Diego. (ASCE, 2021)	16
Figure 1. 14: Table vibrante AZELEE. (Dupont, 2012)	17
Figure 1. 15: Vue globale du système de vibration. (Artizabel-choa et Clarck, 1980).....	18
Figure 1. 16: Schéma descriptif du système de vibration. (Artizabel-choa et Clarck, 1980)	18
Figure 1. 17: Diagramme d’une unité de contrôle de base (Bourahla, 1993).	20
Figure 1. 18: Vue sur la table vibrante du CGS (Airouch et coll., 2010).....	23
Figure 1. 19: Pompes hydrauliques. (Williams et coll., 2001).....	25
Figure 1. 20: Réservoir d'huile et système de refroidissement de l'huile. (Williams et coll., 2001)	25
Figure 1. 21: Tours de l'eau de refroidissement (Williams et coll., 2001).....	26
Figure 1. 22: Vue sur le pont roulant du laboratoire du CGS. (Williams et coll., 2001)	27
Figure 1. 23: Vue extérieure du laboratoire.	28
Figure 1. 24: Vue intérieure du laboratoire.	28
Figure 1. 25: Plateforme.....	29
Figure 1. 26: Groupe hydraulique (HPU) de la table vibrante de RISAM.....	30
Figure 1. 27: Service hydraulique collecteur (HSM) de la table vibrante de RISAM.	31
Figure 1. 28: Le système électronique.	31
Figure 1. 29: Fenêtre principale de Station Manager.	33
Figure 2. 1: Projet Tallwood est un bâtiment de 10 étages en bois lamellé-croisé à échelle réelle. (I. Patringenaru., 2023)	36
Figure 2. 2: Vue extérieure du bâtiment.....	37
Figure 2. 3: L’investigateur principal du projet Tallwood (Pr. Shiling Pei).....	38
Figure 2. 4 : Conception du bâtiment prototype : (a) vue en élévation ; (b) plan d’étage au- dessous du 41ème étage (unités : mm).	39
Figure 2. 5: Séquence de charge sismique input : (a) onde El Centro ; (b) onde Taft ; (c) onde sismique artificielle.	42
Figure 2. 6: Dommages du modèle d'essai après l'entrée sismique : (a) étages 1 à 3 ; (b) 42ème étage ; (c) 52ème étage.	42

Figure 2. 7: Un bâtiment historique modernisé survit à de fortes secousses simulées lors d'un test de l'université de Californie à San Diego. (Jacob,2009)	43
Figure 2. 8: Enregistrements des vibrations appliqués sélectionnés de l'accélération dans l'histoire du temps.	45
Figure 2. 9: La vibrations appliqué enregistre le contenu de la fréquence.....	46
Figure 2. 10: L'image du modèle dans la durée du niveau de test.(O. Rezaifar.,2005)	47
Figure 2. 11: Dommages sismiques du bâtiment prototype.	48
Figure 2. 12: Le modèle réduite.	49
Figure 2. 13: Mouvement de la table obtenu. (a) Historique ; (b) Spectre de réponse.	49
Figure 2. 14: Mouvement de la table obtenu. (a) Historique ; (b) Spectre de réponse.	50
Figure 2. 15: Damage du modèle après l'exécution 6 (a) Flambage de l'armature à l'emplanture du poteau ; (b) Béton Damage du modèle après l'exécution 6 (a) Flambage de l'armature à l'emplanture du poteau ; (b) Béton écaillé à l'extrémité du poteau.	51
Figure 2. 16: Diminution de la fréquence. Réponse au déplacement.....	52
Figure 2. 17: Variations des facteurs d'amplification de l'accélération.....	53
Figure 2. 18: Progression de l'effondrement (a) 0 s; (b) 0,66 s; (c) 0,759 s; (d) 0,792 s; (e) 0,858 s; (f) 0,924 s; (g) 1,023 s.	54
Figure 2. 19: Accéléromètre fixé au portique.	55
Figure 2. 20: Variation du déplacement imposé à la table $u_{g0} = 0.5 \text{ cm}$ $f = 4 \text{ Hz}$	55
Figure 2. 21: Variation des accélérations mesurées par accéléromètre intégré et accéléromètre externe.....	56
Figure 2. 22: Accéléromètre fixé au portique.	56
Figure 2. 23: Variation de l'accélérations mesurée et l'accélération de la table.....	57
Figure 2. 24: Variation de l'accélération en vibrations harmoniques et libres (Essai 01).	57
Figure 2. 25: Variation de l'accélération en vibrations harmoniques et libres (Essai 02).	58
Figure 2. 26: Variation de l'accélération en vibrations harmoniques et libres (Essai 03). Ainsi que les deux pics choisis pour le calcul du décrétement logarithmique.	58
Figure 3. 1: Schéma technique du modèle de corps du barrage.	70
Figure 3. 2 : Photo de modèle réduit de corps du barrage.....	71
Figure 3. 3: Schéma descriptif de modèle réduit.....	72
Figure 3. 4: Vue virtuelle de bâtiments en bois de grande hauteur à Bordeaux.....	73
Figure 3. 5: Principe d'utilisation d'une loi de similitude.....	73
Figure 3. 6: Structure en bois testée.	74
Figure 3. 7: Assemblages bois / métal.....	76
Figure 3. 8: Schéma descriptif d'un bloc fusible.	81
Figure 3. 9: Emplacement des blocs fusible.....	82
Figure 3. 10: Vue aval du modèle de déversoir pour un bloc.	84
Figure 4. 1: Types des actions agissant sur les structures.	86
Figure 4. 2: Chargement harmonique. (Clough, 2001)	87
Figure 4. 3: Chargement périodique anharmonique. (Clough, 2001)	87
Figure 4. 4: Chargement impulsif. (Alain, 2006).....	88
Figure 4. 5: Sollicitation entretenue. (Jersey, 1999)	88

Figure 4. 6: Chargement aléatoire.	89
Figure 4. 7: Représentation des forces F.	91
Figure 4. 8: Composition modale de la déformée d'une structure.	98
Figure 5. 1: schéma du spécimen.	104
Figure 5. 2: Portique en acier a un système de trois degrés de liberté.	105
Figure 5. 3: Photo de l'échantillon.	106
Figure 5. 4: Ouvrir de fichier de contrôle.	109
Figure 5. 5: Fenêtre ouverte de MTS793.	109
Figure 5. 6: Création d'un nouveau projet via STEX Pro.	110
Figure 5. 7: Attachement du setup au contrôleur.	110
Figure 5. 8: Sélection du contrôleur.	111
Figure 5. 9: Configuration de Station Drive.	111
Figure 5. 10: Configuration des canaux de sortie.	112
Figure 5. 11: Création d'un Model.	112
Figure 5. 12 : Sélection du setup correspondant.	113
Figure 5. 13: Introduction des données de Drive Shape.	113
Figure 5. 14 : Introduction de l'amplitude du Drive (Bruit blanc).	114
Figure 5. 15 : Génération du drive.	115
Figure 5. 16 : Envoi du Drive à la table vibrante et création du fichier Response.	115
Figure 5. 17 : Accélération temporelle mesurée en niveau 3 du portique sous l'excitation du bruit blanc.	116
Figure 5. 18 : La transformée de Fourier de l'accélération mesurée en niveau 3 sous bruit blanc.	117
Figure 5. 19 : spécimen fixé sur la table vibrante.	118
Figure 5. 20 : L'accéléromètre fixé à la table vibrante.	119
Figure 5. 21 : Accéléromètre fixé au niveau 3 du portique.	120
Figure 5. 22 : Accéléromètre fixé au niveau 2 du portique.	120
Figure 5. 23 : Accéléromètre fixé au niveau 1 du portique.	121
Figure 5. 24 : Variation du déplacement imposé à la table $u_0=37.3\text{mm}$ $f= 1$ Hz.	121
Figure 5. 25 : Variation des accélérations mesurées par accéléromètre intégré et accéléromètre externe $u_0=37.3\text{mm}$ $f= 1$ Hz.	122
Figure 5. 26 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table, niveau 3(0.207g.).	123
Figure 5. 27 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table, niveau 2(0.176g.).	123
Figure 5. 28 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table, niveau 1(0.118g.).	124
Figure 6. 1 : Schéma de calcul des masses.	127
Figure 6. 2: Notation des masses et rigidités de chaque niveau.	129
Figure 6. 3 : Spécimen soumis au déplacement du support.	132
Figure 6. 4 : Modèle du spécimen.	136
Figure 6. 5 : Période et fréquence propres dans le mode 1.	136

Figure 6. 6 : Période et fréquence propres dans le mode 2.	137
Figure 6. 7 : Période et fréquence propres dans le mode 3.	137
Figure 6. 8 : Variation de l'accélération imposée au modèle numérique du spécimen en sap2000.	138
Figure 6. 9 : Accélération du 3 ^{ème} niveau.	138
Figure 6. 10 : Accélération du 2 ^{ème} niveau.	139
Figure 6. 11 : Accélération du 1 ^{er} niveau.	139
Figure 6. 12 : la fréquences mesurée expérimentalement, analytiquement et numériquement	140
Figure 6. 13. : Accélérations mesurée expérimentalement, analytiquement et numériquement.	142
Figure 7. 1 : Schéma montrant les variations des masses selon 5 cas.	144
Figure 7. 2 : Variation de D en fonction du β pour $\bar{f}=1$ et $\bar{f}=4$ dans tous les cas.	145
Figure 7. 3 : Portique avec une masse ajoutée au niveau 3 (cas 1).	146
Figure 7. 4 : Portique avec une masse ajoutée au niveau 2 (cas 2).	147
Figure 7. 5 : Portique avec une masse ajoutée au niveau 1 (cas 3).	147
Figure 7. 6 : Portique avec deux masses ajoutées au niveau 3 (cas 4).	147
Figure 7. 7 : Portique avec trois masses ajoutées au niveau 3 (cas 5).	148
Figure 7. 8 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 0.	149
Figure 7. 9 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 1.	149
Figure 7. 10 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 2.	150
Figure 7. 11 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 3.	150
Figure 7. 12 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 4.	151
Figure 7. 13 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas5.	151
Figure 7. 14 : l'accélération mesurée au niveau 3 pour les cas 0 à 5.	152
Figure 7. 15 : graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 01).	153
Figure 7. 16 : graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 02).	154
Figure 7. 17: graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 03).	154
Figure 7. 18 : graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 04).	155
Figure 7. 19: graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 05).	155
Figure 7. 20 : les résultats d'accélération expérimentale, analytique et numérique.	157

Notations

C_F : Coefficient Froude.

C_N : Coefficient de Cauchy.

D_{max} : Le déplacement maximal.

E : Le module d'élasticité.

E_m : Le module d'élasticité du modèle.

E_p : Le module d'élasticité du prototype.

e : Le rapport des modules élastiques (E_p/E_m).

e_s : Le contrôleur d'erreur.

L : La longueur.

L_p : La longueur du prototype.

L_m : La longueur du modèle.

$V(t)$: L'équation temporelle du déplacement.

σ : Contrainte.

ε : Déformation.

λ : Le rapport des longueurs (L_p/L_m).

ω : Pulsation propre.

$\bar{\omega}$: Pulsation amorti.

T : La période.

F : Fréquence.

\bar{F} : Fréquence amorti.

β : Rapport des fréquences.

ρ : La masse spécifique.

D : Facteur d'amplification dynamique.

ξ : Taux d'amortissement.

M^* : Masse généralisé.

K^* : Rigidité généralisé.

F^* : La force généralisée.

RISAM: Risk Assessment and Management

TMD: Tuned Masse Damper

Introduction Générale

Introduction générale

Les séismes, phénomènes naturels d'une importance considérable, se définissent par des secousses du sol provoqué par la libération brusque de l'énergie accumulée dans la croûte terrestre et le manteau supérieur. Ces événements complexes posent des défis majeurs aux ingénieurs spécialisés en génie parasismique. En effet, ces professionnels doivent concevoir des structures comme des bâtiments, des ponts et des barrages capables de résister aux forces destructrices générées par les tremblements de terre. Cette tâche exige une expertise technique pointue et une compréhension approfondie des mécanismes sismiques pour garantir la sécurité des infrastructures et des populations exposées.

Le génie parasismique est un domaine spécifique du génie civil qui cherche à minimiser les dommages causés par les séismes. Il repose sur plusieurs concepts fondamentaux, dont la compréhension des mécanismes de libération d'énergie, la modélisation des effets des séismes sur les structures et la mise au point de méthodes de dimensionnement en capacité.

La conception parasismique est basée sur le principe de ductilité et de dimensionnement en capacité, avec un équilibre entre les exigences structurales de résistance, rigidité et ductilité, ainsi que les objectifs d'utilisation et de fonctionnalité architecturale. Les normes de calcul parasismique résultent de l'expérience acquise en matière de conception et de construction durable face aux séismes.

De plus, la vulnérabilité des structures est une composante clé du risque lié aux séismes. Elle prend en compte les caractéristiques intrinsèques des structures et leur susceptibilité à subir des dommages lors d'événements sismiques. La chaîne d'évaluation et de gestion du risque inclut la connaissance de l'aléa, l'estimation de la vulnérabilité, l'évaluation du risque et la prise de décision.

Depuis de nombreuses années, les chercheurs et les concepteurs se sont efforcés de réduire les conséquences des tremblements de terre en améliorant la construction parasismique des ouvrages de génie civil. Cependant, la prédiction analytique du comportement dynamique des structures reste un défi, en raison des limitations des hypothèses de calcul et des méthodes de conception. C'est pourquoi il est essentiel de développer des procédés expérimentaux pour valider ces méthodes. Ainsi, les chercheurs en génie parasismique ont conçu des outils et des dispositifs d'essais performants, tels que les simulateurs de séisme ou les tables vibrantes, pour générer des excitations sismiques artificielles et reproduire des accélérogrammes sismiques. Ces outils ont d'abord été utilisés pour des essais de qualification sismique dans l'industrie

nucléaire, où des normes strictes de sécurité ont été imposées pour garantir la sûreté des installations.

Avec le développement industriel et technologique, de nouvelles exigences dans le domaine de la construction ont conduit à améliorer les connaissances dans le domaine du génie parasismique et ses méthodes de conceptions, ainsi les essais de simulation sur table vibrante sont devenus les plus répandus. En effet les tables vibrantes permettent de reproduire tous types d'excitations sismiques (accélérogramme réel, synthétique, ou d'autres formes de signaux), l'état de ruine des structures peut être atteint facilement avec ce dispositif.

En plus, les essais sur tables vibrantes offrent beaucoup d'avantages à savoir les plus essentiels :

- Vérifier et valider les modèles analytiques et les méthodes de conception.
- Étudier le comportement non linéaire des structures.
- Examiner la réponse dynamique des systèmes complexes sous des excitations sismiques.
- Effectuer des essais de qualification des équipements et des composantes.

Toutes ces qualités ont fait que la table vibrante devient l'un des moyens d'essais les plus utilisés dans la recherche et le développement parasismique, son domaine d'application est devenu rapidement vaste et divers.

L'objectif principal de ce travail est d'identifications des caractéristiques dynamiques et la mesure expérimentale de la réponse sismique des structures. Pour cela, trois approches ont été adoptées dans cette étude. En premier lieu, l'approche expérimentale a été menée en utilisant la table vibrante de RISAM. Le modèle réduit à trois degrés de liberté a été confectionné en forme de portique en acier. Ensuite, les fréquences fondamentales ainsi que la réponse en accélération de ce modèle réduit ont été calculés analytiquement sur la base des équations découplées de la dynamique des structures. En utilisant le code en éléments finis SAP2000, un modèle numérique de portique en acier a été élaboré. Les résultats expérimentaux, analytiques et numériques ont été comparés et discutés. Une étude paramétrique en fonction des masses a été élaborée. Cette étude qui est inspirée du principe des amortisseurs des masses accordées (Tuned mass dampers : TMD), a pour objet de minimiser les vibrations. Les résultats de cette étude sont présentés et discutés.

Ce présent mémoire est organisé comme suit :

Chapitre 01 : Généralités sur les tables vibrantes : Dans ce chapitre nous présentons le principe de fonctionnement des tables vibrantes toutes en exposant quelques exemples de tables vibrantes dans le monde et en Algérie. On s'intéresse particulièrement à la table vibrante du laboratoire de recherche RISAM, (Risk Assessment and Management) de l'université Tlemcen.

Chapitre 02 : Comportement dynamique des structures à travers les tables vibrantes : Etat de l'art : Nous allons présenter un aperçu des travaux antérieurs dans le monde et en Algérie qui démontrent les multiples utilisations de la table vibrante et son importance dans le domaine du génie civil. Ce chapitre sert à appuyer l'orientation de ce travail vers l'approche expérimentale afin de comprendre le comportement dynamique des structures.

Chapitre 03 : Les lois de similitude des systèmes physiques : Dans ce chapitre, un recueil des lois de similitudes sont présentées. Cela concerne le changement d'échelle des structures réelles vers des modèles réduits toute en gardant les mêmes caractéristiques intrinsèques. Les lois de similitude touchent aussi les charges externes telles que les séismes ainsi que la réponse dynamique des structures.

Chapitre 04 : Détermination analytique des caractéristiques dynamiques des systèmes physiques : On présente dans ce chapitre la méthodologie analytique de détermination des caractéristiques dynamiques des structures. Le système à trois degré de libertés a été traité.

Chapitre 05 : Détermination expérimentale des caractéristiques dynamiques à travers la table vibrante : Dans cette partie, nous allons présenter le modèle réduit établi dans le cadre de ce projet de fin d'étude. Par la suite, nous allons réaliser des essais en vibrations libres par la table vibrante de RISAM pour déterminer les caractéristiques propres du modèle réduit.

Chapitre 06 : Validation et comparaison des résultats : En se basant sur le code en éléments finis SAP2000, un modèle numérique du modèle réduit a été établi. Ensuite, les résultats numériques, analytiques et expérimentales sont comparés et discutés.

Chapitre 07 : Analyse expérimentale paramétrique en fonction des masses : Une étude paramétrique en fonction des dispositions des masses a été menée. Les trois approches expérimentale en utilisant la table vibrante de RISAM, analytique en se basant sur les équations découplées de DDS et numérique à travers le code en éléments finis SAP2000 ont été adoptées.

A la fin, les conclusions issues de ce travail de fin d'étude sont regroupées ainsi que quelques perspectives sont présentées.

Chapitre 1 :

Généralités sur les tables vibrantes

1. Introduction

Les tables vibrantes connues anciennement par tables à secousses sont utiles en génie parasismique car elles sont les seules qui tentent de reproduire la vraie nature de l'input sismique. Ils le font en appliquant un mouvement du sol à la base d'une structure, induisant ainsi des forces d'inertie réalistes dans chaque élément de sa masse. Ce sont ces forces qui génèrent les déplacements de réponse et les contraintes. Comme d'autres dispositifs expérimentaux, l'histoire des tables vibrantes est celle de la progression vers la satisfaction d'exigences idéales. Ce qui rend nécessaire de préciser quelles sont ces exigences. Il est noté que la progression a commencé pour produire une certaine forme de mouvement oscillatoire. Puis par un pendule frappant une table résistée par des ressorts, qui ont donné une indication partielle du mouvement réel du tremblement de terre. Ce n'est qu'au milieu des années 1930 que les premières vibrations un enregistrement d'un tremblement de terre réel (Long Beach, États-Unis, 1933) est devenu disponible. Pour être utilisé ensuite par Ruge sous une forme analogue pour alimenter sa table. La Seconde Guerre mondiale (1939-1945) a donné une impulsion aux dispositifs de transmission de puissance de nombreuses formes, dont l'un était disponible par le milieu des années 1960 avec un contrôle satisfaisant de la servovalve à utiliser pour entrer les tremblements de terre enregistrés dans les tables vibrantes sous forme numérique. ((Ruge, 1934 ; Severn, 2010).

2. Les tables vibrantes en génie civil

Une table vibrante en génie civil est un équipement de laboratoire essentiel utilisé pour reproduire de manière contrôlée des vibrations et des mouvements sismiques afin d'évaluer la résistance et la performance des structures et des matériaux face à des charges dynamiques. Cet outil permet de simuler avec précision les conditions sismiques pour étudier le comportement dynamique des structures, des matériaux de construction et des systèmes structuraux. Les tables vibrantes sont largement employées dans la recherche, le développement et la validation des modèles de comportement dynamique des structures, ainsi que dans l'analyse de la résistance sismique des bâtiments et des infrastructures.

2.2. Objectifs de de l'utilisation des tables vibrantes

Le but principal de l'utilisation la table vibrante est de reproduire des vibrations contrôlées et des mouvements sismiques afin de tester la résistance et la performance des structures et des

matériaux face à des charges dynamiques. En simulant des conditions sismiques, la table vibrante permet d'évaluer la résistance sismique des structures, d'étudier le comportement des sols sous chargement dynamique, de valider les modèles numériques de comportement dynamique des structures et d'évaluer la fiabilité des matériaux de construction.

2.3. Domaine d'utilisation des tables vibrantes modernes

La table vibrante est un équipement utilisé en génie civil pour simuler des vibrations et des mouvements sismiques afin d'étudier le comportement des structures et des matériaux sous des charges dynamiques. Elle est largement utilisée dans divers domaines qui sont développés ci-dessous.

- Évaluation de la résistance sismique des structures

La table vibrante permet de soumettre des modèles réduits de structures à des mouvements sismiques simulés pour évaluer leur comportement et leur performance en cas de séisme (Pitilakis et coll., 2006).

- Étude du comportement des sols sous chargement dynamique

En combinant la table vibrante avec des dispositifs de mesure, il est possible d'étudier le comportement des sols et des fondations sous des charges dynamiques, ce qui est essentiel pour la conception de structures résistantes aux séismes. (Saiidi, 2005)

- Validation des modèles numériques de comportement dynamique des structures

Les tests sur table vibrante permettent de valider les modèles numériques utilisés pour simuler le comportement dynamique des structures, en comparant les résultats expérimentaux avec les prédictions théoriques (Hao et coll., 2011).

- Étude de la fiabilité des matériaux de construction

En exposant des échantillons de matériaux de construction à des vibrations contrôlées, la table vibrante permet d'évaluer leur résistance et leur comportement sous des charges dynamiques, contribuant ainsi à améliorer la fiabilité des matériaux utilisés dans la construction (Mofidi et coll., 2010).

2.4. Essais dynamiques sur table vibrante

Pour des besoins de développement dans ce champ de recherche, la nécessité de reproduction d'un mouvement sismique expérimentalement a donné naissance à la construction d'un moyen connu sous le nom « table vibrante ».

Une table vibrante est un simulateur de séisme de capacité allant du simple système de vibration (mono-axial et mono-fréquentiel) jusqu' à des systèmes qui peuvent simuler des excitations sismiques suivant plusieurs degrés de libertés (jusqu' à six degrés de liberté et multi fréquentiel). Leur champ d'application est vaste mais limité par des contraintes technologiques caractérisant la capacité de la table vibrante.

La majorité de ces tables vibrantes sont destinées aux tests des modèles à échelle réduite et peu d'entre elles ont la capacité de tester des petites structures à échelle réelle. Les objectifs des tests sur tables vibrantes sont nombreux, généralement les résultats expérimentaux issus des essais sur tables vibrantes servent à :

- Vérifier et valider les modèles analytiques et les méthodes de conception ;
- Etudier le comportement non linéaire des structures ;
- Examiner la réponse dynamique des systèmes complexes présentant des difficultés d'analyse sous des excitations sismiques ;
- Effectuer des essais de qualification des équipements et des composantes.

3. Historique des tables vibrantes

Le développement de la table vibrante est le fruit d'une collaboration multidisciplinaire entre des chercheurs issus de divers domaines des sciences de l'ingénieur. Son histoire remonte au Japon à la fin du 19^{ème} siècle, avec la création de la première table vibrante manuelle. Au début du 20^{ème} siècle, les travaux se sont déplacés vers l'université de Stanford aux États-Unis, où un moteur électrique a été introduit pour produire des mouvements oscillatoires plus précis. Les séismes majeurs des années 1920 ont stimulé l'intérêt pour cette technologie à Stanford, conduisant à la création d'une table unidirectionnelle utilisant divers mécanismes, tels qu'un pendule frappant ou une roue avec une masse excentrique. Dans les années 1950, d'autres innovations ont été introduites, notamment en Italie, où l'utilisation de pendules a été améliorée par l'ajout de dispositifs contrarotatifs pour un meilleur contrôle de la fréquence. Au Japon, le mouvement était induit par la libération de ressorts comprimés. Au MIT, après le séisme de Long Beach en 1933, l'idée d'utiliser un piston rempli d'huile comme source d'entrée a été

développée, avec des avancées importantes telles qu'un appareil analogique pour enregistrer et reproduire des séismes réels, ainsi que le contrôle du mouvement par une boucle de rétroaction électriquement commandée. Ces avancées ont été rendues possibles grâce aux développements généraux en ingénierie de contrôle pendant la seconde guerre mondiale, ainsi qu'à l'évolution des capacités de calcul numérique. Au fil du temps, les tables vibrantes ont progressé vers un contrôle complet à 6 degrés de liberté, grâce à l'utilisation de nombreux actionneurs remplis d'huile. Cependant, avant d'atteindre la capacité de contrôle en temps réel et l'étude expérimentale du comportement inélastique, d'autres avancées étaient nécessaires. Cette histoire illustre la progression constante de la technologie des tables vibrantes, alimentée par la collaboration et l'innovation dans le domaine de l'ingénierie (Severn, 2010).

3.1. Table vibrante avec un mouvement oscillatoire simple

En 1890, une première tentative d'expérimentation en laboratoire des effets des tremblements de terre sur les modèles structuraux est née au Japon, par un anglais, John Milne, et un jeune collègue japonais, Fusakichi Omori. Leur dispositif de bogie (figure 1.1) a produit un mouvement oscillatoire dans le au moyen d'une barre fixée excentriquement à une roue à entraînement manuel. Où le mouvement étant enregistré par des stylos sur un tambour rotatif. (Muir-Wood et John., 1988)

En 1906, une table vibrante a été construite par Rogers, professeur adjoint de physique à l'université de Stanford. Le mécanisme de cette table est illustré dans la figure 1.2. Sa table très rigide avait une boîte fermement attachée à elle, ayant des dimensions $100 \times 86 \times 30$ cm avec une doublure en tôle. (Rogers, 1930)

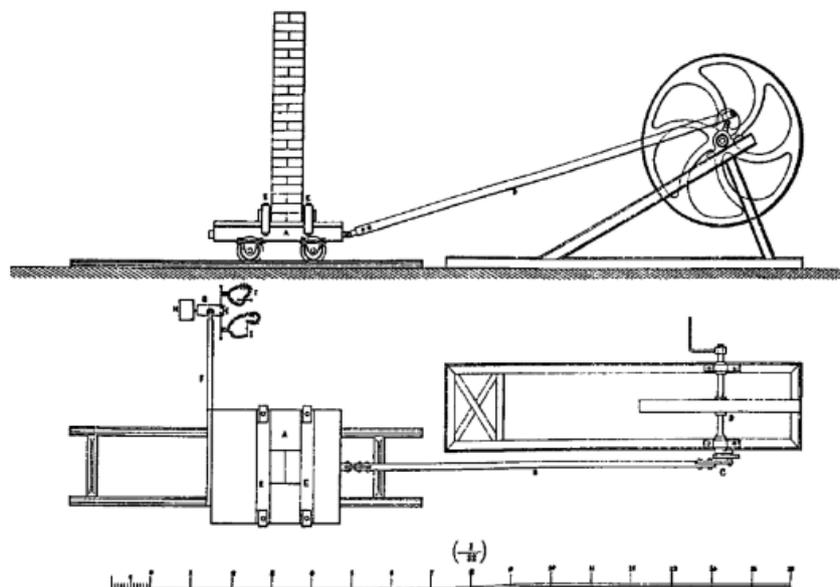
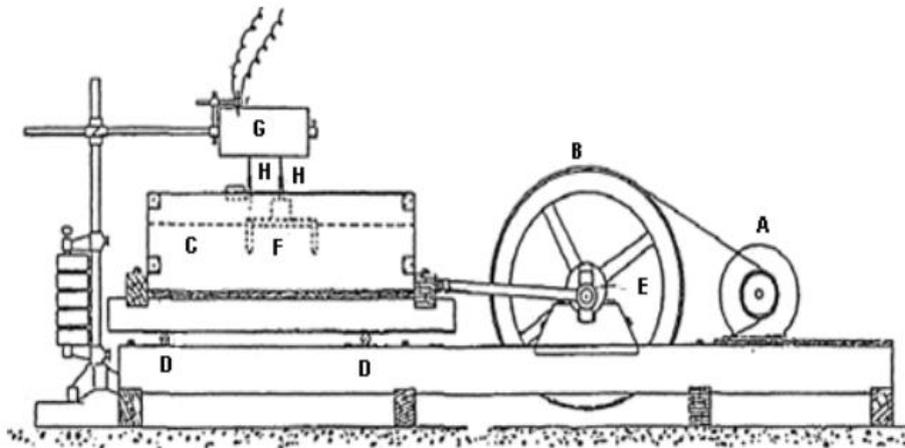


Figure 1. 1: Table vibrante de Milne–Omori (1890). (Muir-Wood et John., 1988)**Figure 1. 2:** Table vibrante de Milne–Omori (1890). (Muir-Wood et John., 1988)

La table et la boîte étaient séparées d'une plate-forme fixe par des rouleaux d'acier de 4 cm de diamètre. Un moteur à courant continu entraîne une roue d'équilibrage de 75 kg, qui à son tour conduit une bielle entre la boîte et une manivelle connectée excentriquement au moyeu de la roue. Le mouvement de la boîte était donc essentiellement sinusoïdal (Figure 3), avec fréquence variable comprise entre 0.5 et 4.6Hz, avec un mouvement horizontal maximal de 10 cm, qui peut varier par modification de la connexion de manivelle. Les mesures de réponse effectuées par Rogers ont été enregistrées sur un papier à commande manuelle tambour (indiqué par G dans la figure 1.2) monté indépendamment de la table, à l'aide de crayons (H) pour enregistrer le mouvement de la boîte, et le mouvement d'un petit bloc (F) fermement enfoncé dans le sable par des pièces latérales qui y coulent. En outre, les battements d'un électro-aimant connecté à un pendule de secondes ont été enregistrés. Un dispositif qui a évité toute erreur induite par le retournement manuel le tambour. La figure 1.3 est un exemple des enregistrements effectués. Ils sont donnés ici pour illustrer point que Rogers n'avait aucun instrument pour mesurer la vitesse ou l'accélération, et donc estimé à partir des mesures sur les traces de déplacement de la figure 3. Il fallait ajuster par rapport aux temps représentés par cd et $c'd'$ dans la même proportion (0.9) de l'amplitude crête à crête, divisée en deux amplitudes, donne le rapport des deux accélérations pendant le mouvement. Ainsi, à partir de la figure 3, le rapport des accélérations à l'inversion de la direction du mouvement est d'environ trois. De ce résultat la force étant proportionnelle à accélération, ainsi, Rogers explique la force destructrice des tremblements de terre. (Rogers, 1930)

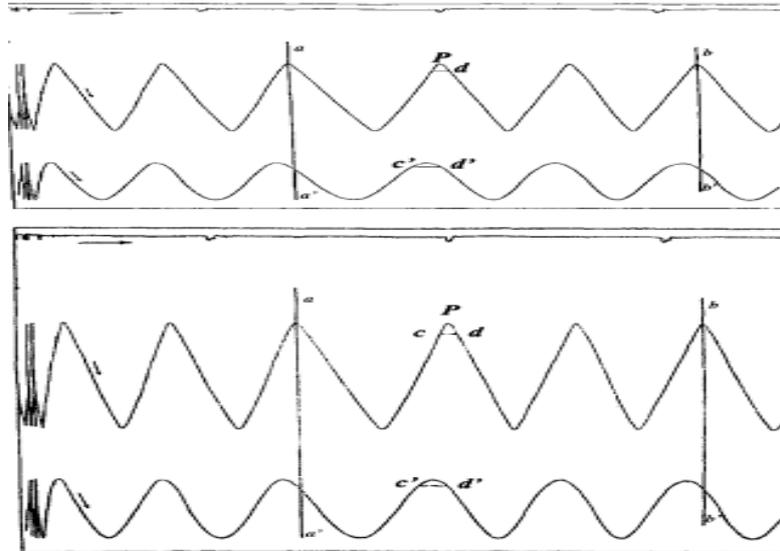
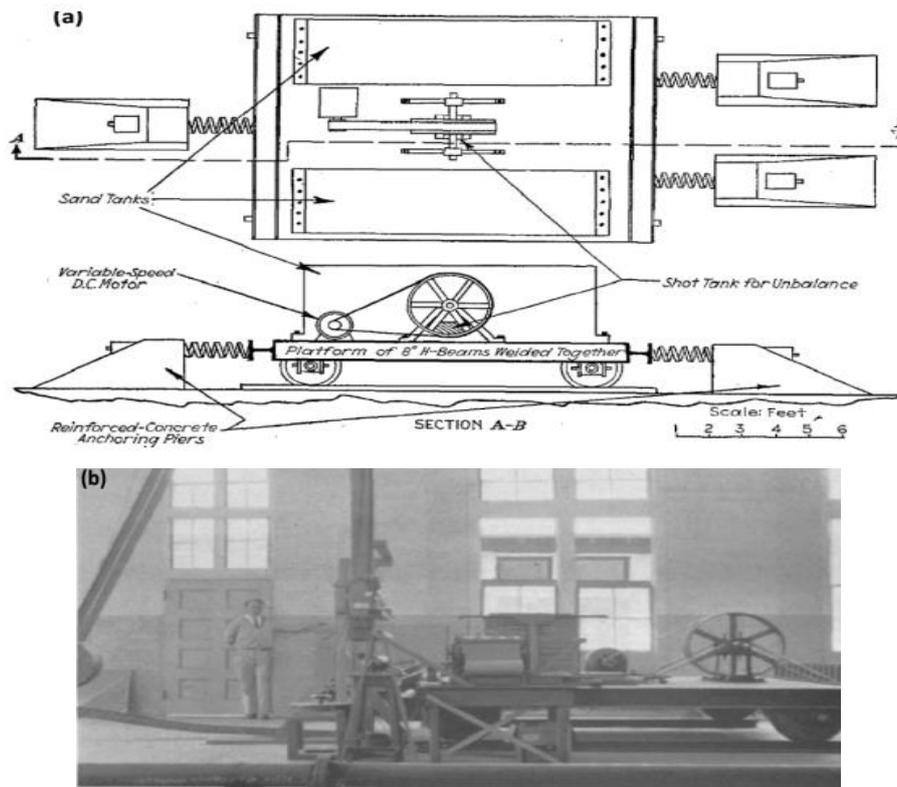


Figure 1. 3: Enregistrements d'amplitude et de temps effectués par Rogers. (Rogers, 1930)

3.2. Table vibrante utilisant un pendule et des ressorts (table type Jacobsen)

Après les séismes dévastateurs de Kanto en 1923 à Tokyo et de Santa Barbara en 1925 aux États-Unis, l'université de Stanford a mis en place un groupe de techniciens et d'ingénieurs pour mener des expériences de vibrations sur des modèles de structures. Sous la direction du Pr. Jacobsen et de ses collègues, un laboratoire a été construit, équipé d'une table d'agitation comme principal dispositif. Cette table, présentée dans la figure 1.4, est composée d'une plate-forme en poutre métallique de 20 cm de hauteur, mesurant 3.05 m × 3.66 m en plan et pesant 272 kg. Elle repose sur des rouleaux répartis sur deux rails, une extrémité étant fixée à une base en béton par un ressort hélicoïdal ajustable pour modifier le comportement de la table. (Jacobsen, 1930)

Le mouvement se fait via un pendule ou une roue asymétrique solidement fixée à la table. Le pendule frappe une fois le butoir fixé sur la table de travail, ce qui entraîne un impact initial suivi d'un mouvement de vibration libre, comme indiqué dans la partie supérieure de la figure 1.5. À elle seule, la roue asymétrique produit un mouvement harmonique comme indiqué dans la partie inférieure de la figure 5. Les détails de la roue sont illustrés dans la figure 1.6, qui montre quatre poids connectés symétriquement et une boîte excentrique contenant du plomb. Une disposition appropriée permet de modifier la fréquence et/ou l'amplitude du mouvement de la table, et cela en augmentant ou en diminuant la quantité du plomb dans la boîte, même lorsque la roue est en mouvement. (Rogers, 1930)



(a) schéma descriptif ; (b) photo de la table (Jacobsen, 1930)

Figure 1. 4: Table vibrante de Jacobsen. (Jacobsen, 1930)

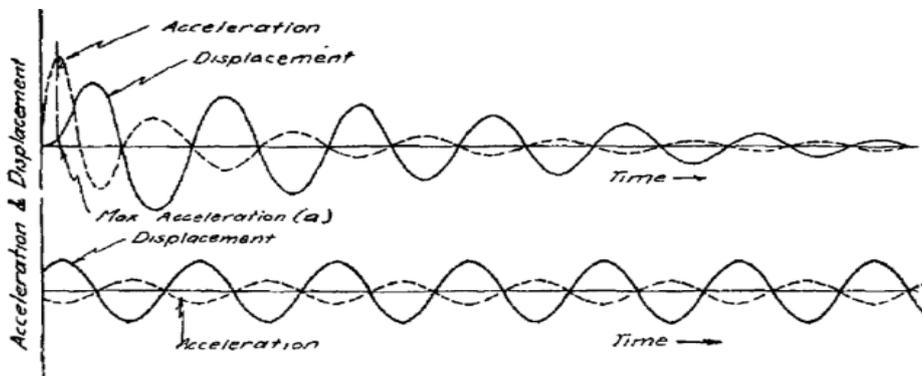
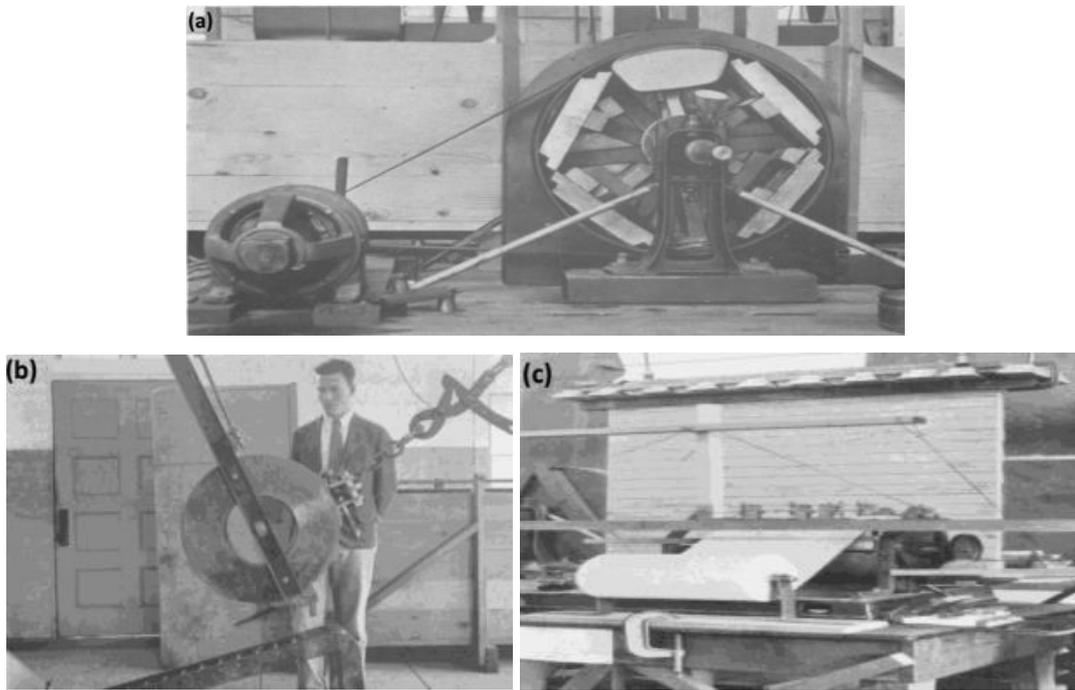


Figure 1. 5 : Tracé théorique de deux types d'inputs utilisés dans la table vibrante de Jacobsen. (Jacobsen, 1930)



(a) Roue asymétrique ; (b) Pendule ; (c) Tambour d'enregistrement.

Figure 1. 6: Détails de la table de Jacobsen. (Jacobsen, 1930)

Plusieurs chercheurs à travers le monde ont reproduit le modèle de table vibrante de Jacobsen pour des expériences variées. Par exemple, au Japon en 1936, un modèle réduit d'un barrage en terre à l'échelle 1/100 a été testé à l'aide d'une table vibrante excitée harmoniquement par un générateur de vibrations à masse excentrique (Monobe et coll., 1936).

En 1956, des tables de type Jacobsen ont été utilisées en Italie pour tester des conceptions de barrages dans divers pays, dont l'Italie, le Japon, la Yougoslavie et les États-Unis. Une réplique du bâtiment Pirelli à Milan a également été soumise à des tests sur une table similaire, mesurant environ 3 m × 4.6 m en plan, suspendue par des câbles à un portique rigide et excitée de différentes manières, notamment par des pendules, des ressorts, un générateur de masse excentrique produisant des mouvements horizontaux ou verticaux, ou encore par quatre générateurs électromagnétiques synchronisés pour un mouvement harmonique, comme illustré dans la figure 1.7. (Oberti, 1936)

Dans les années 1950, à l'université de Californie, Berkeley, Clough et Pirtz ont initié la construction d'une table de type Jacobsen mesurant environ 2.13 m × 3 m pour étudier le comportement du barrage de Rockfill. Cette table est composée d'une dalle en béton armé de 20 cm d'épaisseur reposant sur quatre pieds en acier (Figure 1.8), offrant une flexibilité importante dans une direction horizontale. Une extrémité de la dalle est liée à un ressort très

rigide, tandis que le mouvement de la table est déclenché par une masse de 68 kg attachée à un pendule, percutant l'autre extrémité de la table. (Clough et Pirtz., 1958)

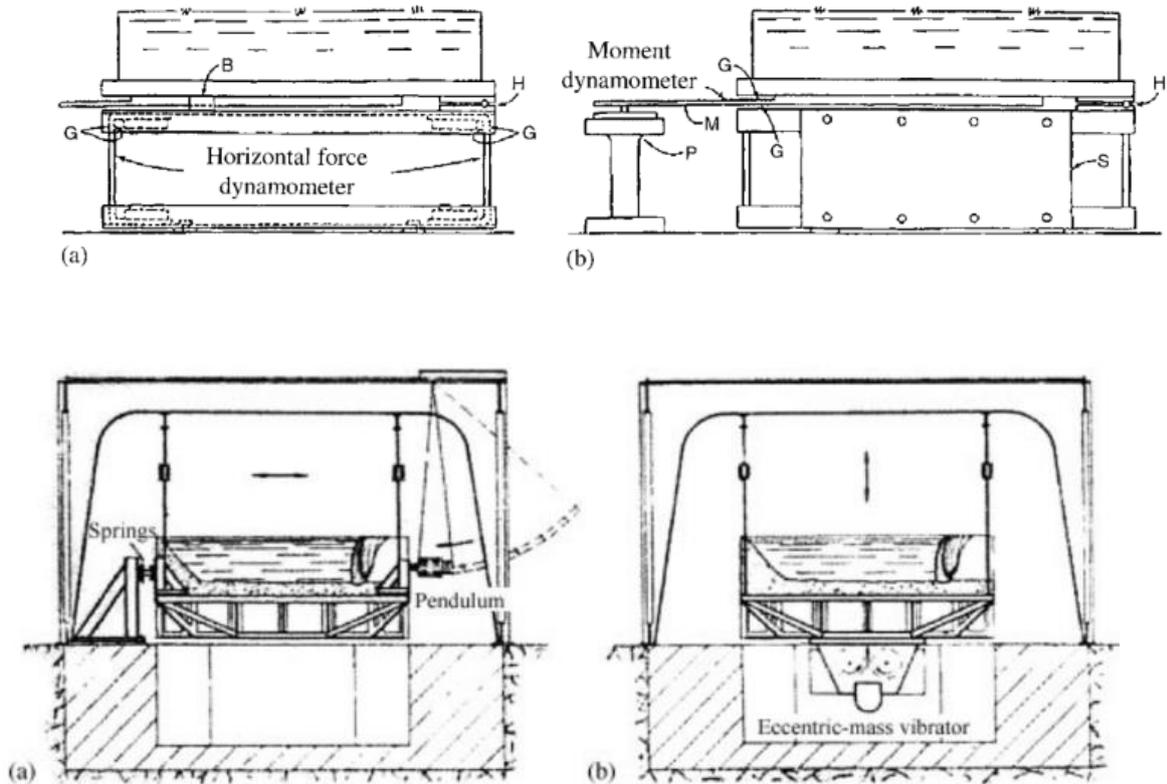


Figure 1. 7: La table du type Jacobsen d’Oberti. (Oberti, 1936)

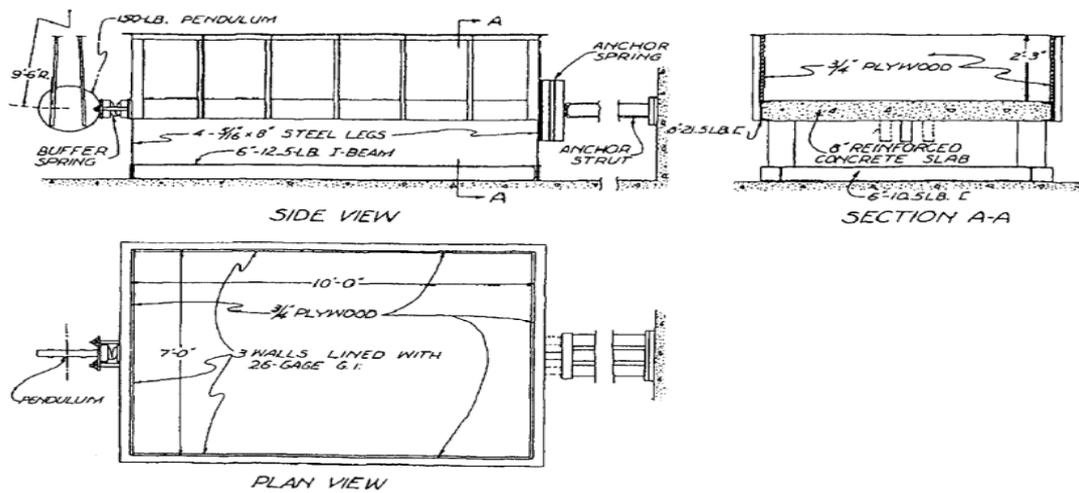


Figure 1. 8: Schéma de la table utilisée par Clough et Pirtz pour tester les modèles de barrages. (Clough et Pirtz., 1958)

3.3. Table vibrante utilisant des vérins hydraulique, naissance de la table vibrante moderne

Au début des années 30, Ruge, un chercheur en sismologie travaillant à l'institut de technologie de Massachusetts (MIT), a conçu la première table de vibration contrôlée par des ressorts et un système de roue à masses excentrées pour produire un mouvement sinusoïdal. Il a pris une toute nouvelle approche en développant une table radicalement différente des modèles précédents. Plutôt que d'utiliser des ressorts, des pendules ou des roues à masses excentrées, Ruge a innové en introduisant un vérin hydraulique pour actionner la table (voir Figure 1.9). (Ruge, 1934)

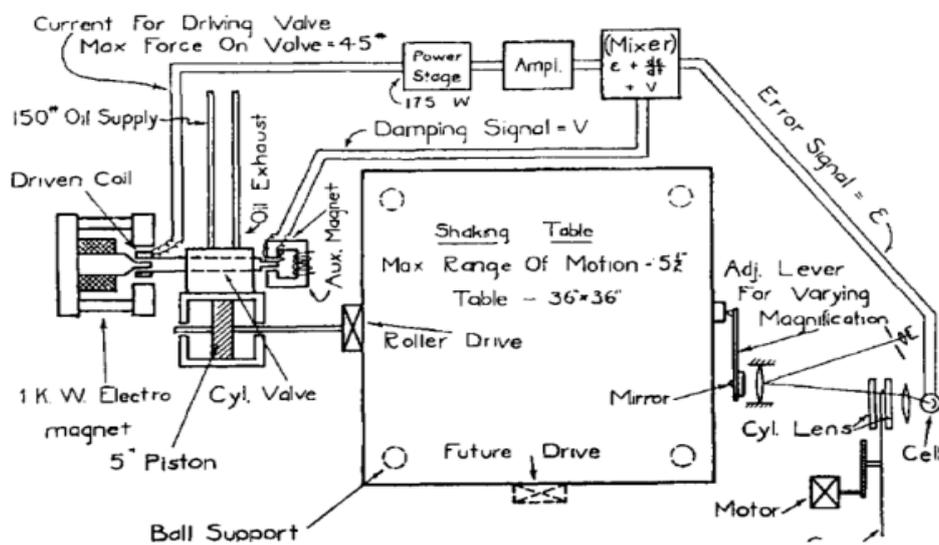
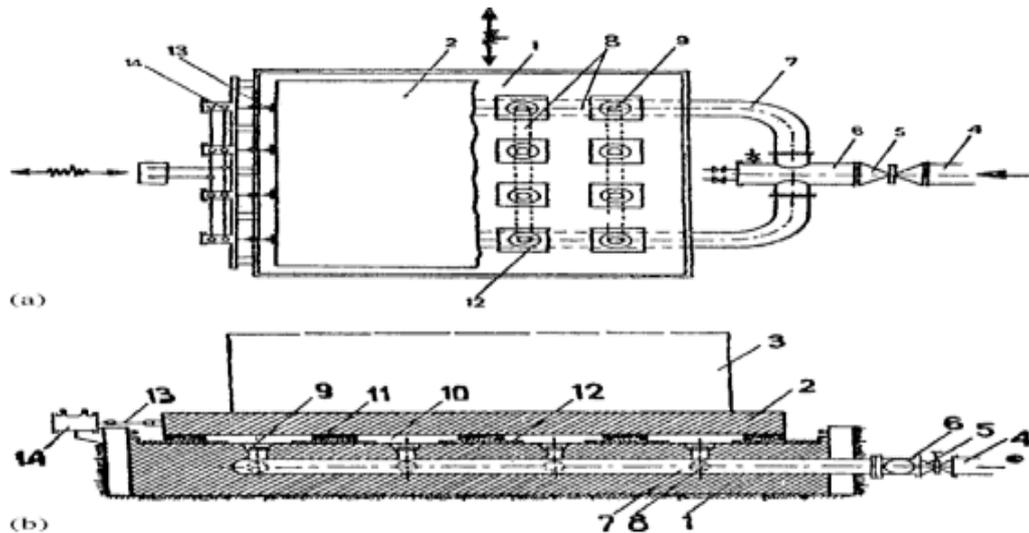


Figure 1. 9: Schéma de la table vibrante de Ruge. (Ruge, 1934)

3.4. La table supportée par la pression d'eau à JASSY, ROUMANIE

La Seconde Guerre mondiale, qui a eu lieu de 1939 à 1945, et ses conséquences ont interrompu le progrès dans le développement des tables vibrantes. Cependant, une conséquence positive a été l'innovation rapide dans le contrôle des systèmes hydrauliques à des fins militaires, en particulier la technologie des servovalves. Cette avancée a ensuite été appliquée à la construction de tables vibrantes. On peut dire que l'Institut de recherche en bâtiment (Building Research Institute - BRI) de Jassy, en Roumanie, a été pionnier dans ce domaine. Au début des années 1960, le BRI a utilisé deux vérins électro-hydrauliques pour actionner une table de 10 mètres sur 10 mètres, capable de générer des accélérations allant jusqu'à 0.4 g (voir Figure 1.10). (Sesan et coll., 1969)



(a) vue en plan de la table montrant 8 des 16 compartiments (12) ;

(b) coupe transversale qui montre la conduite d'eau (9) et la grille en mousse de polystyrène (11).

Figure 1. 10: Table vibrante de Jassy, Roumanie (1968). (Sesan et coll., 1969)

3.5. La table vibrante uni-axiale de l'université de l'ILLINOIS, URBANA

En 1967, l'université de l'Illinois a fait construire un agitateur uni-axial par la société Ormond de Los Angeles. Sa plate-forme, mesurant $3.65 \text{ m} \times 3.65 \text{ m}$, est composée d'une tôle soudée aux poutres en I de 13 cm de hauteur du noyau. Cette table s'inspire de la table Clough et Pirtz construite une décennie plus tôt. Contrairement aux tables précédentes utilisant des pendules, cette table est contrôlée par un actionneur électro-hydraulique d'une capacité de 333 KN, appelé "Ram" sur la figure 1.11, et est reliée à la base rigide par 16 plaques d'acier avec des "joints flexibles" aux extrémités, permettant à la table de se déplacer dans une seule direction horizontale. (Sozen, 1970)

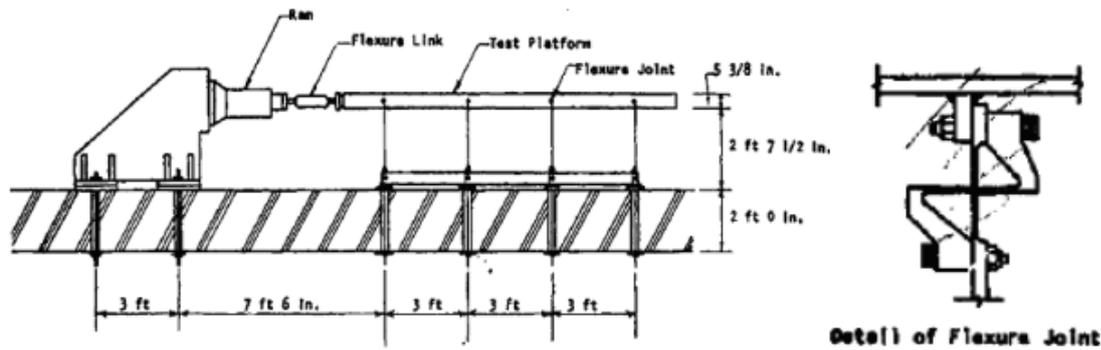


Figure 1.11: Schéma de la table vibrante de l'université d'Illinois. (Sozen, 1970)

3.6. La table vibrante de PENZIEN et REA de (30.5 × 30.5) m²

En 1965, un groupe de chercheurs de l'université de Californie à Berkeley, dirigé par Pr. Penzien, s'est lancé dans un projet ambitieux pour explorer la possibilité de créer une table de 30.5 m × 30.5 m. Cette table comporterait un total de 52 vérins hydrauliques, avec 40 disposés horizontalement et 12 disposés verticalement. L'objectif était d'introduire pour la première fois un système de contrôle électro-hydraulique actif en utilisant les avancées technologiques en matière de contrôle et de calcul numérique assisté par ordinateur. Cette technique implique la mesure et la compensation des mouvements indésirables de la table en utilisant un système de rétroaction en boucle fermée pour apporter les corrections nécessaires au signal d'entrée. (Penzien et coll., 1967)

4. Présentation de quelques tables vibrantes actives dans le monde

4.1. La table vibrante de l'Université de Californie, San Diego

La grande table vibrante extérieure de l'université de Californie à San Diego, connue sous le nom de LHPOST, a été rénovée. Cette mise à niveau permet à la table de passer d'un système uni axial à six degrés de liberté, ce qui lui permettra de reproduire plus précisément les mouvements sismiques, y compris les mouvements verticaux, qui étaient auparavant impossibles à tester. La table existante, en service depuis plus de 15 ans, est équipée d'un plateau en acier en nid d'abeille de 145 tonnes, sans aucune restriction de hauteur pour les structures testées en raison de sa localisation extérieure.

La mise à niveau comprend l'installation de quatre actionneurs horizontaux pour des mouvements bi axiaux et de lacet, ainsi que la mise à niveau des six vérins verticaux existants pour permettre des mouvements verticaux, de tangage et de roulis. Le matériel et le logiciel

seront également mis à niveau vers un contrôleur à six degrés de liberté, et la hauteur des tours de sécurité sera doublée pour prévenir tout risque d'effondrement potentiel du bâtiment d'essai.

La table améliorée peut être utilisée pour tester divers spécimens de bâtiments et de structures, soit en les fixant directement sur le plateau, soit en les plaçant dans une grande boîte à sol fixée à la table. De plus, la table améliorée sera capable de reproduire des mouvements sismiques allant jusqu'à une magnitude de 7 à 8, ce qui en fait un outil précieux pour étudier le comportement du sol lors des tremblements de terre. (ASCE, 2021)



Figure 1. 12: Table vibrante LHPOST. (ASCE, 2021)



Figure 1. 13: Test d'un bâtiment à ossature de bois de quatre étages sur la grande table vibrante extérieure de l'université de Californie, San Diego. (ASCE, 2021)

4.2. La table vibrante AZALEE du centre européen de recherche et de formation avancée en génie civil (CEA)

La table vibrante AZALEE, avec une masse de modèle de 100 tonnes, est l'une des plus grandes tables vibrantes en Europe. À ce jour, des tests avec des masses allant jusqu'à 92 tonnes ont été réalisés avec succès. La table d'agitation est de 6 m × 6 m et 6 degrés de liberté, permettant de tester des échantillons sous des excitations indépendantes de différents types : sinusoïdales, aléatoires, de choc et d'historique temporel avec des plages de fréquence de 0 à 100 Hz. Des accélérations maximales de 1g et 2g dans les directions horizontale et verticale, respectivement, peuvent être appliquées aux spécimens avec la charge utile maximale de la table. La vitesse maximale de la table vibrante est de 1 m/s, les déplacements de crête sont de 0.125 m et 0.1 m dans les directions horizontale et verticale, respectivement. (Dupont, 2012)



Figure 1. 14: Table vibrante AZALEE. (Dupont, 2012)

5. Les tables vibrantes en Algérie

5.1. La table vibrante de l'université de Chlef

La table vibrante acquise par l'université de Chlef est composée d'une plateforme, le système de control et d'acquisition. Une vue globale du système de vibration de cette table vibrante est illustrée dans la figure 1.15. L'ensemble des systèmes de la table vibrante de l'université de Chlef est schématisé dans la figure 1.16. Les différents composants de cette table vibrante sont décrites ci-dessous.



Figure 1.15: Vue globale du système de vibration. (Artizabel-ochoa et Clarck, 1980)

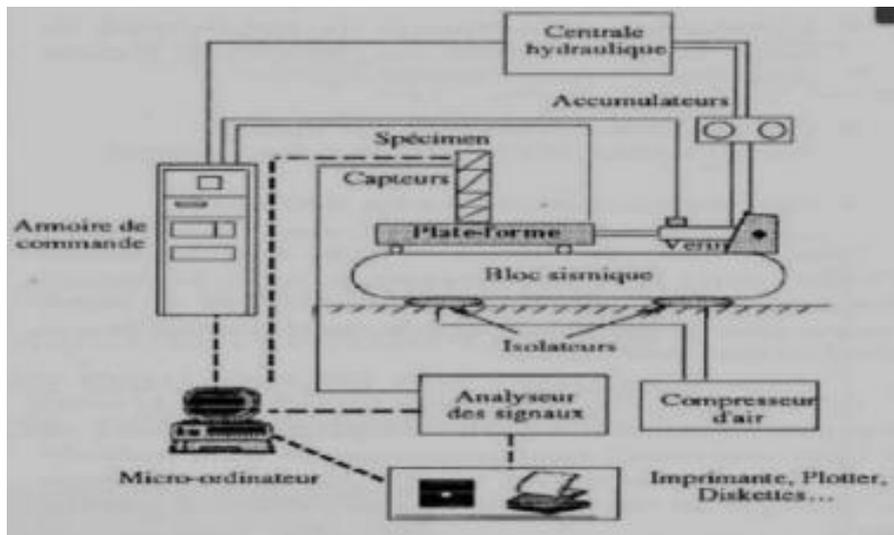


Figure 1.16: Schéma descriptif du système de vibration. (Artizabel-ochoa et Clarck, 1980)

5.1.1. Systèmes mécaniques

La partie mécanique de la table vibrante est constituée essentiellement des deux supports suivants :

- **Plate-forme**

Le format de la plate-forme est de $1\text{ m} \times 1\text{ m}$, construite en une masse d'acier de près d'une tonne, très rigide. Pour faciliter le montage du spécimen, elle est trouée régulièrement sur toute sa surface. Elle est liée à la masse de réaction par un vérin hydraulique et un système de guidage qui facilite le glissement de la plateforme dans la seule direction horizontale.

- **Le bloc sismique (masse de réaction)**

C'est un bloc en acier de masse très supérieur à celle de la plate-forme, il est positionné sur quatre isolateurs pneumatiques de vibrations.

5.1.2. Systèmes hydrauliques

Il est constitué d'une centrale hydraulique qui débite le fluide hydraulique sous pression pour le système. La pression de refoulement est généralement réglée à 210 bars et le débit de sortie maximal est de 19.6 l/mm.

- **Accumulateur de charge**

Deux accumulateurs de charge sont installés entre la centrale hydraulique et le vérin. Ils fournissent l'énergie nécessaire consommée par la servovalve et réduisent les fluctuations et coups de bélier en régime dynamique. Le pré-charge nominale est normalement de 70 bars pour l'accumulateur de pressions et 3 bars pour celui du retour.

- **Vérin hydraulique**

Le vérin hydraulique est un élément hydromécanique, conçu spécialement pour les applications à haute fréquences, c'est l'organe de système qui engendre des efforts ou règle la position de la table. Il est équipé d'une capture de déplacement LVDT et d'une servovalve ; cette dernière commande le vérin hydraulique en s'ouvrant ou en se fermant en réponse à un signal. La capacité maximale du vérin est de 25 KN.

5.1.3. Le système de contrôle et d'acquisition

Le système de control de base ne permet pas de reproduire des excitations sismiques, il ne peut fournir que des signaux mono-fréquentiels. La génération des fonctions est principalement faite par le générateur numérique des fonctions, il est destiné à fournir un certain nombre de possibilités de programmation dynamique des systèmes. L'entrée de référence au système de contrôle représente la force d'excitation désirée qui va être appliquée, par la suite, à l'objet testé. En l'absence d'un minimum de contrôle, l'atteignant l'objet testé peut être modifiée, à cause de :

- L'interaction dynamique et la non-linéarité du vérin, la table vibrante, les éléments de fixation plateforme – vérin – bloc de réaction.
- L'erreur dans le générateur des signaux, l'amplificateur, le filtre et autres équipements.

- Les charges extérieures et les frottements.

Pour diminuer ces effets, un système d'asservissement compare le signal de réaction avec le signal de commande, en développant un signal d'erreur provoquant l'ouverture de la servovalve dans la direction qui réduit l'erreur.

Un sélecteur d'asservissement sert à choisir la sortie d'un convertisseur du signal de déplacement, ou parfois de force, pour commander le vérin hydraulique. Le signal choisi avec le sélecteur d'asservissement est appliqué au circuit comparateur d'entrée du régulateur. Un système interlock est associé à des détecteurs des conditions anormales, il stoppe l'application de la pression hydraulique à la servovalve quand une condition anormale est détectée, avec indication lumineuse au niveau de l'unité de contrôle de la pression. Quand le système est mis en marche, la centrale applique une pression. La pression aux accumulateurs peut être haute ou basse suivant le choix de l'opérateur (Bourahla, 1993)

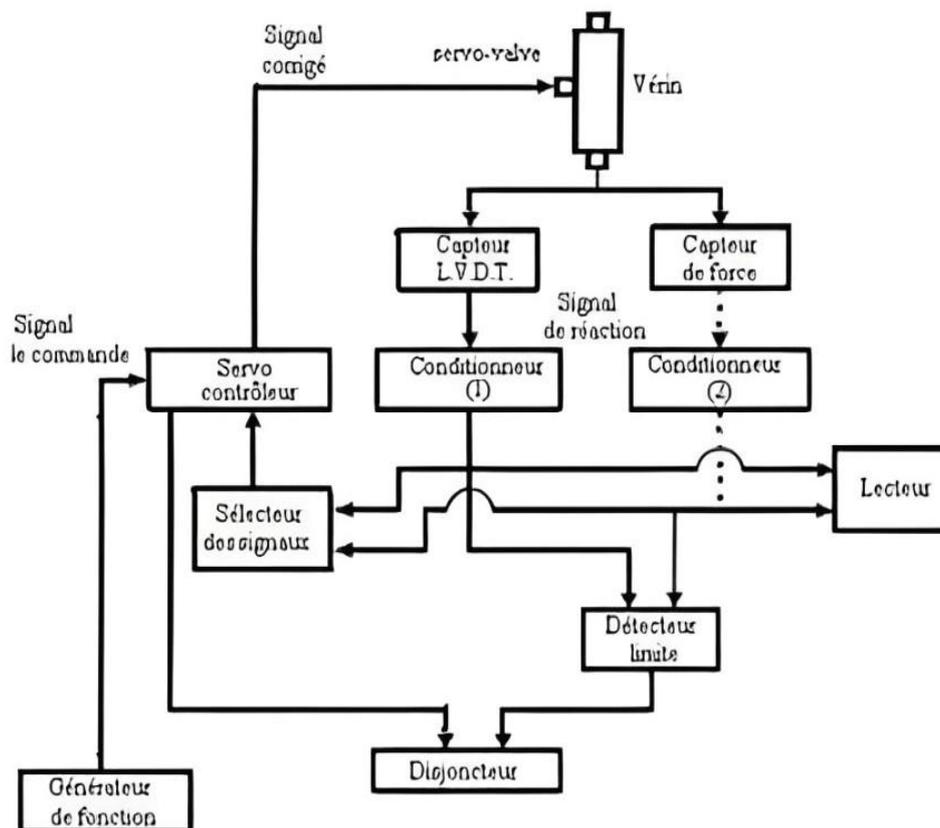


Figure 1. 17: Diagramme d'une unité de contrôle de base (Bourahla, 1993).

5.2. Table vibrante du CGS (Centre national de recherche appliquée en génie parasismique)

5.2.1. Caractéristiques de la table vibrante

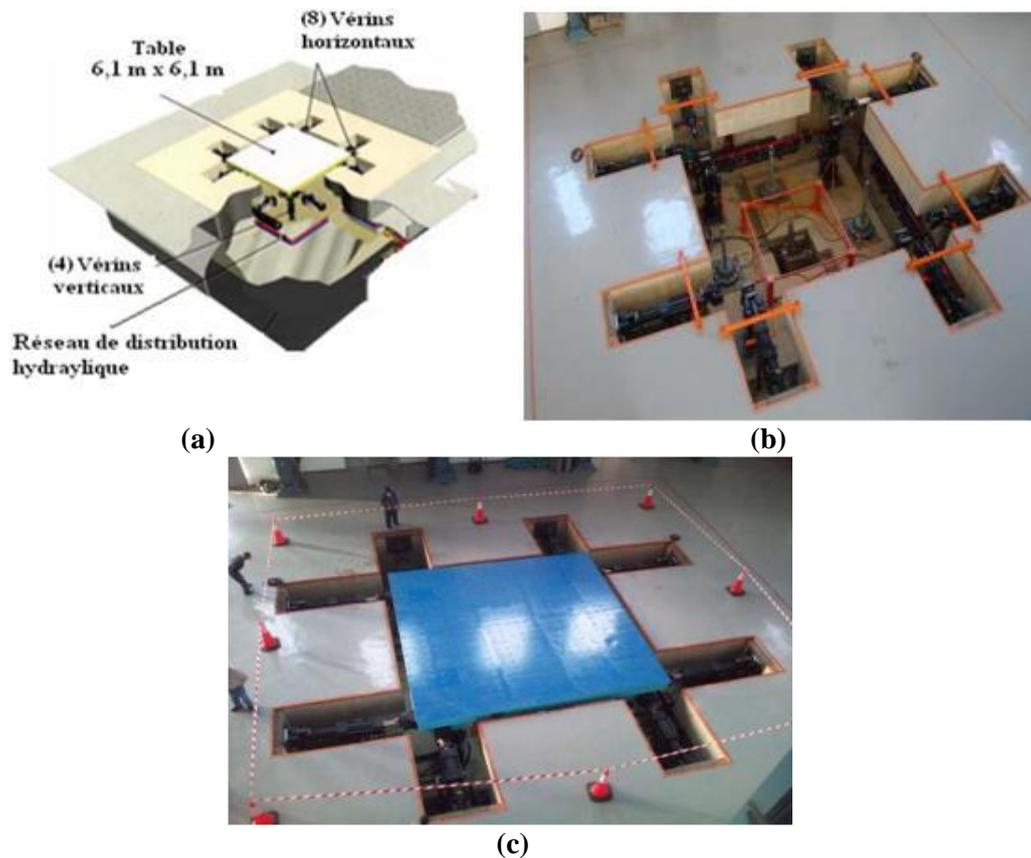
Cette table vibrante se distingue par les caractéristiques suivantes (Airouch et coll., 2010) :

- **Dimension et poids de la plateforme** : C'est la surface où les prototypes d'essai sont montés pour être testés. En général, la taille de la plateforme est proportionnelle à la capacité de la charge à secouer, sa dimension est de 6.1 m × 6.1 m et son poids est de 40 tonnes.
- **Nombre de degré de liberté (DDL)** : La table vibrante peut effectuer des mouvements dans les six degrés de libertés, ce qui permet de reproduire facilement le mouvement désiré.
- **Poids maximum du spécimen (charge utile)** : La charge utile de la table vibrante est de 60 tonnes. Cette capacité à tester le spécimen est limitée par une charge utile pour laquelle une accélération maximale est atteinte dans une gamme de fréquence.
- **Gamme de fréquence** : La gamme de fréquence de la table vibrante du CGS varie de 0 à 50 Hz. Cette gamme est très importante dans la détermination du type d'essai. Les expériences ont montré que les tables vibrantes avec une bonne performance en basse fréquence sont plus appropriées aux essais des structures à grande échelle. Cependant, les modèles à échelle réduite nécessitent des gammes de fréquence relativement élevée.
- **Accélération, vitesse et déplacement maximum** : Ces paramètres dépendent de la gamme de fréquence opérationnelle. L'accélération maximale de la table vibrante du CGS est de 1.4 g à pleine charge et de 2.6 g à vide. Le déplacement maximal est limité par la course du vérin hydraulique. De même, la vitesse maximale est limitée par le flux d'huile maximal délivré par la centrale hydraulique.
- **Moment de renversement** : La hauteur du centre de gravité du spécimen pour une accélération maximale de cette table vibrante est limitée au-dessous d'un seuil qui constitue le moment de renversement qui est égale à 180 t.m.

Le tableau 1.1 regroupe les principales caractéristiques de la table vibrante du CGS. Tandis que la figure 1.18 montre un schéma illustratif de son emplacement avant et après l'installation.

Caractéristique	Spécimen
Spécification globale	
Poids de la table	40 t
Poids maximale du spécimen	60 t
Moment de renversement	180 t.m
Moment de torsion	90 t.m
Nombre de degré de liberté	6 degrés de liberté
Géométrie de système	
Taille de la plateforme	6.1 m × 6.1m
Nombre de vérin hydraulique (X,Y,Z)	(4 ; 4 ; 4)
Longueur de vérin hydraulique (X,Y,Z)	(2.2 ; 2.2 ; 2.2)m
Espacement de vérin hydraulique (X,Y,Z)	(2.5 ; 2.5 ; 2.5)m
Performance du système à pleine charge	
Déplacement maximale(X,Y,Z)	(0.15 ; 0.25 ; 0.1)m
Vitesse maximale(X,Y,Z)	(1.1 ; 1.1 ; 0.8)m/s
Accélération maximale(X,Y,Z)	(1 ; 1 ; 0.8)m/s²
Gamme de fréquence	0-50 Hz

Tableau 1. 1: Caractéristiques principales de la table vibrante du CGS (Airouch et coll., 2010).



(a) Schéma illustratif de la table vibrante du CGS, (b) Emplacement de la table vibrante avant l'installation de la plateforme, (c) Emplacement de la table vibrante après l'installation de la plateforme.

Figure 1. 18: Vue sur la table vibrante du CGS (Airouch et coll., 2010).

5.2.2. Contrôleur et logiciel

- *Système de commande digitale MTS 469D*

Le système de contrôle numérique MTS 469D commande le mouvement de la table vibrante. Le contrôleur assure un contrôle en boucle fermée du mouvement en translation et en rotation autour des 3 axes principaux. Le contrôleur est conçu pour que chacun de ces 6 degrés de liberté puisse être programmé individuellement et fonctionner simultanément. Les enregistrements des accélérations des tremblements de terre sont utilisés pour programmer le signal de commande de la table vibrante (Thoen et Laplace).

- ***Sous-ensemble de calculateur numérique STEX3***

STEX3 complète le contrôleur numérique MTS 469D en temps réel en fournissant des capacités supplémentaires de programmation de tables. Les tests peuvent être programmés pour l'acquisition de données uniquement, la mesure de la réponse en fréquence du système, et l'exécution de formes d'onde de test historiques et compensées. Le logiciel STEX3 est conçu pour fournir des capacités avancées dans les domaines suivants (Airouch et coll., 2010) :

- Mise en place et configuration des tests sismiques.
- Exécution des tests et acquisition des données du système et des spécimens.
- Synthèse des séismes à partir de la densité spectrale de puissance (DSP) et des spectres de réponse.
- Analyse et traitement des données acquises.
- Modélisation de la réponse du système.
- Exécution d'essais itératifs et compensés pour des résultats de haute précision.

5.2.3. Autres installations

- ***Alimentation en énergie hydraulique***

L'alimentation en énergie hydraulique de l'équipement de laboratoire est constituée de 6 pompes haute pression qui peuvent fournir un total de 4200 litres par minute à 20.5 MPa et de 8 accumulateurs de 45 litres répartis dans la fosse pour les demandes de pointe. Les Figures 19 et 20 montrent l'alimentation hydraulique réelle composée des pompes hydrauliques, du réservoir d'huile, du système de refroidissement de l'huile et des deux réservoirs de l'eau de refroidissement. (Williams et coll., 2001)

- ***Pompes hydrauliques***

Les pompes à haute pression (voir Figure 1.19) sont du type à pistons axiaux qui convertissent l'énergie mécanique du moteur électrique en pression hydraulique. Une des pompes est réservée pour fournir la pression nécessaire à l'étage pilote de la servovalve. La pompe démarrera puis s'arrêtera pour fournir un contrôle continu de l'étage pilote de la servovalve. Les 05 pompes restantes seront contrôlées par une seule pression de référence. (Williams et coll., 2001)



Figure 1. 19: Pompes hydrauliques. (Williams et coll., 2001)

- **Réservoir d'huile**

La température du fluide hydraulique est maintenue par un échangeur de chaleur qui refroidit le fluide. L'échangeur de chaleur (voir Figure 1.20) refroidit l'huile hydraulique lorsqu'elle passe à travers la plaque de remplissage. Une tour de refroidissement est un échangeur par lequel la chaleur est extraite de l'eau par contact avec l'air. (Williams et coll., 2001)

Le transfert de chaleur se produit par échange de chaleur entre l'air et l'eau et l'évaporation d'une petite partie de l'eau (voir Figure 1.21) (Williams et coll., 2001)



Figure 1. 20: Réservoir d'huile et système de refroidissement de l'huile. (Williams et coll., 2001)



Figure 1. 21: Tours de l'eau de refroidissement (Williams et coll., 2001)

- **Acquisition des données**

Le système d'acquisition de données se compose de 128 canaux d'entrées conditionnées extensibles. Le système est portable et peut être facilement déplacé avec l'ordinateur STEX vers la zone structurale pendant les essais. Le taux d'échantillonnage maximum par canal simultanément est de 2000 échantillons de données par seconde. Les principales caractéristiques du système d'acquisition sont (Williams et coll., 2001) :

- Panneau d'entrée des signaux pour un branchement facile.
- Amplificateur différentiel programmable.
- Filtre anti-repliement programmable.
- Excitation programmable.
- Mise à zéro et balance automatique.
- Précision de conversion de 16 bits.
- Stockage de données jusqu'à 512 KB par canal.

- **Ponts roulants**

Le laboratoire dispose de deux ponts roulants qui ont une capacité de 32 tonnes et de 10 tonnes, respectivement. Les ponts roulants ont une hauteur libre de 16.5 m et se déplacent dans le sens longitudinal et transversal. Ils sont commandés à distance et peuvent fonctionner en même temps ou indépendamment l'un de l'autre. (Williams et coll., 2001)



Figure 1. 22: Vue sur le pont roulant du laboratoire du CGS. (Williams et coll., 2001)

- ***Zone de fabrication et stockage des spécimens***

Mille deux cents mètres carrés (1200 m²) d'aire de fabrication, de rassemblement et de stockage sont adjacents au bâtiment. Cette zone sera utilisée pour la fabrication des spécimens qui seront testés soit sur la table vibrante, soit sur le sol résistant et le mur de réaction. (Williams et coll., 2001)

5.3. La table vibrante de RISAM

5.3.1. Description de la table

Le laboratoire de recherche RISAM (RISk Assessment and Management) de l'université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen (Faculté de Technologie) dispose d'une table vibrante uni axiale. La table est installée dans un laboratoire de surface (7.7 × 15.6) mètres carrés. La vue principale du laboratoire est présentée par la figure 1.23 et la configuration de l'espace intérieure du laboratoire est illustré par la figure 1.24.

Les principaux équipements de cette table vibrante comprennent une plate-forme métallique très rigide, de dimensions de 1.5 m × 1.5 m posée sur un massif de réaction en béton armé de (3.5 × 5.5) mètres carrés et de 3 m de profondeur, un système de distribution hydraulique avancé, une série d'actionneurs de haute performance, un système d'acquisition de données à 44 canaux et un pont roulant de capacité de 2 tonnes (Benzeghadi et Mebrek, 2023 ; Corporation., 2013).



Figure 1. 23: Vue extérieure du laboratoire.



Figure 1. 24: Vue intérieure du laboratoire.

5.3.2. Composantes de la table vibrante de RISAM

La table vibrante de RISAM est composée de trois parties importantes mécanique, hydraulique et électronique (Benzeghadi et Mebrek, 2023 ; Corporation., 2013) :

5.3.2.1. Partie mécanique

Dans la partie mécanique on trouve principalement la masse de réaction et la plate-forme.

- **Masse de réaction**

Il s'agit d'un massif en béton armé de profondeur de 3 m, les dimensions en plan sont réduites à 3.5 m × 5.5 m. La partie supérieure de la fondation se présente sous une forme de boîte ouverte munie de réservations et passages pour la tuyauterie hydraulique et le câblage électrique (Bouanani, 2022 ; Corporation., 2013).

- **Plate-forme**

La plate-forme est la structure sur laquelle les spécimens à tester sont attachés. Dans une situation idéale, la plateforme est conçue de telle sorte à avoir une fréquence fondamentale aussi élevée que possible et un ratio poids propre sur charge utile important. En effet, une plateforme rigide et massive minimise l'interaction table-spécimen et conduit à un meilleur contrôle de la table (Bouanani, 2022 ; Corporation., 2013).

Pour l'emplacement des spécimens à tester, on trouve un total de 152 trous d'ancrages de diamètre de 16 mm espacés de 19.69 cm dans les deux directions longitudinale et transversale (Figure 1.25).

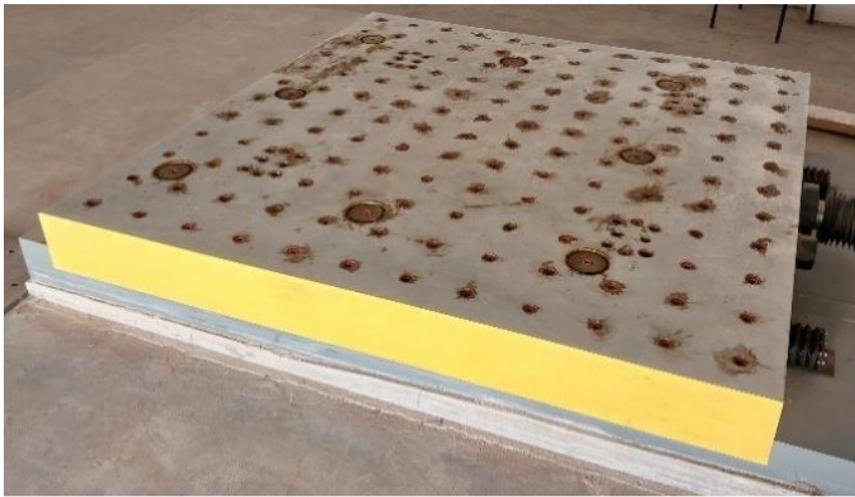


Figure 1. 25: Plateforme.

5.3.2.2. *Partie hydraulique*

Le système hydraulique est composé essentiellement de deux éléments : le groupe hydraulique (HPU) et le collecteur de service hydraulique (HSM). Le fluide hydraulique du HPU est acheminé vers la Servovalve via le HSM pour contrôler le mouvement de l'actionneur (Bouanani, 2022).

- **Le groupe hydraulique (HPU)**

Le groupe hydraulique HPU (Hydraulic Power Unit) est une partie essentielle de la table vibrante dynamique des structures. Il s'agit d'un ensemble d'équipements hydrauliques qui permettent de générer et de distribuer le fluide hydraulique sous haute pression vers le collecteur de service hydraulique HSM. Ce fluide hydraulique est ensuite utilisé pour activer les vérins

hydrauliques qui produisent les mouvements de la table vibrante. Le HPU est donc responsable de fournir la puissance hydraulique nécessaire pour activer la table vibrante et produire les vibrations souhaitées pour tester les structures. Le HPU de la table vibrante de RISAM est donné par la figure 1.26.



Figure 1. 26: Groupe hydraulique (HPU) de la table vibrante de RISAM.

- **Le service hydraulique collecteur (HSM)**

Le service hydraulique collecteur (HSM) est un élément essentiel de la table vibrante (voir Figure 1.27). Son rôle consiste à collecter le fluide hydraulique de haute pression provenant du groupe hydraulique (HPU) et le distribuer uniformément vers les différents actionneurs de la table vibrante, tels que les vérins hydrauliques. Le HSM est également responsable de la régulation de la pression du fluide hydraulique et assure une distribution égale pour garantir des mouvements synchronisés et précis de la table vibrante.



Figure 1. 27: Service hydraulique collecteur (HSM) de la table vibrante de RISAM.

5.3.2.3. *Partie électronique*

La partie électronique est responsable de la gestion du système durant son fonctionnement. Elle est intégrée au logiciel du système et fournit le conditionnement, l'excitation, les communications et le contrôle (le cas échéant) pour chaque canal. Les systèmes de contrôle sont très flexibles et peuvent être configurés de différentes manières, en fonction des exigences du système, du nombre de canaux et du conditionnement du signal nécessaire (voir Figure 1.28). Cette partie inclut un contrôleur numérique MTS 793 et un système d'acquisition de données Stex-Pro (Corporation., 2013 ; Benzeghadi et Mebrek, 2023 ; Bouanani, 2022).

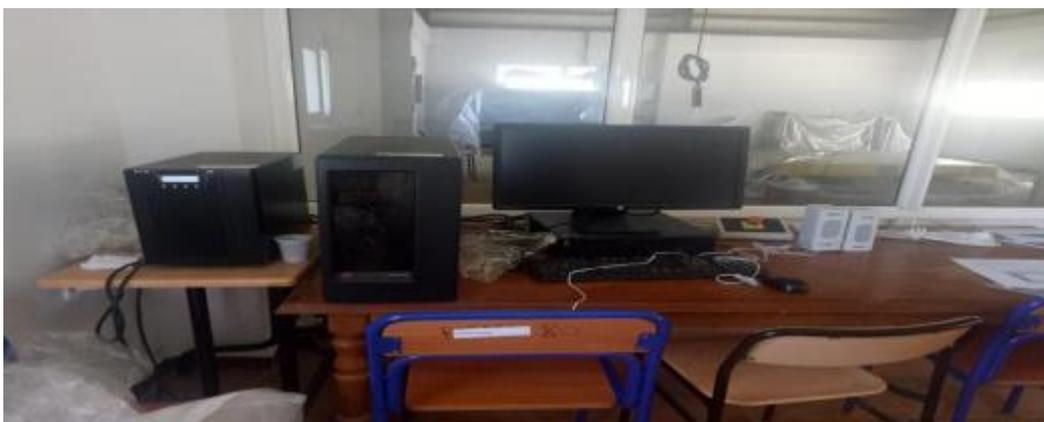


Figure 1. 28: Le système électronique.

5.3.3. Les applications standards du contrôleur numérique MTS 793

Le contrôleur MTS 793 est un composant électronique clé de la table vibrante dynamique des structures. Il est responsable de la commande des mouvements de la table vibrante en utilisant des signaux électriques pour contrôler les actionneurs hydrauliques. Il permet également la collecte de données en temps réel pour l'analyse des performances de la table vibrante et de la structure testée.

Les contrôleurs de la série 793 de MTS sont dotés d'un ensemble d'applications standard conçues pour assurer le bon fonctionnement de la servocommande de poste. Ces applications ont pour but de maintenir la stabilité de la servocommande et d'optimiser son fonctionnement. Parmi les applications proposées, on peut citer (Corporation., 2013 ; Benzeghadi et Mebrek, 2023 ; Bouanani, 2022) :

5.3.3.1. *Station Builder*

C'est une application de conception de poste. Cette application permet d'affecter des ressources d'unité de commande, comme des amplificateurs de servovalves ou des conditionneurs, des entrées-sorties analogiques, des entrées-sorties logiques et des ressources propres aux commandes hydrauliques, à des fichiers de configuration de poste.

5.3.3.2. *Station Manager*

L'application Station Manager permet de :

- Créer des ensembles de paramètres de poste, en attribuant des paramètres de fonctionnement aux ressources de l'unité de commande définies dans les fichiers de configuration de poste.
- Optimiser et contrôler les différents signaux analogiques et numériques logiques et reçus par l'unité de commande.
- Accomplir des activités d'essai élémentaires, comme activer la pression de commande, prendre manuellement le contrôle du vérin pour installer l'éprouvette, surveiller des signaux de poste et lancer et arrêter des essais.

La figure 1.29 présente la fenêtre de station manager.

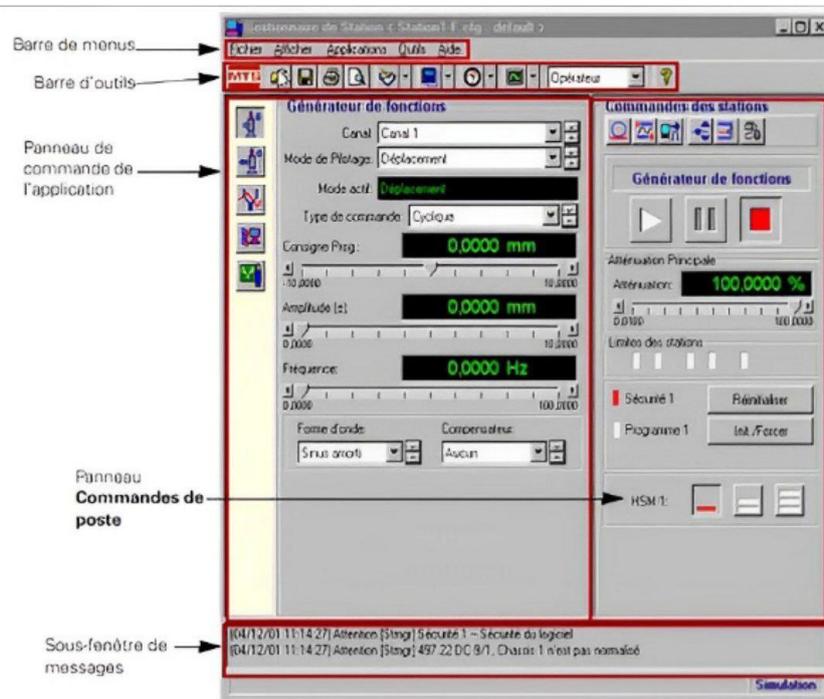


Figure 1. 29: Fenêtre principale de Station Manager.

5.3.4. Présentation générale du logiciel STEX-Pro

Le logiciel STEX-Pro est un programme informatique développé pour contrôler la table vibrante de RISAM. Il permet de générer et de contrôler les vibrations pour simuler les mouvements sismiques sur les structures à tester.

Le logiciel STEX-Pro est équipé de fonctionnalités avancées pour la configuration de l'essai, la génération des vibrations, la surveillance en temps réel des données d'essai et l'analyse des résultats. Il permet également de contrôler les systèmes de sécurité de la table vibrante pour éviter tout dommage ou danger pendant l'essai.

Le logiciel STEX-Pro est souvent utilisé en conjonction avec d'autres logiciels de simulation de structures pour évaluer la performance des structures soumises à des mouvements sismiques simulés (Corporation., 2013 ; Benzeghadi et Mebrek, 2023 ; Bouanani, 2022).

6. Conclusion

Les tables vibrantes ont été introduites dans ce chapitre en présentant leur nécessité en génie civil ainsi que leurs domaine d'application. Ensuite, l'évolution des tables vibrantes, anciennement connues par les tables à secousses, à travers le temps a été exposé. Par la suite, nous avons présenté quelques tables vibrantes dans le monde. Et en fin l'ensemble des tables vibrantes acquises par les établissements de recherche scientifique en Algérie ont été détaillées. Il convient de préciser que l'ensemble des essais et mesures expérimentaux ont été réalisés en utilisant la table vibrante de l'université de Tlemcen (Laboratoire de recherche de RISAM). Pour cette raison que cette table vibrante a été très bien détaillée.

Il est à rappeler que les tables vibrantes utilisées en dynamique des structures représentent des équipements spécialisés qui sont déployés dans le but de simuler de façon précise les conditions réelles d'un environnement sismique et d'évaluer la réponse structurelle d'un édifice ou d'un système donné. Ces dispositifs se composent d'une surface vibrante et d'un mécanisme de vibration contrôlable, permettant ainsi de générer des vibrations présentant diverses fréquences et amplitudes. Il existe une variété de types de tables vibrantes en dynamique des structures, chacun étant caractérisé par des spécificités techniques visant à répondre aux exigences propres à différents domaines professionnels.

Chapitre 2.

**Comportement dynamique des structures à
travers les tables vibrantes : Etat de l'art**

1. Introduction

Il est essentiel pour les ingénieurs en génie civil de comprendre les effets des séismes sur les structures. Les tables vibrantes sont un outil crucial pour étudier le comportement dynamique des éléments structuraux, souvent à une échelle réduite. Elles permettent de reproduire les phénomènes dynamiques et vibratoires induits par les séismes, dans tous les degrés de liberté. Ces modèles de restitution d'ondes sismiques sont donc utilisés pour simuler les effets des séismes sur les structures, afin de mieux les comprendre et de concevoir des bâtiments plus résistants aux tremblements de terre.

1. Quelques essais réalisés à travers la table vibrante

Afin de comprendre le comportement réel des structures soumises à des excitations sismiques, les tables vibrantes sont devenues un moyen très fiable pour prédire et évaluer la sécurité sismique de ces structures. Plusieurs expériences ont été réalisées sur les tables vibrantes dans le monde. Parmi ces expériences, les contributions les plus pertinentes seront présentées dans ce qui suit.

1.1. Le bâtiment le plus haut jamais construit sur un simulateur de tremblement de terre mis à l'épreuve à l'université de San Diego (I. Patringenaru., 2023)

Un bâtiment de 10 étages en bois lamellé-croisé, un matériau de plus en plus prisé en architecture et en construction en tant qu'alternative au béton et à l'acier, a été soumis à des tests sur l'un des deux plus grands simulateurs de tremblement de terre au monde à l'Université de Californie San Diego. Connu sous le nom de projet Tallwood, il s'agit du plus grand bâtiment à l'échelle réelle jamais construit et testé sur un simulateur de tremblement de terre, ou table de secousses. L'un des objectifs de ce projet est d'évaluer la performance des gratte-ciel construits à partir de ce matériau de construction en bois massif lors de séismes.



Figure 2. 1: Projet Tallwood est un bâtiment de 10 étages en bois lamellé-croisé à échelle réelle. (I. Patringenaru., 2023)

La table de vibrante a simulé des mouvements sismiques enregistrés couvrant une gamme de magnitudes sismiques sur l'échelle de Richter, allant de magnitude 4 à magnitude 8. Le 9 mai 2023, le bâtiment a subi des simulations de deux des séismes les plus destructeurs de l'histoire récente : le premier test était l'équivalent du séisme de magnitude 6.7 de Northridge qui a frappé Los Angeles en 1994, le second était l'équivalent du séisme de magnitude 7.7 de Chi-Chi qui s'est produit à Taïwan en 1999. Cela a été réalisé en accélérant la table à au moins 1g, ce qui pouvait accélérer le sommet du bâtiment jusqu'à 3g. Pour référence, en moyenne, les montagnes russes modernes produisent une accélération maximale de 4g.

Cette table peut transporter et secouer des structures pesant jusqu'à 2000 tonnes métriques, ce qui en fait le simulateur de tremblement de terre capable de transporter la plus grande charge utile au monde. C'est également la seule table de tremblement de terre à grande échelle au monde située en extérieur.

Récemment, la table a été améliorée et est désormais capable de reproduire les mouvements sismiques 3D complets qui se produisent lors des tremblements de terre, lorsque le sol se déplace dans les six degrés de liberté - longitudinal, latéral, vertical, roulis, tangage et lacet. Elle fait partie du réseau d'infrastructures de recherche en génie des risques naturels de la NSF (Fondation Nationale de la Science), ou NHERI (Infrastructure de recherche en ingénierie des risques naturels) - huit installations expérimentales soutiennent la recherche innovante pour

atténuer les dommages causés par des risques tels que les tremblements de terre, les tsunamis, les glissements de terrain, les tempêtes de vent, les ondes de tempête et les inondations.

Le bâtiment Tallwood a été construit à l'échelle réelle, ce qui signifie qu'il fait effectivement 10 étages de haut, soit environ 35.5 mètres.



Figure 2. 2: Vue extérieure du bâtiment.

Une expérience antérieure a été réalisée en 2017. Elle consistait à tester un bâtiment de deux étages en bois massif en simulant les secousses du tremblement de terre de Northridge, d'une magnitude de 6.7, qui a frappé Los Angeles en 1994. Le bâtiment a été soumis à 13 essais sismiques et n'a subi aucun dommage structurel. En plus de démontrer que les systèmes de

construction en bois massif peuvent être résistants aux séismes, ces tests ont aidé l'équipe de recherche à développer les méthodes de conception et d'analyse qui ont été utilisées pour le bâtiment de 10 étages. Les essais ont été réalisés avant que la table vibrante ne soit modernisée et ne pouvait bouger qu'à un seul degré de liberté.



Figure 2. 3: L'investigateur principal du projet Tallwood (Pr. Shiling Pei).

1.2. Analyse de la performance sismique d'une structure de mur de cisaillement en béton armé de grande hauteur sur table vibrante (S., Li et al., 2019)

En 2019, Wuhan Shimaao a été construit un bâtiment à Wuhan en Chine, est une résidence de grande hauteur de 56 étages située près du fleuve Yangtze. Il s'agit d'une structure en béton armé, avec un plan en T non-régulier et une hauteur de 179.6 m, ce qui est en dehors des restrictions spécifiées par la spécification technique chinoise pour les structures en béton des bâtiments de grande hauteur. Pour étudier ses performances sismiques, un test sur table vibrante avec un modèle réduit à l'échelle 1/30 est effectué dans le laboratoire des structures de l'Université de technologie de Wuhan.

1.2.1. Construction de prototypes

Un modèle à l'échelle 1/30 du bâtiment Shimaao a été conçu et construit pour le test sur table vibrante afin de représenter les principales caractéristiques du bâtiment prototype. L'expérience a été réalisée dans le laboratoire de l'école de génie civil et d'architecture de l'université technologique de Wuhan, en Chine. La figure 2.4 (a) montre le plan et l'élévation

du bâtiment prototype et la figure 2.4(b) montre que le plan du bâtiment est en forme de "T" (longueur maximale de 32.85 m et largeur maximale de 19.5 m), et que cette forme de bâtiment peut être sensible à l'excitation sismique. La configuration verticale du bâtiment se compose d'un tube central abritant les escaliers, la cage d'ascenseur et le puit de canalisation, ainsi que les murs de cisaillement situés sur l'extérieur et certains à l'intérieur. Les planchers et le toit du bâtiment sont des structures poutres-dalles en béton armé. En outre, la structure supérieure est fixée sur la base en béton armé.

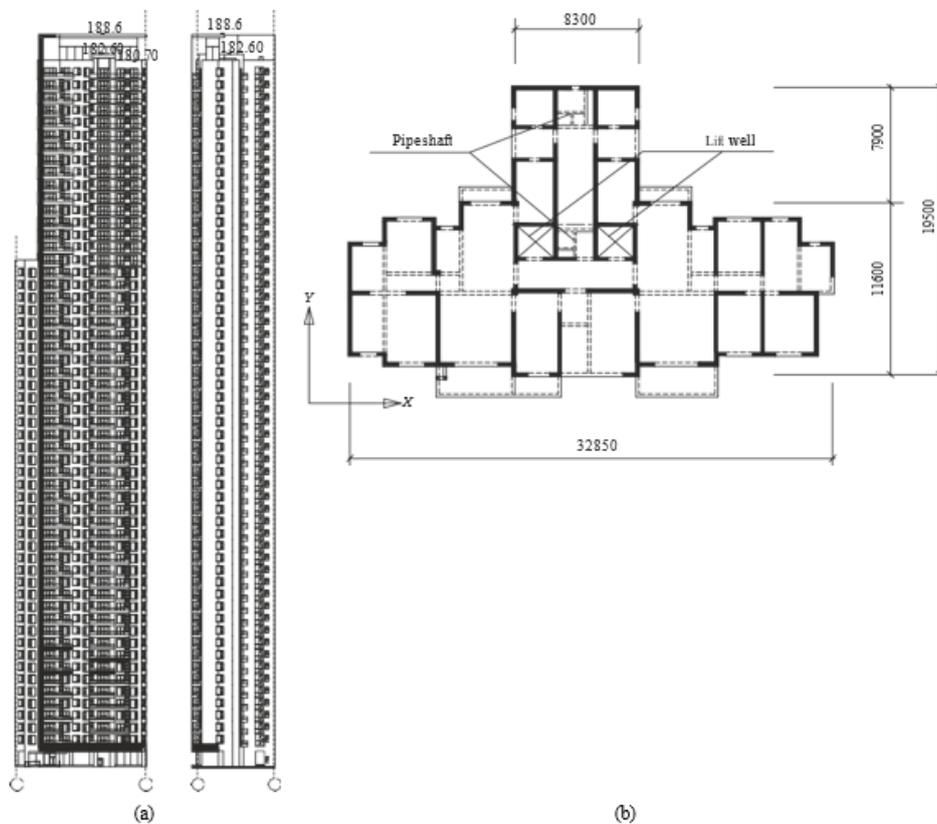


Figure 2. 4 : Conception du bâtiment prototype : (a) vue en élévation ; (b) plan d'étage au-dessous du 41ème étage (unités : mm).

Article	paramètre
taille de la table	3X3m
sens des vibrations	une dimension
déplacement maximum	≠100 mm
vitesse maximum	500 mm /s

accélération maximum	0.2 g (sans charge), ≠ 1.3 g (chargement complet)
masse maximale du modèle	10 t
plage des hyperfréquences	0.4 - 40 Hz

Tableau 2. 1: Caractéristiques de la table vibrante de l'Université de technologie de Wuhan.

1.2.2. Procédure d'essai et disposition des capteurs

La procédure d'essai est présentée dans le tableau 2.2, on peut constater que l'enregistrement sismique d'EI Centro est le premier signal dans chaque condition d'essai, suivi de l'onde Taft et de l'onde sismique artificielle. Avant et après l'introduction de différentes ondes sismiques d'intensité de fortification, une excitation de bruit blanc de faible intensité est effectuée pour mesurer les paramètres des caractéristiques dynamiques tels que la fréquence naturelle, les modes propres de vibration et le coefficient d'amortissement.

Condition de test	Numéro de séquence	Onde sismique d'entrée
Fréquent 6	1	Bruit blanc
	2	Le centre des vagues
	3	Vague de Taf
	4	Onde sismique artificielle
Modéré 6	5	Bruit blanc
	6	Le centre des vagues
	7	Vague de Taf
	8	Onde sismique artificielle
Rare 6	10	Bruit blanc
	11	Le centre des vagues
	12	Vague de Taf
		Onde sismique artificielle
Rare 7	13	Bruit blanc
	14	Le centre des vagues

15	Vague de Taf
16	Onde sismique artificielle

Tableau 2. 2: Séquence du test de la table vibrante.

1.2.3. Modèles de dommages

Lorsque le modèle est soumis à **Frequent 6**, il n'y a pas eu de secousses notables ni de dommages visibles, ce qui permet de prédire que le modèle d'essai peut rester en état de fonctionnement après **Frequent 6**, et qu'il n'y a pas eu de dommages. Dans le cas de l'essai **Moderate 6**, le modèle a réagi avec de faibles vibrations, mais sans fissures ni dommages structurels, ce qui peut indiquer que le modèle est toujours en état de marche et qu'il n'est pas nécessaire de le renforcer. Aucune fissure visible ni aucun dommage significatif n'est apparu après **Rare 6**. Cependant, le modèle a réagi avec plus de vibrations et peu de fissures, ce qui indique que le modèle a été légèrement endommagé, même si le bâtiment d'essai était encore en état de fonctionnement.

Lorsque le modèle est soumis à **Rare 7**, on observe que le modèle vibre de manière significative, qu'il présente un grand nombre de fissures dans sa partie supérieure et que le béton s'écaille. On peut conclure que le bâtiment testé ne s'est pas effondré même lorsqu'il a été soumis à **Rare 7**, mais qu'il a perdu une grande partie de sa capacité de résistance aux charges latérales. Puisque le bâtiment prototype est représenté comme le modèle, il est possible d'obtenir le schéma d'endommagement du bâtiment prototype. Les dommages subis par les différents étages après le test sont illustrés à la figure 2.6.

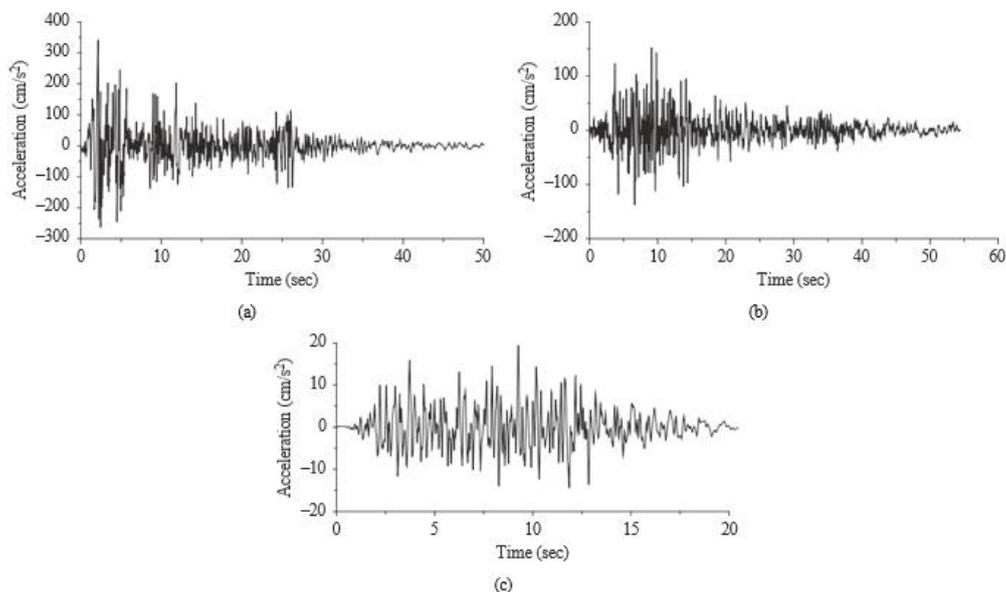


Figure 2. 5: Séquence de charge sismique input : (a) onde El Centro ; (b) onde Taft ; (c) onde sismique artificielle.

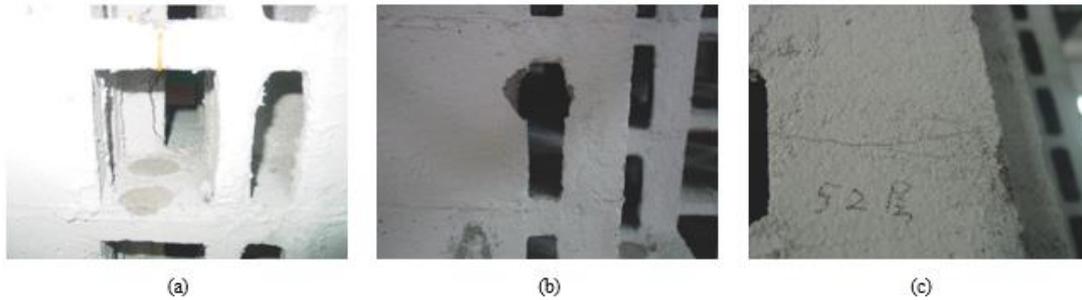


Figure 2. 6: Dommages du modèle d'essai après l'entrée sismique : (a) étages 1 à 3 ; (b) 42ème étage ; (c) 52ème étage.

1.3. Évaluation de la performance sismique et modernisation des cadres en béton armé non ductiles avec murs de remplissage (Jacob., 2009)

Les chercheurs de l'université de Californie à San Diego ont mené des tests sur table vibrante un cadre en béton armé rempli de maçonnerie non ductile de 3 étages représentant des structures construites en Californie dans les années 1920. Les tests sur l'échantillon à spécimen à 2/3 d'échelle font partie du projet collaboratif entre l'Université du Colorado à Boulder, l'Université Stanford et l'Université de Californie à San Diego, qui est l'institution principale.

L'objectif de l'équipe de recherche dirigée par Benson Shing, Professeur de génie structural à l'université de Californie à San Diego, est de développer et mettre en œuvre des outils analytiques pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures existantes et des techniques pour les rénover. Pour réussir dans leurs objectifs, les chercheurs collaborent également avec un comité consultatif professionnel, un groupe d'ingénieurs praticiens de différentes régions du pays, ayant une expérience significative dans l'analyse et la rénovation de ce type de structures.

À l'époque, les panneaux de remplissage étaient souvent considérés comme des éléments non-structuraux, mais même de nos jours, leur rôle exact et leur comportement lors d'un tremblement de terre ne sont pas clairs car ils interagissent avec le cadre en béton armé qui les entoure. Actuellement, il existe un manque de méthodes d'analyse fiables pour évaluer les performances sismiques de ces structures, ainsi que des méthodes de rénovation validées pour améliorer leur comportement sismique. L'objectif ultime est de fournir des méthodes pour évaluer et améliorer les performances sismiques des bâtiments historiques situés dans des zones comme le centre-ville de Los Angeles et San Francisco. Cependant, l'impact de ce projet de recherche est plus

large car ce type de système structural est très courant dans des zones de forte sismicité à travers le monde, comme en Chine et dans la région méditerranéenne.

Après que la structure modèle ait été testée jusqu'à sa défaillance, les chercheurs utiliseront les données pour valider les modèles analytiques et analyser les schémas de défaillance et le comportement de la structure afin de développer un plan de rénovation pour un deuxième spécimen de conception similaire qui a été construit et testé le 21 juillet 2009.



Figure 2. 7: Un bâtiment historique modernisé survit à de fortes secousses simulées lors d'un test de l'université de Californie à San Diego. (Jacob,2009)

1.4. Test sur table vibrante d'un bâtiment de 4 étages à l'échelle 1/2,35 construit avec un système de panneaux 3D (O. Rezaifar et al., 2005)

Le comportement sismique d'un bâtiment de 4 étages est étudié sous l'excitation horizontale de tremblements de terre simulés. Le modèle a été construit avec un système de panneaux sandwichs 3D sans aucun système de cadre conventionnel sur quatre étages sur une table de vibrante. Le bâtiment a été modélisé avant sa construction. En raison de la limite de la table, le facteur d'échelle du modèle est de 1/2,35 d'un prototype.

L'essai sur table vibrante du modèle réduit du bâtiment est effectué sous plusieurs mouvements du sol afin de vérifier la sécurité du système. Les mouvements simulés ont été appliqués au modèle dans deux directions perpendiculaires, simultanément. Le mécanisme de défaillance et le comportement dynamique du modèle, en tant que bâtiment à panneaux 3D, sont étudiés dans cette étude.

L'objectif de l'étude est également d'obtenir les performances sismiques du système structurel décrit sous charge dynamique, telles que les caractéristiques structurelles linéaires et non linéaires, le comportement hystérétique, la déformabilité et le mécanisme de défaillance.

1.4.1. Programme d'essai

La charge dynamique appliquée sur le spécimen par la table vibrante, à partir d'une série d'essais diagnostiques de faible niveau sur le spécimen intact, comprend une excitation de bruit blanc et des excitations sismiques respectives de faible et de fort niveau. Les enregistrements des excitations de base ont été appliqués progressivement au bâtiment. Les données sur les mouvements du sol appliqués à l'origine sont présentées dans le tableau 2.3.

Non	Rec	DUR (sec)	PGA-x (g)	PGV-x (mm/s)	DPI-x (mm)	PGA-y (g)	PGV-y	DPI-y (mm)
EL Centro - 1940	RDC	40.0	0.312	298.0	133.0	0.214	297.2	231.9
Naghan- 1977	NGH	22.5	0.527	374.3	35.2	0.713	459.2	61.0
Northige- 1994	TRN	40.0	0.990	776.3	304.5	1.779	1135.5	332.3

Tableau 2. 3: Enregistrements des vibrations appliqués.

Les figures 2.8(a) et 2.8(b) montrent l'évolution temporelle de l'accélération des séismes sélectionnés. Un résumé de l'accélération progressive du sol appliquée est présenté dans le tableau 2.4.

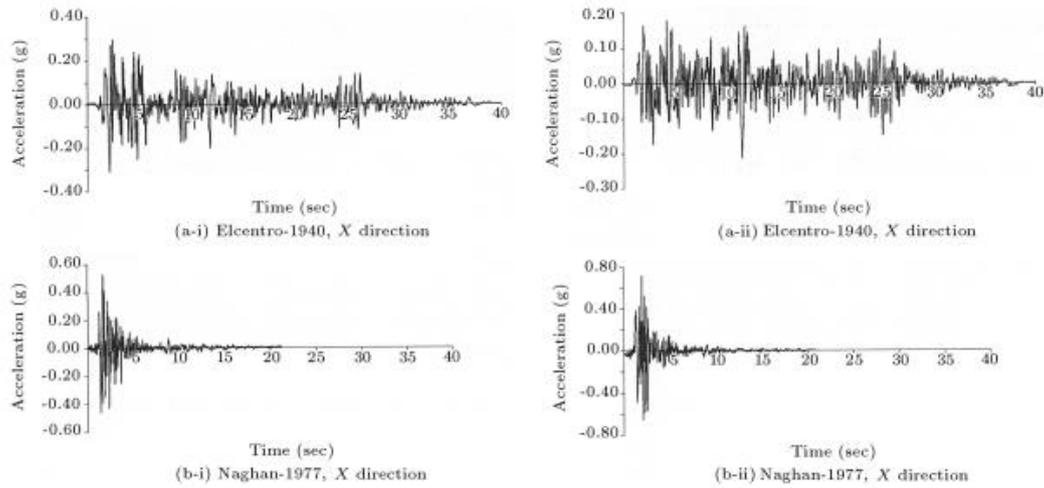


Figure 2. 8: Enregistrements des vibrations appliqués sélectionnés de l'accélération dans l'histoire du temps.

Les niveaux de mouvement de la table sont déterminés sur la base des résultats de l'analyse préliminaire et en tenant compte de l'obtention des données de réponse des murs dans le domaine élastique, à proximité de la limite d'élasticité et jusqu'à l'état ultime de la limite d'élasticité ou de la fissuration. La description des niveaux de secousses est présentée dans le tableau 2.4, qui indique les accélérations et les vitesses maximales obtenues en tant que maxima horizontaux.

Niveau	Symbole	PGA (g)	VPG (cm/s)
	WN 001		
A	AEL C025	0.09	10.52
	WN 002		
B	BEL C100	0.38	42.09
	WN003		
C	CNGH 135	1.20	79.98
	WN 004		
D	DNRT 080	1.63	110.04
	WN 005		

Tableau 2. 4: Détail des enregistrements des vibrations appliquées.

Les essais ont été effectués dans les directions E-W et N-S, correspondant à des accélérations maximales progressivement plus élevées, allant de 0,1 g à 1,60 g. Ces tests ont été choisis pour l'analyse menée dans le présent document. Afin de reconnaître le contenu en fréquence de chaque enregistrement, l'algorithme de la transformée de Fourier rapide permet de déterminer le contenu en fréquence de chaque composante de l'enregistrement dans les directions X et Y. Le contenu en fréquence de l'Elcentro est déterminé par l'algorithme de la transformée de Fourier rapide. Le contenu en fréquence de l'enregistrement Elcentro dans les directions X et Y est représenté dans les figures 2.9(a) et 2.9(b), respectivement. Afin d'identifier la période naturelle primaire des enregistrements appliqués, les spectres de réponse d'Elcentro-1940 et de Naghan-1977 sont également calculés. Avant et après l'introduction des mouvements de base, un mouvement de bruit blanc de faible niveau est appliqué pour observer le changement de la fréquence naturelle du modèle endommagé.

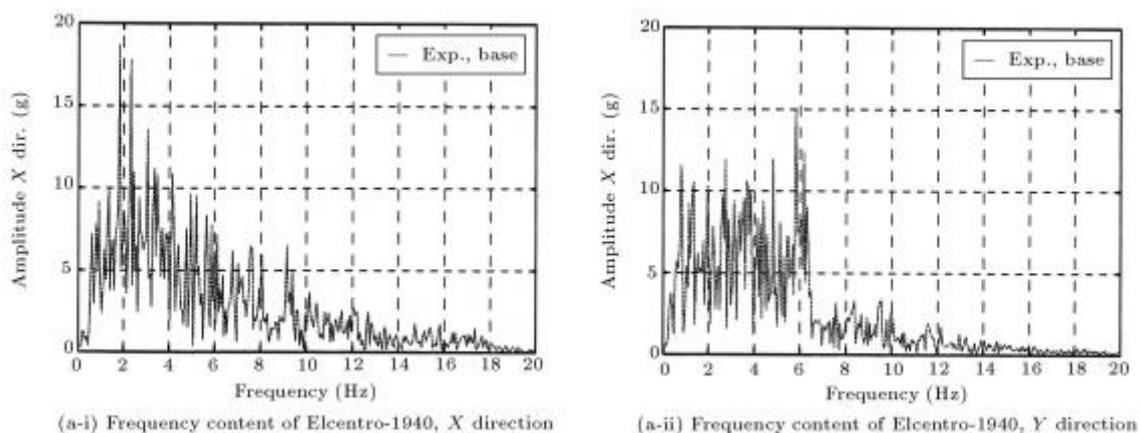


Figure 2. 9: La vibrations appliqué enregistre le contenu de la fréquence.

1.4.2. Résultats de l'essai de spécimen soumis à un endommagement progressif

Chaque état de dommage provoqué par les excitations de mouvement fort a été suivi d'une inspection et d'une documentation minutieuse des fissures éventuelles, qui ont été marquées sur la surface du béton à l'aide de différents marqueurs de couleur, en fonction du niveau d'excitation. Ensuite, ces dommages ont été dessinés et documentés. La figure 2.10 montre les détails des dommages et les fissures marquées. Après chaque inspection des dommages, des excitations diagnostiques de faible niveau, comme pour le spécimen intact, ont été effectuées pour étudier les changements pendant les charges appliquées.

La figure 2.10 montre le modèle après le test. Les 2e et 3e étages du bâtiment, après le niveau E, sont illustrés dans la figure 2.10(b). La figure 2.10(c) montre le mur ouest après le niveau E. Elle montre les fissures externes dans la ligne critique à un endroit entre les fenêtres. La figure 2.10(d) montre le mur nord du modèle au premier étage.



(a) Mur oriental



(b) fissures 2ème et 3ème niveau C



(c) Dernières fissures dans les murs ouest



(d) Dernières fissures dans les murs nord

Figure 2. 10: L'image du modèle dans la durée du niveau de test.(O. Rezaifar.,2005)

1.5. Test sur table vibrante pour l'étude de l'effondrement d'une structure multi-étage typique en béton armé dans la région de Meizoseismal (W. Yang et al., 2017)

Selon les statistiques des tremblements de terre passés, on observe que les cadres en béton armé (RC) à plusieurs étages représentent une grande partie des défaillances structurelles ou des effondrements lors d'événements sismiques. Par conséquent, la recherche sur les mécanismes d'effondrement sismique et les risques des structures à ossature RC soumises à des

tremblements de terre extrêmes est de la plus haute importance. Des études expérimentales et numériques ont été réalisées de manière substantielle dans ce domaine.

Afin de représenter un processus réel de dommages structurels lors d'un événement sismique réel et de fournir un test d'étalonnage pour les études numériques, un test d'effondrement par l'École de génie civil, Université de technologie de Qingdao sur table vibrante d'un modèle structurel typique à plusieurs étages à ossature RC, qui est à l'échelle d'un bâtiment presque effondré lors du tremblement de terre de 2010 Ms 7.1 Yushu en Chine, a été effectué.



Figure 2. 11: Dommages sismiques du bâtiment prototype.

1.5.1. Test d'effondrement de la table vibrante

Raison de la taille limitée de la table vibrante, seules trois baies du prototype ont été construites et conçues à l'échelle 1/5. Comme cette étude s'est principalement concentrée sur le mécanisme d'endommagement des structures éléments, l'effet d'interaction remplissage-cadre a été ignoré et la contribution massique des remplissages a été simulée par les blocs de fonte dans le modèle. Du béton de granulats fins et du fil d'acier galvanisé avec entaille artificielle ont été utilisés pour construire le modèle d'essai. La vue d'ensemble du modèle d'essai est présentée à la figure 2.12.



Figure 2. 12: Le modèle réduite.

1.5.2. Modèle Design

Comme aucun enregistrement de mouvement du sol n'a été collecté lors du tremblement de terre de Yushu, t (PGA = 341,7 gal, durée = 53,73 s) est sélectionné comme mouvement du sol d'entrée pour sa composante et son utilisation généralisée. En raison de l'influence du dar accumulé, efficace pour plusieurs enregistrements en entrée. Sur la base de la loi de simulation calculée, l'enregistrement original du mouvement du sol a été compressé à un tiers. L'historique temporel et le mouvement réel de la table sont illustrés à la figure 2.13.

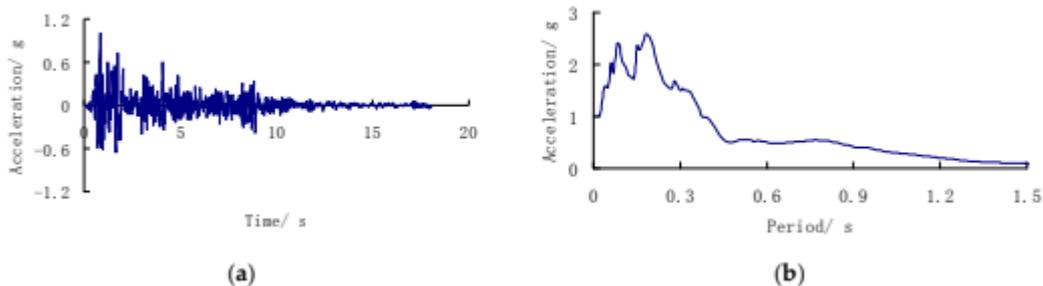


Figure 2. 13: Mouvement de la table obtenu. (a) Historique ; (b) Spectre de réponse.

1.5.3. Programmes de test

L'excitation sismique sélectionnée a été entrée dans une direction et un total de sept cas ont été réalisés comme indiqué dans le tableau 2.5. Des tests des propriétés dynamiques du modèle ont également été effectués après chaque vibrations.

Cas	Entrée PGA	Equivalent au prototype
Exécuter 1	0.08 g	0.05 g
Exécuter 2	0.26 g	0.16 g
Exécuter 3	0.46 g	0.29 g
Exécuter 4	0.59 g	0.37 g
Exécuter 5	0.66 g	0.41 g
Exécuter 6	0.91 g	0.57 g
Exécuter 7	1.0 g	0.63 g

Tableau 2. 5: Programme de teste.

1.5.4. Phase d'essai avant l'effondrement

1.5.4.1. Dommages observés après les tests

Le modèle a survécu au Run 1 sans dommage visible. Après le deuxième essai, de très légères fissures ont été observées sur plusieurs extrémités de colonnes. Puis, après l'essai 3, des fissures visibles sont apparues à presque toutes les extrémités des colonnes. À l'étage inférieur, des écrasements de béton ont été constatés à plusieurs extrémités de colonnes. Entre-temps, plusieurs légères fissures ont été observées aux extrémités des poutres, comme le montre la figure 2.14.



Figure 2. 14: Mouvement de la table obtenu. (a) Historique ; (b) Spectre de réponse.

Les dommages subis par les poutres n'étaient pas encore très importants. Dans l'ensemble, les colonnes ont subi des dommages plus importants que les poutres aux mêmes joints poutre-

colonne, ce qui est similaire aux dommages sismiques de la structure prototype lors du tremblement de terre de Yushu. L'écaillage et le flambage des armatures ont été observés à la plupart des extrémités des colonnes dans les deux étages inférieurs, comme le montre la figure 2.15.



Figure 2. 15: Dommage du modèle après l'exécution 6 (a) Flambage de l'armature à l'emplanture du poteau ; (b) Béton écaillé à l'extrémité du poteau.

1.5.4.2. Propriétés dynamiques

La relation entre la diminution de la fréquence et l'augmentation de l'entrée PGA est illustrée à la figure 2.16. La fréquence fondamentale a diminué rapidement au début. Au fur et à mesure que les dommages structuraux s'accumulaient, la diminution de la fréquence devenait plus lente. La fréquence actuelle a diminué à 57 % de la fréquence initiale après la deuxième course (PGA = 0,26 g) et à 40 % de la fréquence initiale après la 6e course (PGA = 0,91 g). Cela pourrait être dû au fait que la rigidité structurelle était sensible aux fissures nouvellement formées, et lorsqu'une certaine quantité de charnières en plastique s'était formée à l'extrémité des colonnes et des poutres, la rigidité devenait plus stable que celle du début.

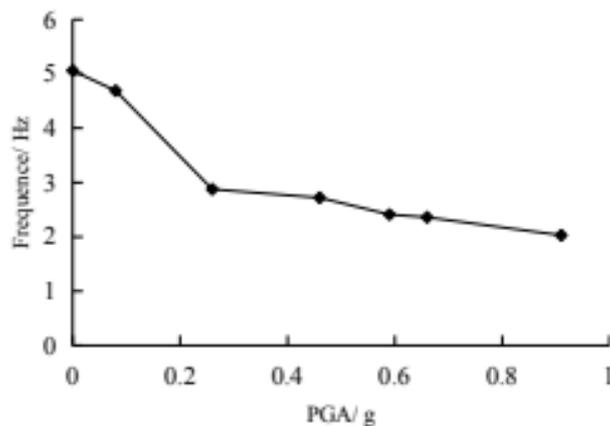


Figure 2. 16: Diminution de la fréquence. Réponse au déplacement

Réponse au déplacement La distribution de la réponse au déplacement est directement liée au mode de dommage structurel et au mécanisme d'effondrement. Le tableau 2.6 montre le rapport de dérive maximal entre les étages de chaque étage sous chaque secousse. Notez que la déformation maximale se produisait généralement dans les deux étages inférieurs. De plus, cela s'est produit à l'étage inférieur sous la secousse la plus forte, c'est-à-dire les essais 5 et 6. Ce phénomène était en accord avec les dommages observés lors du test et de l'enquête sur le terrain sismique. La dérive résultant de la rotation du corps rigide n'a pas été éliminée. Comme les joints tournent au sommet du premier étage, le même déplacement latéral dans les étages 2 à 4 produirait moins de déformation relative sur les colonnes de ces étages et serait donc moins dommageable pour la structure. Cela rend la première histoire encore plus critique que la suggestion de la table.

Cas	Première histoire	Deuxième histoire	Troisième histoire	Quatrième histoire
Exécuter 1	1 :476	1 :417	1 :588	1 :714
Exécuter 2	1 :132	1 :122	1 :172	1 :227
Exécuter 3	1 :34	1 :37	1 :45	1 :88
Exécuter 4	1 :26	1 :25	1 :27	1 :45
Exécuter 5	1 :21	1 :26	1 :29	1 :31
Exécuter 6	1 :19	1 :23	1 :25	1 :27

Tableau 2. 6: Deuxième étage Troisième étage.

1.5.4.3. Réponses d'accélération

La variation du facteur d'amplification de l'accélération à chaque secousse est illustrée à la figure 2.17. Le facteur a diminué avec l'apport croissant de PGA. Pour les secousses de faible intensité, ce facteur a augmenté du premier au quatrième étage, ce qui suggère que la réponse dynamique du modèle est prédominée par le mode de vibration fondamental. Après la 3e exécution, ce schéma a changé. Après la course 6 (PGA = 0,91 g), alors que des charnières en plastique massives se formaient dans le modèle, le facteur d'amplification de l'accélération dans chaque étage était presque égal à 1,0. Cela est principalement dû au fait que l'étage inférieur gravement endommagé a joué un rôle en tant qu'isolé de base isolations.

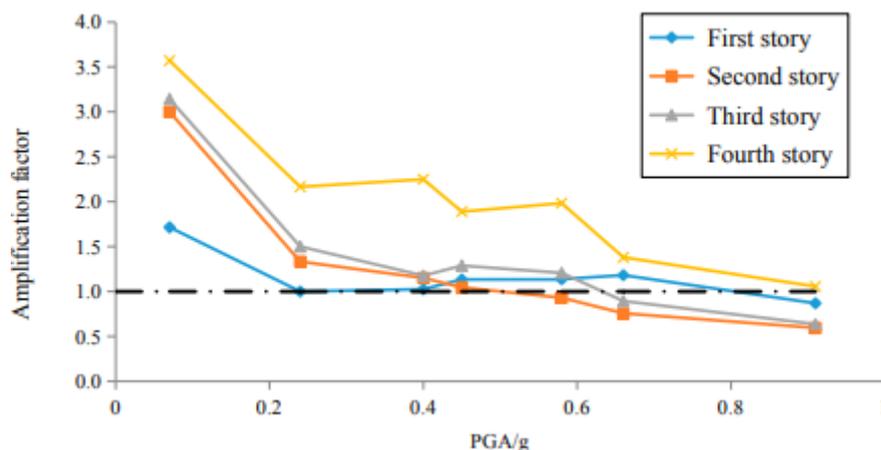


Figure 2. 17: Variations des facteurs d'amplification de l'accélération.

1.5.4.4. Phase de test d'effondrement

Le modèle s'est effondré lors de l'exécution 7 avec $PGA = 1$ g. L'ensemble de la progression de l'effondrement est illustré à la figure 2.18. Une soudaine impulsion de déplacement latéral importante est apparue lorsque la vibration a été introduite pendant environ deux secondes, puis le modèle a commencé à s'effondrer. Ici, nous attribuons ce moment à 0 s. A ce moment, la colonne C3 était presque rompue. Avant l'essai 7, de grandes quantités d'effritement du béton et de flambage des armatures sont apparues aux extrémités de la colonne B3. La connexion racine de la colonne B3 pourrait être fondamentalement identifiée comme une articulation charnière. Le processus allant de l'effondrement latéral à l'effondrement vertical progressif pourrait être raisonné comme suit. Premièrement, la colonne B3 n'a pas réussi à résister aux charges latérales et verticales, mais les colonnes restantes ont quand même pu résister à la gravité structurelle. Ensuite, alors que la déformation latérale structurelle continuait d'augmenter avec l'excitation sismique entretenue, la colonne C3 n'a pas réussi à résister aux charges de gravité. Les colonnes restantes ne pouvaient plus résister à la gravité structurelle. Ainsi, l'ensemble de la structure est entré dans la phase d'effondrement vertical progressif.

À 0,66 s, l'étage inférieur s'était déjà transformé en un système mécanique et l'effondrement structurel commençait à se développer pleinement. A 0,759 s, la colonne C3 s'est rompue et des déformations latérales importantes sont apparues dans les trois colonnes de l'axe 1. A 0,792 s, l'étage inférieur s'est complètement effondré. Ensuite, les étages supérieurs se sont effondrés progressivement, entraînant un mode d'effondrement typique en crêpe. Le rapport de dérive entre étages du point critique d'effondrement est de 1/19.

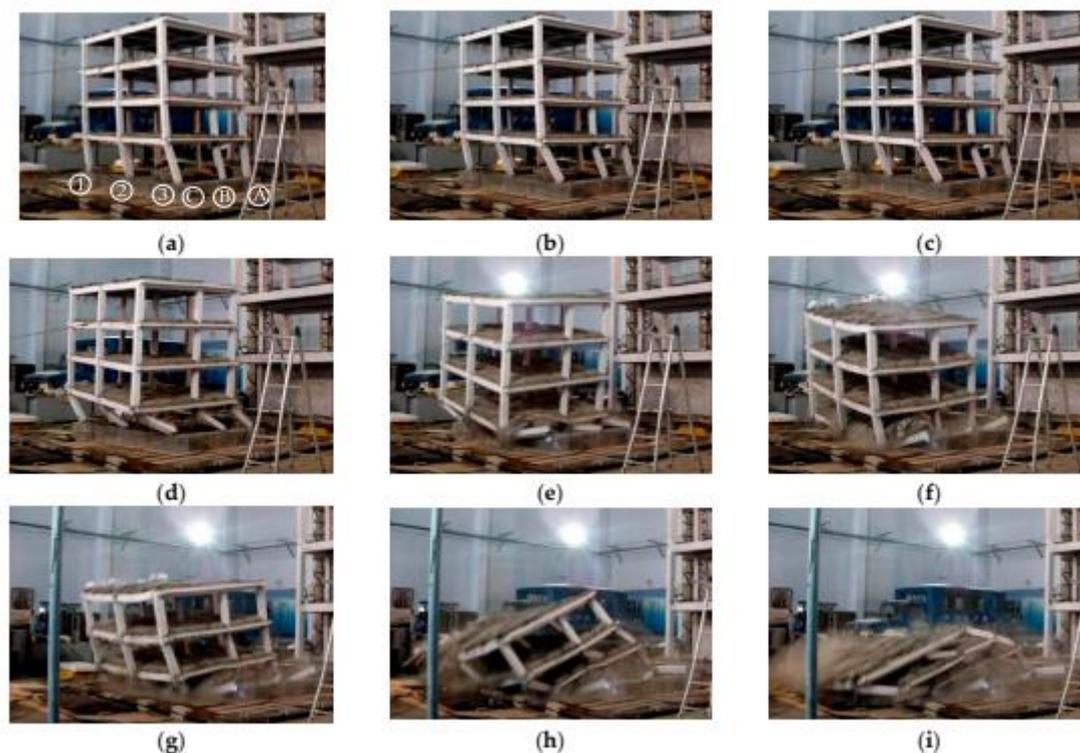


Figure 2. 18: Progression de l'effondrement (a) 0 s; (b) 0,66 s; (c) 0,759 s; (d) 0,792 s; (e) 0,858 s; (f) 0,924 s; (g) 1,023 s.

1.6. Modèle réduit d'un portique d'un système à un seul degré de liberté (M., BENZEGHADI et A., MEBREK., 2023)

Les auteurs BENZEGHADI et MEBREK ont réalisé deux applications expérimentales d'un modèle réduit (essai de vibration forcé harmonique et essai de vibrations libres), à un portique d'un système 1ddl en acier. Ces applications concernent une technique d'identification des paramètres dynamiques tels que la fréquence propre et l'amortissement.

1.6.1. Essai de vibration forcée harmonique

Un modèle réduit du portique est soumis à une excitation dynamique harmonique sur lequel un accéléromètre est fixé pour mesurer sa réponse dynamique. Donc elles ont fixé l'accéléromètre dans la table vibrante et mesurèrent l'accélération de vibration pour s'assurer des mesures prises par l'accéléromètre utilisé, avec une amplitude de 0.5cm et une fréquence de 4 Hz.



Figure 2. 19: Accéléromètre fixé au portique.

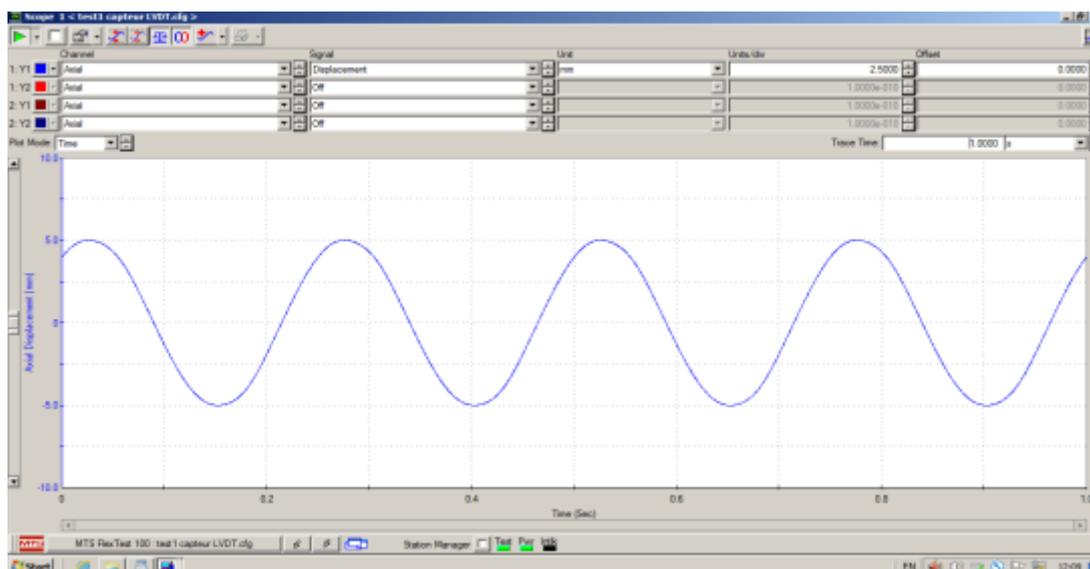


Figure 2. 20: Variation du déplacement imposé à la table $u_{g0} = 0.5$ cm $f = 4$ Hz.

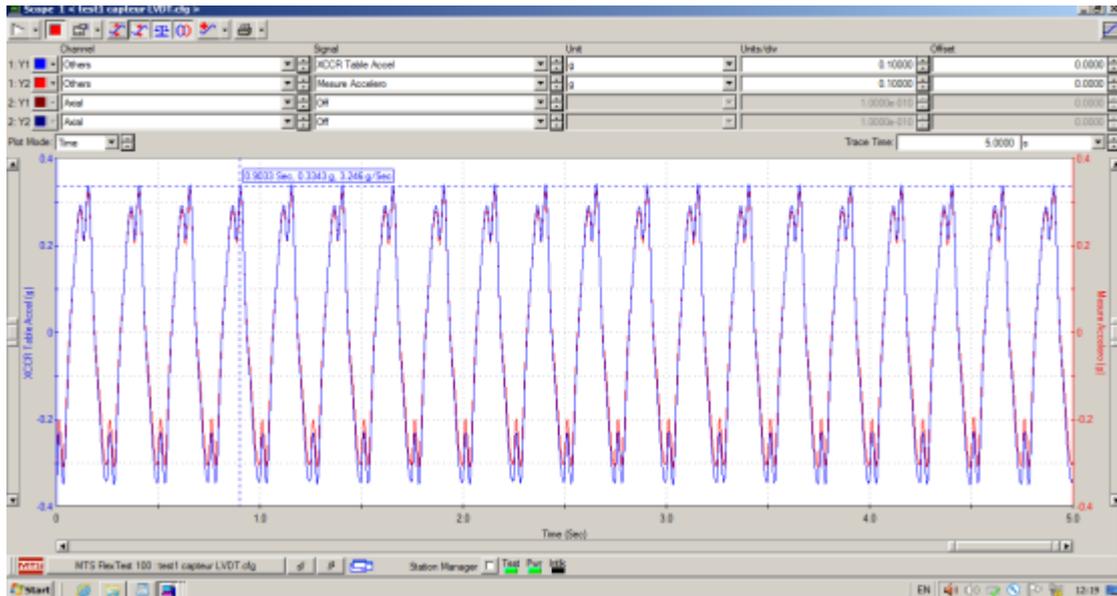


Figure 2. 21: Variation des accélérations mesurées par accéléromètre intégré et accéléromètre externe.

À l'étape suivante elles ont fixé l'accéléromètre au niveau du point le plus haut du portique et utilisant les mêmes données précédentes.

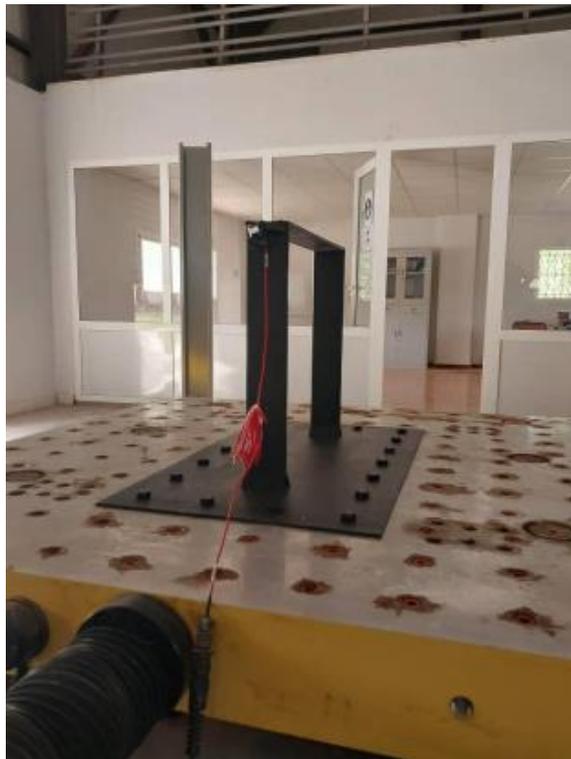


Figure 2. 22: Accéléromètre fixé au portique.

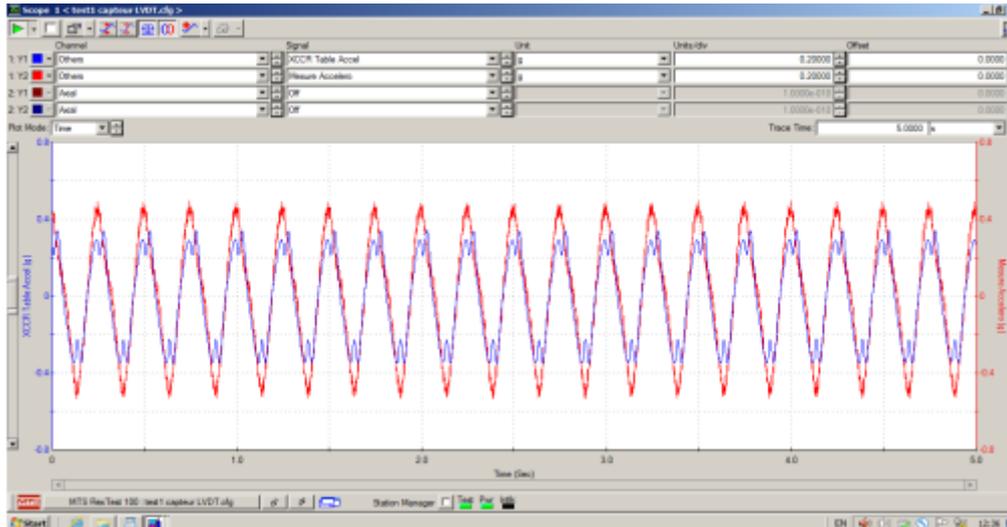


Figure 2. 23: Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table.

1.6.2. Essai de vibrations libres

Un essai en vibrations libres, également connu sous le nom de test de réponse libre, est une technique d'essai dynamique qui implique l'excitation d'une structure ou d'un système mécanique, sans aucune force externe appliquée. L'objectif de ce test est de déterminer les modes de vibration naturels, les fréquences propres d'un système mécanique ou d'une structure et surtout ses caractéristiques dynamiques.

Elles ont donc appliqué à la table un signal sinusoïdal qui a été transmis au modèle réduit, une fois que le mouvement du modèle réduit atteint sa réponse permanente la fréquence du signal est réduit à zéro de sorte que la structure entre en vibrations libres.

Dans leur travail elles ont réalisé trois essais en variant la fréquence et l'amplitude de l'excitation de la table :

Essai 01 avec $u_{g0} = 0.5$ cm, $f = 4$ Hz.

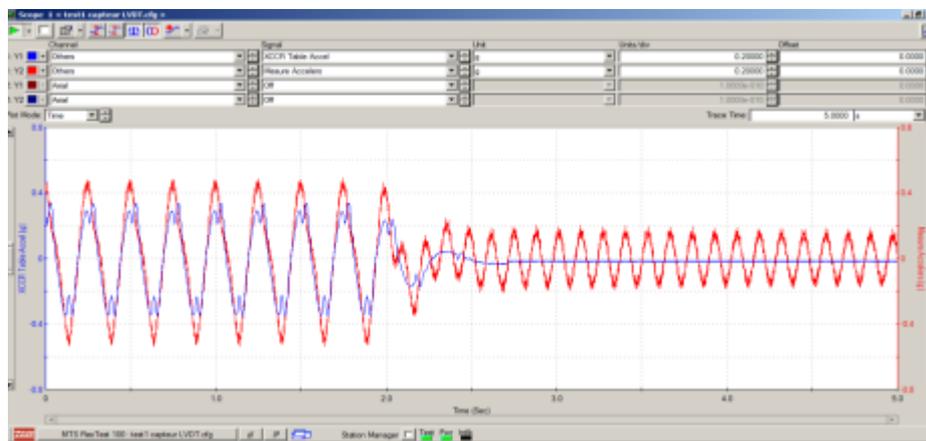


Figure 2. 24: Variation de l'accélération en vibrations harmoniques et libres (Essai 01).

Essai 02 avec $u_{g0} = 2 \text{ cm}$, $f = 5 \text{ Hz}$.

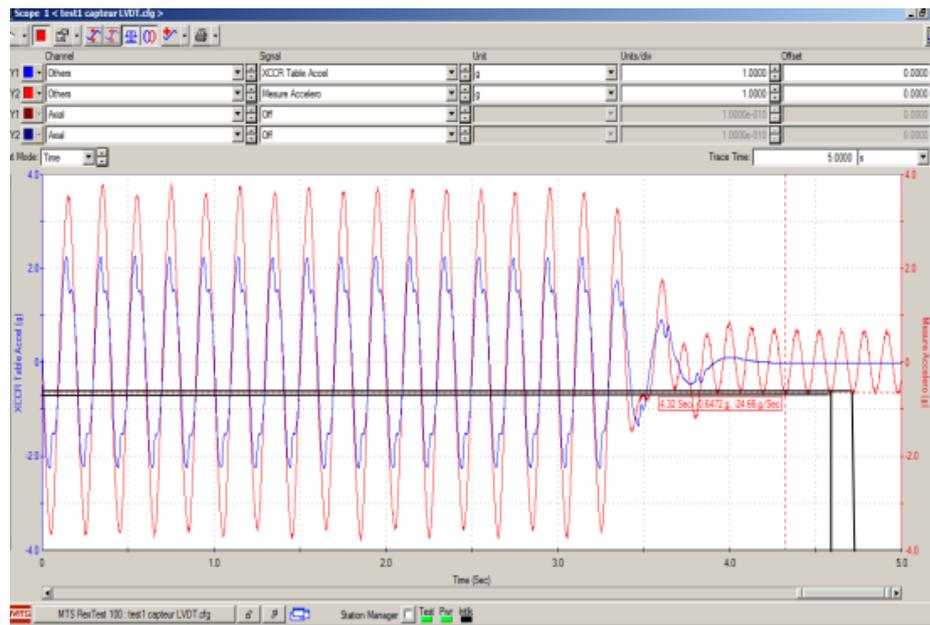


Figure 2. 25: Variation de l'accélération en vibrations harmoniques et libres (Essai 02).

Essai 03 avec $u_{g0} = 2 \text{ cm}$, $f = 4 \text{ Hz}$.

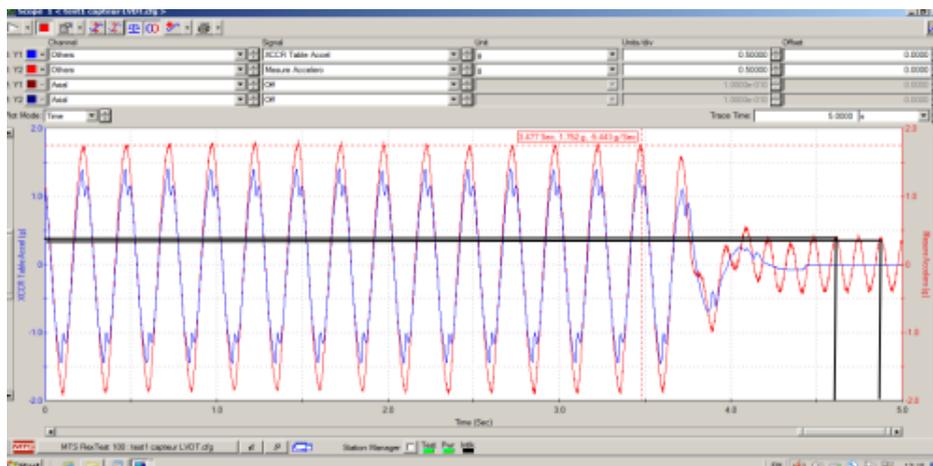


Figure 2. 26: Variation de l'accélération en vibrations harmoniques et libres (Essai 03).
Ainsi que les deux pics choisis pour le calcul du décrétement logarithmique.

Elles comparèrent l'accélération mesurée du portique avec l'accélération calculée numériquement par le modèle numérique établis pour le spécimen sur logiciel de SAP2000, et ont observé que l'accélération mesurée est similaire à celle obtenue à travers le modèle numérique.

2. Conclusion

Pour les ingénieurs en génie parasismique, il est essentiel de bien comprendre les effets des séismes sur les structures. Ainsi, les tables vibrantes sont un outil crucial pour étudier le comportement dynamique des éléments structuraux, souvent à une échelle réduite. Ces tables vibrantes permettent de reproduire les phénomènes dynamiques et vibratoires induits par les séismes, dans tous les degrés de liberté. Ces modèles de restitution d'ondes sismiques sont donc utilisés pour simuler les effets des séismes sur les structures, afin de mieux les comprendre et de concevoir des bâtiments plus résistants aux tremblements de terre.

Une synthèse des travaux antérieurs sur l'utilisation des tables vibrantes dans la mesure expérimentale des caractéristiques dynamiques et des mesures de la réponse dynamique des structures a été présentée. La plupart des auteurs ont souligné l'apport considérable en termes de fiabilité des résultats mesurés. D'autres ont réalisé des mesures expérimentales sur table vibrante. Ensuite, ils ont réalisé un modèle en éléments finis pour en extraire des résultats numériques. A la fin, ils ont comparé les mesures expérimentales avec les résultats numériques. Il est à conclure que le recours aux tables vibrantes pour l'identification de la signature vibratoire des structures ainsi que la mesure de la réponse sismique des structures en génie civil est indispensable en génie parasismique.

Chapitre 3 :

Les lois de similitudes des systèmes physiques

1. Introduction

Les lois de similitude sont des principes fondamentaux utilisés dans divers domaines scientifiques et techniques pour étudier le comportement des systèmes physiques à différentes échelles. Elles permettent de créer des modèles réduits pour analyser et prédire le comportement des systèmes à grande échelle, en respectant certaines conditions de similitude. Ces lois, telles que la similitude géométrique, cinématique, dynamique, thermique, hydraulique, etc., définissent les relations entre les paramètres physiques du modèle réduit et du système réel pour garantir des comportements similaires à différentes échelles.

En génie civil, l'étude des lois de similitude est cruciale pour la conception, l'analyse et la modélisation des structures et des systèmes complexes. Les ingénieurs civils peuvent ainsi prédire avec précision le comportement des structures réelles en réalisant des essais en laboratoire, des modèles numériques ou des simulations informatiques, ce qui contribue à optimiser la conception, la sécurité et la durabilité des infrastructures modernes (Souseau et coll., 2019 ; Habib, 1989 ; Souseau, 2022).

2. Analyse dimensionnelle

L'analyse dimensionnelle est un outil théorique essentiel utilisé pour interpréter les problèmes physiques à partir des dimensions des grandeurs impliquées. Son principe fondamental repose sur l'homogénéité dimensionnelle des équations physiques, ce qui signifie que chaque terme d'une équation doit avoir les mêmes dimensions physiques. Cette approche permet de déterminer la forme du résultat d'un calcul et son ordre de grandeur, offrant ainsi une méthode qualitative pour prévoir le comportement des systèmes physiques. L'analyse dimensionnelle est largement employée en physique, en ingénierie et dans d'autres domaines scientifiques pour comprendre et prédire les relations entre les variables physiques présentes dans les équations mathématiques décrivant les phénomènes naturels et technologiques (Buckingham, 1914 ; Bridgman, 1922 ; Barenblatt, 2003).

Les objectifs de l'analyse dimensionnelle se résument comme suit :

1. Simplification et organisation des équations physiques en identifiant les relations entre les différentes variables.
2. Réduction du nombre de paramètres à considérer.

3. Formation de groupes sans dimension, appelés nombres sans dimension, capturant les caractéristiques essentielles du système physique.
4. Facilitation de la résolution de problèmes en physique et en ingénierie. (Holman, 2010 ; Bird, 2006 ; Schiesser, 2009).

2.1. Le théorème π de Vaschy-Buckingham

Le théorème de Vaschy-Buckingham, également connu sous le nom de théorème Pi, est un des théorèmes de base de l'analyse dimensionnelle. Ce théorème établit que si une fonction dépend de « n » variables physiques, alors elle peut être exprimée sous forme d'une fonction des « n – r » variables sans dimension, où « r » représente le rang dimensionnel de la fonction (Debongnie, 2016).

2.2. Echelle physique et lois de similitude

Dans les essais sur tables vibrantes de tailles moyennes et petites, on utilise des prototypes à échelle réduite (spécimen). Dans ce type de problèmes structuraux des types de similitude sont généralement considérés. (Rouaz, 2011)

3. Similitude dimensionnelle

La similitude dimensionnelle est l'étude des lois régissant le passage entre les grandeurs d'un modèle réduit et celles du prototype associé. L'analyse dimensionnelle est à la base de la détermination de ces lois. Ces lois de similitude, utilisées dans le domaine du génie civil, ont pour but d'étudier les comportements des structures à l'aide de modèles réduits. Ces lois permettent de relier les paramètres d'une structure réduite à ceux d'une structure à l'échelle réelle, en se basant sur des facteurs de similitude. Ces lois ont été développées initialement dans le domaine de l'aérospatiale et de l'aéronautique, puis ont été exploitées dans le génie civil, notamment pour les structures métalliques, en béton armé et en bois. Les lois de similitude sont basées sur des principes physiques tels que la conservation des lois de la gravitation, des équations d'équilibre et des lois de la dynamique. Elles permettent de déterminer les facteurs de similitude nécessaires pour que les modèles réduits reproduisent les comportements des structures à l'échelle réelle (Souseau et coll, 2019 ; Habib, 1989).

Cependant, il est important de noter que les lois de similitude ne sont pas toujours valables pour toutes les situations, en particulier pour les matériaux non linéaires ou pour les structures subissant des effets d'échelle significatifs (Souseau et coll, 2019 ; Habib, 1989)

3.1. Similitudes géométrique

Le modèle est géométriquement semblable au prototype si les dimensions linéaires homologues du modèle (L_2) et du prototype (L_1) sont dans le rapport de l'échelle du modèle k définie par : $k_L = \frac{L_1}{L_2} = \text{constant}$. (Rouaz, 2011)

3.2. Similitudes cinétique

La similitude cinématique exige que les vitesses et les accélérations soient dans un rapport défini et constant en tous les points correspondants des écoulements dans le modèle et dans le prototype. (Rouaz, 2011)

$$k_T = \frac{t_1}{t_2} = \text{constant} \quad (1)$$

$$k_V = \frac{k_L}{k_T} \Rightarrow k_a = \frac{k_V}{k_T} = \frac{k_L}{k_T^2} \quad (2)$$

Où

t_1 : temps mis à parcourir la distance L_1 dans le prototype.

t_2 : temps mis à parcourir la distance L_2 homologue de L_1 dans le modèle.

k_V : échelle des vitesses.

k_a : échelle des accélérations.

k_T : échelle du temps.

3.3. Similitudes dynamique

Les forces et les moments agissant sur le modèle réduit doivent être proportionnels à ceux de la structure réelle pour reproduire correctement les effets dynamiques (Krimat et Allouane, 2017)

4. Echelle physique et lois de similitude

Dans les essais sur tables vibrantes de tailles moyennes et petites, on utilise des prototypes à échelle réduite (spécimen). Dans ce type de problèmes structuraux des types de similitude sont généralement considérés. (Rouaz, 2011)

4.1. Les similitudes de Cauchy

La similitude de Cauchy est basée sur le nombre de Cauchy qui s'exprime par :

$$C_N = \rho \cdot v^2/E \quad (3)$$

Avec :

ρ : représente la masse spécifique.

v : la vitesse.

E : le module d'élasticité.

La valeur de nombre de Cauchy est la même dans le prototype et dans le modèle. Ce type de similitude est lié aux phénomènes dans lesquels les forces de restitution sont essentiellement élastiques. (Rouaz, 2011)

Rapport des quantités	Symbole	Similitudes de Cauchy
Longueur	L	$L_p = \lambda L_m$
Module d'élasticité	E	$E_p = c E_m$
Masse spécifique	ρ	$\rho_p = \rho \rho_m$
Surface	A	$A_p = \lambda^2 A_m$
Volume	V	$V_p = \lambda^3 V_m$
Masse	m	$m_p = \rho \lambda^3 m_m$
Vitesse	v	$v_p = e^{1/2} \rho^{-1/2} V_m$
Accélération	a	$a_p = e_p^{-1} \lambda^{-1} a_m$
Force	F	$F_p = e \lambda^2 F_m$

Moment	M	$M_p = e\lambda^3 F_m$
Contrainte	σ	$\sigma_p = e\sigma_m$
Déformation	ε	$\varepsilon_p = \varepsilon_m$
Temps	t	$t_p = \lambda e^{-1/2} \rho^{1/2} t_m$
fréquence	F	$F_m = \lambda^{-1} e^{1/2} \rho^{1/2} F_p$

Tableau 3. 1: Quantités de similitude de Cauchy.

Les symboles décrits dans le tableau 3.1 sont définis comme suit :

L : la longueur.

a : l'accélération de pesanteur.

λ : le rapport des longueurs L_p/L_m

e : le rapport des modules élastiques E_p/E_m .

ρ : le rapport des masse spécifiques ρ_p/ρ_m

Le symbole m se réfère au modèle et le symbole p réfère au prototype.

4.2. Similitude de Reech-Froude

La similitude de Froude exprime le rapport des forces d'inertie aux forces de pesanteur. On suppose alors que celles-ci sont prépondérantes et s'applique bien aux écoulements à surface libre, elle se traduit par (Rouaz, 2011) :

$$F_{inertie}^{\rightarrow} = F_{pesanteur}^{\rightarrow} \quad (4)$$

Soit :

$$m_a = m_g \quad \text{ou} \quad k_a = \frac{k_V^2}{k_L} \quad (5)$$

On a donc :

$$\frac{k_L}{k_T^2} = \frac{k_L^2}{k_T^2} \frac{1}{k_L} = \frac{k_V^2}{k_L} \quad (6)$$

La similitude de Froude se traduit donc par :

$$k_V = \sqrt{k_L} \quad (7)$$

Où :

$F_{\text{pesanteur}}$: La force de pesanteur.

k_L : Echelle de longueur.

k_T : Echelle du temps.

k_V : Echelle de vitesse.

4.3. Similitude de Reynolds

Similitude de Reynolds exprime le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité. On suppose alors que celles-ci sont prépondérantes. Elle s'applique bien aux écoulements en charge. (Rouaz, 2011)

Elle se traduit par :

$$k_F \text{ inertie} = k_F \text{ viscosité} \quad (8)$$

Soit :

$$k_m * k_a = k_s * k_\mu k_V / k_L \quad (9)$$

$$\Rightarrow k_\rho * \frac{k_{vol} k_V}{k_T} = k_s * k_\rho k_v * k_V / k_L \quad (10)$$

$$\Rightarrow k_L^3 * k_V / k_T = k_L^2 * k_v * k_V / k_L \quad (11)$$

Finalement, la similitude de Reynolds s'exprime par :

$$\frac{k_V k_L}{k_v} = 1 \quad (12)$$

Avec :

k_L : Echelle de longueur.

k_V : Echelle de vitesse.

k_ρ : Echelle de masse volumique.

k_T : Echelle du temps.

k_{vol} : Echelle de volume.

k_s : Echelle de surface.

k_v : Echelle de viscosité cinématique.

k_μ : Echelle de viscosité dynamique.

k_m : Echelle de masse.

k_a : Echelle d'accélération.

5. Etapes de conception des modèles réduits

Avant d'aborder la réalisation d'un modèle réduit, la bonne conception exige de répondre aux questions considérées de base. Ces réponses au problème de modélisation physique se résument en les étapes suivantes (Chanson, 1999) :

Etape 1 : Choisir convenablement l'échelle géométrique λ (échelle du modèle) aussi réduite, tenant compte des contraintes de laboratoire. Le seuil de Reynolds interdit l'utilisation d'échelle trop petite.

Etape 2 : Pour l'échelle λ choisie et le type de similitude adoptée (Reech-Froude ou Reynolds), vérifié si le débit imposé au prototype correspond parfaitement et sans inconvénient au débit maximum autorisé et mesuré dans le modèle.

Etape 3 : Vérifier si le coefficient de résistance de l'écoulement f^* est le même dans le modèle et le prototype.

Etape 4 : Vérifier que les conditions d'écoulement dans le modèle et le prototype soient identiques (si l'écoulement dans le prototype est turbulent, il doit l'être dans le modèle) (Houichi, 2007).

6. Application des lois de similitude

Dans cette partie, nous allons présenter quelques applications des lois de similitude. Plusieurs auteurs ont utilisé les lois de similitude pour passer d'un système avec une échelle réelle à modèle réduit. Parmi les applications consultées, souvent les ouvrages d'art de grande de taille sont modélisés en modèles réduits tel que les barrages. Les structures élancées peuvent être également analysées par les modèles réduits. A cet effet, nous allons présenter dans ce qui suit quelques applications des lois de similitude.

6.1. Modèle réduit de barrage El Haimeur (Ghardaïa) (Allaouane et Karimat, 2017)

Dans ces dernières années, les agences gouvernementales et le public dans le monde entier sont devenus beaucoup plus conscients du fait que la rupture de barrage pouvait

provoquer des inondations catastrophiques et que les barrages constituaient un danger potentiel, afin d'assurer davantage de sécurité, des normes, lois et recherches ont été établis afin non seulement de diminuer le risque de rupture, mais également l'évaluation des conséquences de la rupture des ouvrages. Les deux auteurs Allaouane et Karimat ont élaboré un modèle réduit de barrage El Haimeur (Ghardaïa) pour l'étude de l'impact de propagation des ondes de rupture sur la ville Ghardaïa et ces environs dans l'aval du barrage, en basant sur les lois de similitude. Ils étaient obligés de passer au modèle réduit, et cela en utilisant les lois de similitudes mécaniques (géométrique, cinétique et dynamique).

6.1.1. Plan de travail

Selon les moyens disponibles, ils ont choisi une méthode simple qui consiste à construire le modèle réduit en 3 parties principales :

- Le corps du barrage,
- Le bassin versant qui contient les deux cotés ; amont et aval du barrage,
- La zone urbaine située dans le côté aval du barrage.

6.1.2. Les matériaux de construction

Généralement les matériaux utilisés pour la construction de modèle sont souvent disponibles localement :

- Caoutchouc
- Plâtre
- Ciment
- Bois
- Matières plastiques

Afin de réaliser le modèle réduit, les matériaux choisis seront groupés selon les parties du modèle

- Le corps du barrage : en bois.
- Le réservoir et le cours d'eau (l'amont et l'aval du barrage) : en sable, brique, ciment et plâtre.
- Les bâtiments de la zone urbaine : en papiers-maquette.

6.1.3. Dimensions du prototype

Le modèle réduit prend en compte le réservoir du barrage, les différents ouvrages qui composent le barrage et l'aval du barrage qui s'étend jusqu'à la ville de GHARDAIA.

Longueur L (m)	430
Hauteur H (m)	20
Largeur l (m)	110

Tableau 3. 2: Dimensions de la digue d'El Haimeur.

	Réservoir	Partie aval
Superficie S (km ²)	3.5	220.8
Longueur L (km)	6	2.4
Largeur l (km)	0.6	9.2

Tableau 3. 3 : Dimensions du réservoir et de la partie aval du barrage.

Pour le calcul des différents paramètres de la brèche du barrage, ils ont utilisé la méthode du Froehlich (2008).

$$B_{ave} = 0.27k_0V_w^{0.32}h_b \quad (13)$$

Avec :

B_{ave} = La largeur moyenne de la brèche (la hauteur totale du barrage qui est de 20 mètres)

k_0 = constant (1.3)

V_w = le volume du réservoir.

h_b = la hauteur finale de la brèche.

Après avoir faire les différents calculs pour le choix de l'échelle finale, le choix est décrit dans le tableau 3.4.

Paramètres	Symbole	Échelle
Longueur	K_L	1/2000

Largeur	K_l	1/2000
Hauteur	K_h	1/2000
Débit	K_Q	$K_h^{3/2} * K_L = 1.76 * 10^{-7}$
Vitesse	K_v	$\sqrt{K_h} = 0.07$
Temps	K_t	$\sqrt{K_h} = 0.07$
Surface	K_s	$K_L * K_h = 2.5 * 10^{-6}$
Volume	K_{vol}	$K_L * K_l * K_h = 10^{-9}$
Pente	K_l	$\Delta z x = 10$
Rugosité	K_η	$K_h^{2/3} * K_L^{-1/2}$

Tableau 3. 4: Rapports d'échelle pour le modèle.

Après l'application de l'échelle choisie sur les dimensions du prototype, les dimensions du modèle sont données par le tableau 3.5.

Réservoir					
Prototype			Modèle		
S (sq. km)	L (km)	l (km)	s (sq. m)	L(m)	l (m)
3.5	6	0.6	8.75	3	0.3
B.V aval					
Prototype			Modèle		
S (sq. km)	L (km)	l (km)	s (sq. m)	L(m)	l (m)
220.8	24	9.2	55.2	12	4.6
Barrage					

Prototype			Modèle		
S (sq. km)	L (km)	l (km)	S (sq. m)	L(m)	L (m)
20	430	110	10	21.5	5.5

Tableau 3. 5: Valeurs des caractéristiques de modèle et de prototype.

6.1.4. Le corps du barrage

Après avoir calculé les dimensions du modèle de corps du barrage et de la brèche (Tableau 3.5), ils ont ramené la schéma technique (Figure 3.1) chez le menuisier pour qu'il construit ce modèle en deux pièces facilement séparable (barrage avec sa brèche illustrée par la figure 3.2)

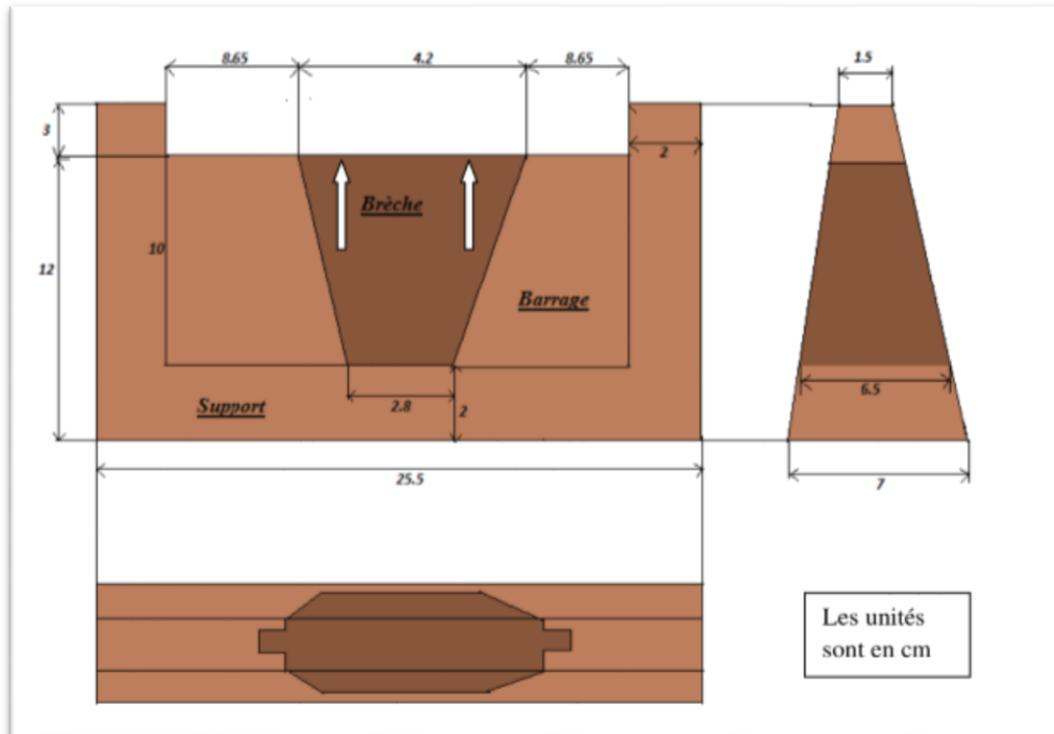


Figure 3. 1: Schéma technique du modèle de corps du barrage.

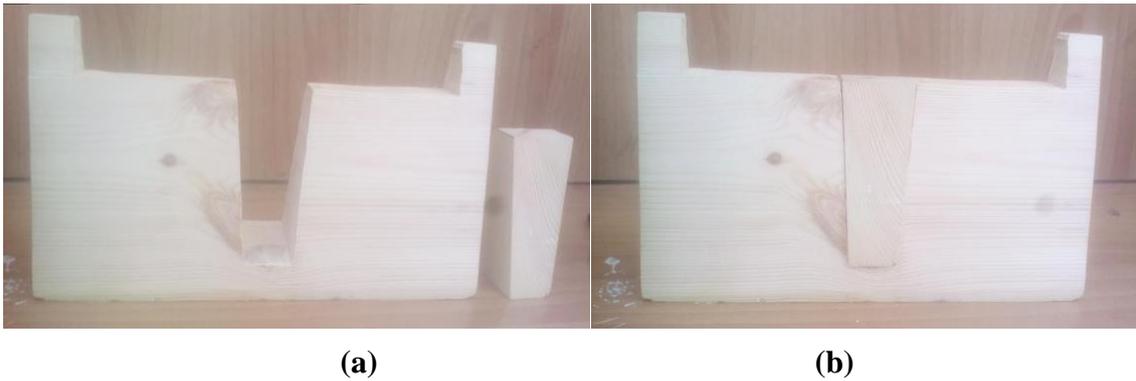


Figure 3. 2 : Photo de modèle réduit de corps du barrage.

(a) modèle réduit séparé ; (b) modèle réduit assemblé.

Le corps du barrage tient sur un support de 2 cm de hauteur en bas, 3 cm en haut, et de 2 cm des deux côtés qui sont accrochés aux deux rives de la vallée.

6.1.5. Délimitation de l'espace de travail

Ils ont utilisé presque 300 briques pour entourer l'espace de travail avec trois étages de brique avec du ciment, et pour éviter les fuites et créant un bassin (Figure 3.3) qu'il va contenir le modèle réduit de vallée et réservoir.

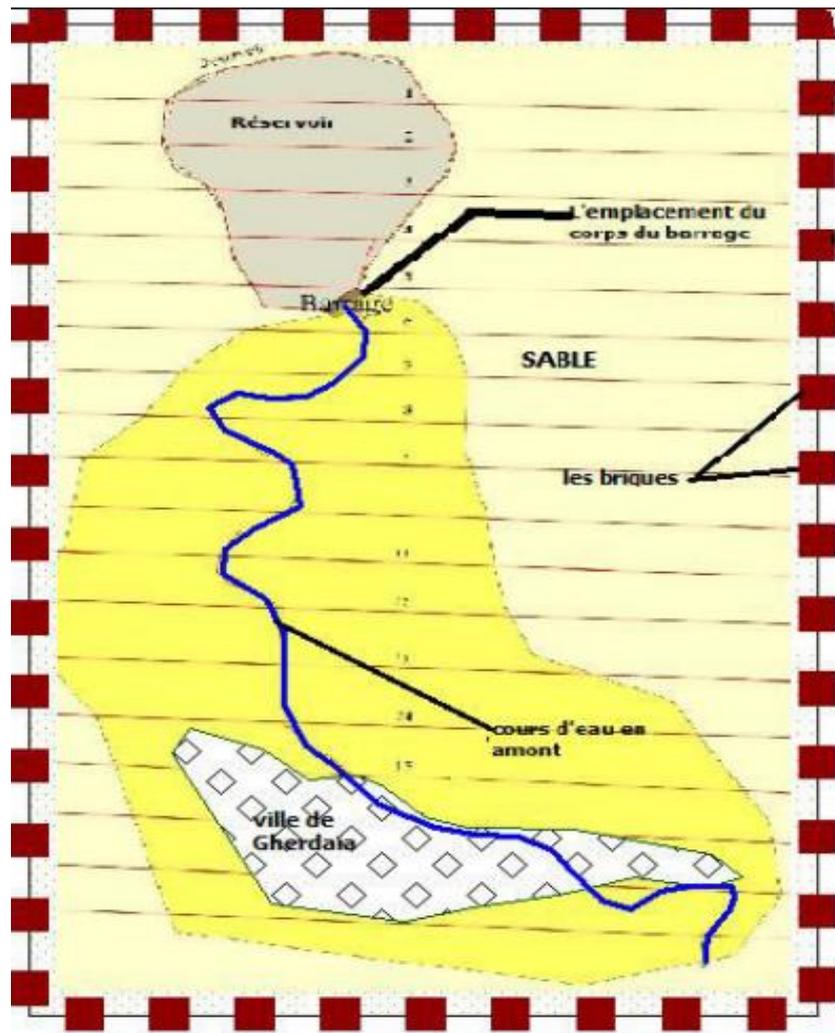


Figure 3. 3: Schéma descriptif de modèle réduit.

6.2. Modèle réduit d'un bâtiment en bois de grande hauteur à Bordeaux (Sousseau, 2022)

L'auteur Sousseau dans sa thèse de doctorat à l'université de Bordeaux, a étudié le comportement dynamique et mécanique des bâtiments bois de grande hauteur, soumis à des sollicitations latérales statiques ou dynamiques, de type vent ou séisme (Figure 3.4).



Figure 3. 4: Vue virtuelle de bâtiments en bois de grande hauteur à Bordeaux.

La solution était de tester des maquettes réduites représentatives, dont la conception est basée sur des lois de similitude. Puis, à partir du comportement relevé aux échelles réduites, ces lois de similitude permettront d'en déduire celui à taille réelle (voir Figure 3.5).

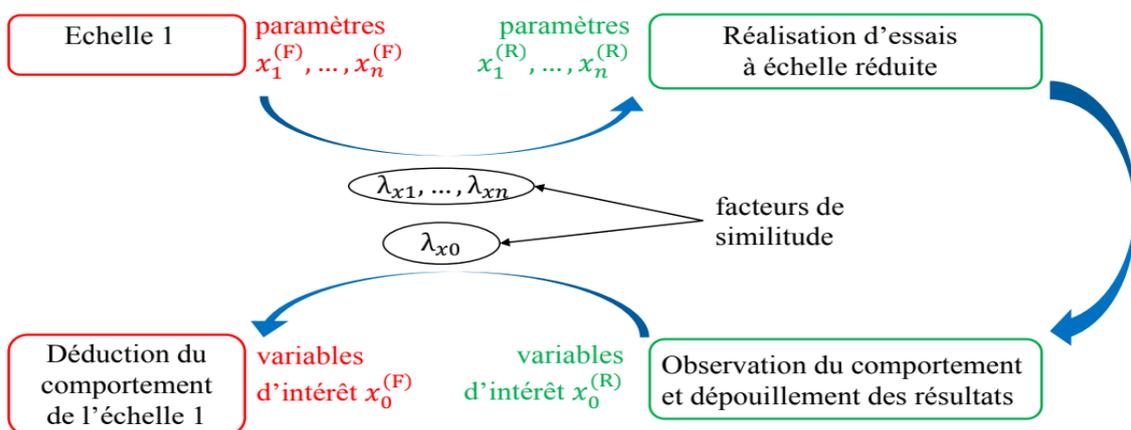


Figure 3. 5 : Principe d'utilisation d'une loi de similitude.

La structure en bois testée est présentée sur la figure 3.6. Il s'agit d'un système de contreventement, à un ou deux niveaux, Ce système est constitué d'éléments poteaux / poutres

de classe C24 (norme NF EN 338 (NE03)). Ces éléments sont connectés par des plaques métalliques et des assemblages brochés, avec des aciers de type « non alliés » (S235).

Des essais monotones, cycliques et dynamiques sont réalisés sur les assemblages et la structure aux échelles 1 ; 1/2 ; 1/3. A partir des résultats obtenus, des facteurs de similitude expérimentaux sont établis entre les échelles 1 ; 1/2 ; 1/3.

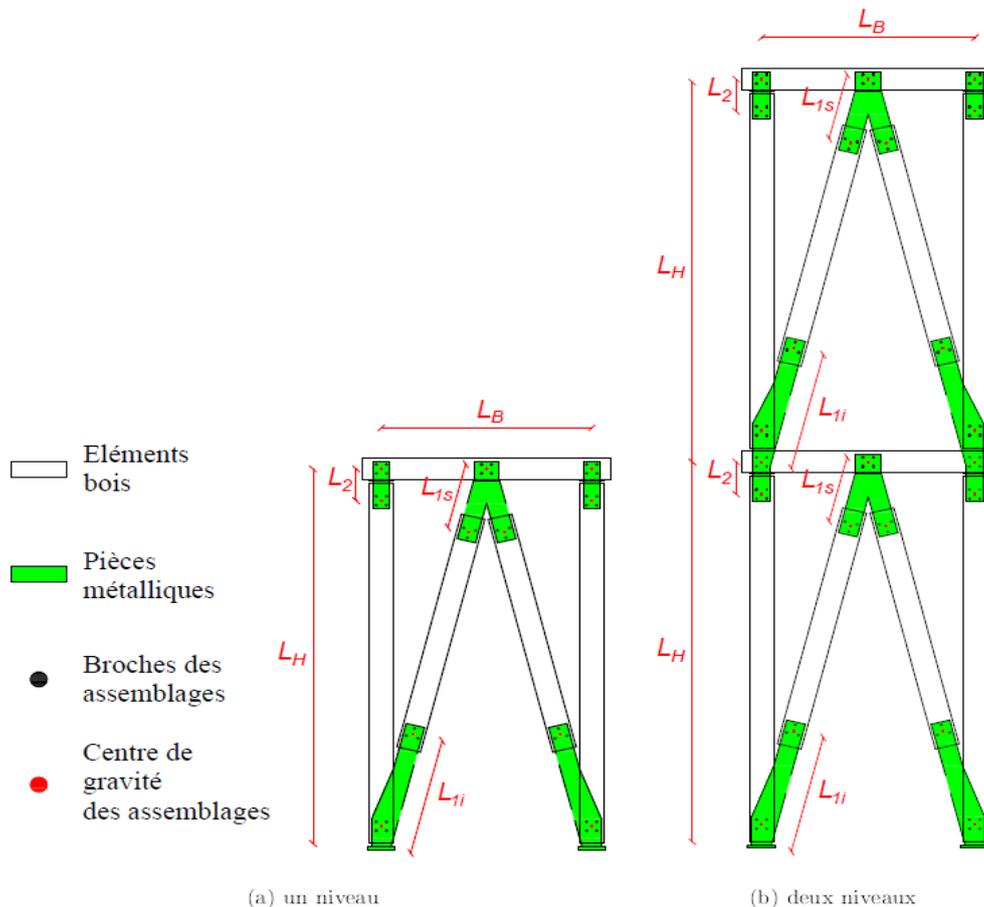


Figure 3. 6: Structure en bois testée.

Les échelles réduites de la structure, 1/2 et 1/3, sont définies dans le tableau 3.7. Le terme « Échelle 1/2 » signifie que les principales dimensions de la structure (notamment L_B et L_H), sont divisées par 2. De même « échelle 1/3 » signifie que les principales dimensions sont divisées par 3. Certaines dimensions (L_{1i} , L_2 , L_3 et e) aux échelles réduites comportent des distorsions, dont il faudra tenir compte dans l'analyse. Enfin les types de matériaux utilisés sont identiques à ceux de l'échelle 1.

Paramétré	Echelle 1	Echelle 1/2	Echelle 1/3
Matériau			

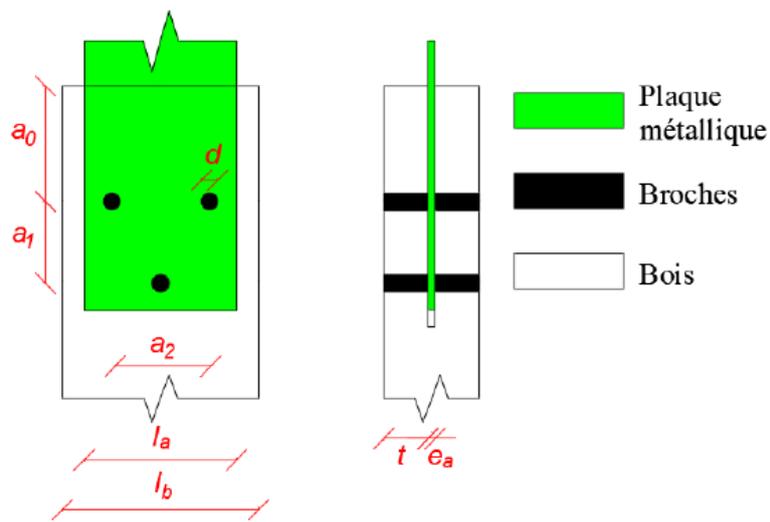
Type de bois	C ₂₄		
Type d'acier	Non allié :S 235		
Dimensions (mm)			
Largeur structure L_B	1250	625	417
Hauteur structure L_H	2500	1250	833
Longueur L_{1i}	772	409	272
Longueur L_{1s}	434	240	159
Longueur L_2	212	146	126
Epaisseur des plaques métalliques C_a	15	8	5
Epaisseur des éléments bois C_b	80	41	27
Largeur des plaques métalliques l_a	112	56	37
Largeur des éléments bois l_b	144	72	48
Chargement et conditions aux limites			
Masse additionnelle m_{ad} (kg)	1500	375	167
Charge verticale induite Q_{ad} (kN)	15	3.75	1.67
Conditions aux limites	Structure encastree / appuyee au sol		

Tableau 3. 6: Dimensions des structures (un et deux niveaux).

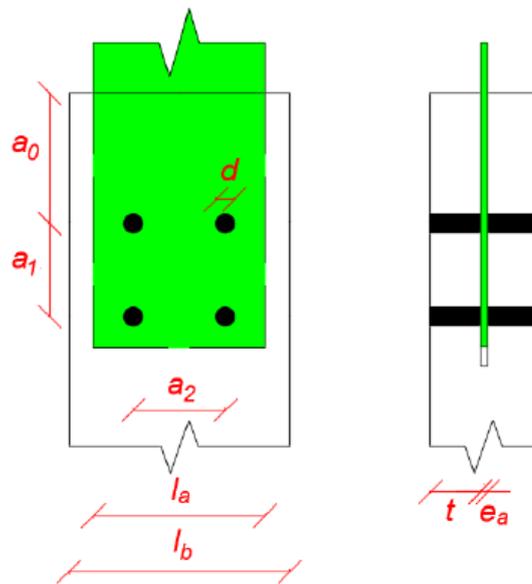
Propriété	Echelle 1	Echelle 1/2	Echelle 1/3	Facteur	
				1/2→1	1/3→1
Bois, orthotrope					
module de Young E_b (GPa)	11 (bois C24 NE03)			1	
masse volumique ρ_b (kg/m ³)	450 (bois résineux Dan87)			1 (0.437)	1(0.29)

poids volumique γ_b (kN/m ²)	4,5 (bois résineux Dan87)		
Acier, isotrope			
module d'Young E_b (GPa)	210 (acier non allié [NE00])	1	
masse volumique ρ_b (kg/m ³)	7 850 (acier non allié [NE00])	1(0.437)	1(0.29)
poids volumique γ_b (kN/m ³)	78.5 (acier non allié NE00)		

Tableau 3. 7 : Propriétés matérielles des structures.



(a)



(b)

Figure 3. 7: Assemblages bois / métal.

(b) Assemblages poteaux poutres de la structure ; (a) Assemblages testés / assemblages des diagonales de la structure.

Paramètre	Echelle 1	Echelle 1/2	Echelle 1/3
Type de bois	C24		
Type d'acier	non allié : S235		
Diamètre des broches d (mm)	12	6	4
Demi-longueur de contact bois / broche t (mm)	33	16	11
Largeur de l'élément bois l_b (mm)	144	72	48
Assemblages testés seuls			
Epaisseur de la plaque métallique e_a (mm)	5		
Epaisseur de l'élément bois $e_b = e_a + 2 t$ (mm)	70	38	27
Espacement a_0 (mm)	85	65	
Espacement a_1 (mm)	60	30	20
Espacement a_2 (mm)	72	36	24
Largeur de la plaque métallique l_a (mm)	100	70	50
Nombre de broches	3		
Assemblages des diagonales de la structure			
Epaisseur de la plaque métallique e_a (mm)	15	8	5
Epaisseur de l'élément bois $e_b = e_a + 2 t$ (mm)	80	41	27
Espacement a_0 (mm)	85	65	43
Espacement a_1 (mm)	60	30	20

Espacement a_2 (mm)	72	36	24
Largeur de la plaque métallique l_a (mm)	112	56	37
Nombre de broches	3		
Assemblages poteau / poutres de la structure			
Epaisseur de la plaque métallique e_a (mm)	15	8	5
Epaisseur de l'élément bois $e_b = e_a + 2T$ (mm)	80	41	27
Espacement a_0 (mm)	85	80	
Espacement a_1 (mm)	60	30	20
Espacement a_2 (mm)	60	30	20
Largeur de la plaque métallique l_a (mm)	112	56	37
Nombre de broches	4		

Tableau 3. 8: Paramètres des assemblages.

	Echelle 1	Echelle 1/2	Echelle 1/3
Essais monotones axiaux sur assemblages	8	9	10
Essais monotones de rotation sur assemblage	8	13	16
Essais cycliques axiaux sur assemblages	11	12	12
Essais cycliques de rotation sur assemblages	pas d'essais		
Essais monotones sur la structure à un niveau	3	3	3
Essais cycliques sur la structure à un niveau	3	3	3

Essais cycliques sur la structure à deux niveaux	pas d'essais	3	3
Essais cycliques sur la structure à deux niveaux	pas d'essais		

Tableau 3. 9: Nombre d'essais monotones et cycliques réalisé.

6.3. Modèle réduit du barrage d'Aoulouz Oued Souss (Sikora, 1989)

Des ingénieurs de laboratoire national au Maroc ont étudiés un modèle réduit d'un barrage d'Aoulouz sur Oued Souss. Cette étude a eu le but d'analyser les conditions de fonctionnement hydraulique des vidanges de fond, et l'observation des conditions d'aération dans les zones aval des vannes de garde. Les essais ont été réalisés sur un modèle tridimensionnel à l'échelle 1/30 sans distorsion.

Dans le modèle, ils ont étudié les caractéristiques dépendent essentiellement des forces d'inertie, de gravité et de pression, donc la similitude est basée sur les critères de Froude. En ce qui concerne l'influence des forces de viscosité la similitude du modèle, par égard au prototype, peut être considérée comme parfaite. Effectivement, le modèle a été construit à une échelle suffisamment grande (1/30), de façon à pouvoir assurer des valeurs du nombre de Reynolds, Re_m , très élevées.

Le nombre de Reynolds est défini par :

$$Re_m = \frac{V_m D_m}{\nu} \quad (13)$$

Avec :

V : vitesse.

D : dimensions géométrique caractéristique.

ν : Coefficient de viscosité cinétique de l'eau.

m : relatif au modèle.

Et pour respecter la similitude des vibrations des vannes sur modèle, il a fallu respecter le rapport entre les fréquences hydrauliques d'excitation et les fréquences propres des vannes. Les

caractéristiques dynamiques des vannes de garde et de prototype et du modèle sont présentées au tableau 3.10.

	GARDE	
	F_{air} (HZ)	M (kg)
Modèle	29 .7	3.25
Prototype	6.0	77000
Echelles du modèle	4.9	$1/23692$
Echelles théoriques	5 .48	$1/27000$

Tableau 3. 10: Caractéristique dynamique des vannes.

Ils ont suivi la loi de similitude de Froude, donc pour l'échelle 1/30 les échelles dérivées sont les suivants :

Rapport de quantité	Symbole	Echelle
Longueur	k_L	1/30
Aires	k_L^2	1/900
Vitesse	$k_L^{1/2}$	1/5.48
Temps	$k_L^{1/2}$	1/5.48
Pression	k_L	1/30
Force hydrodynamique	k_L^3	1/27000
Fréquences excitatrices	$k_L^{-1/2}$	5.48
Fréquences propres des vannes	$k_L^{-1/2}$	5.48

Tableau 3. 11: Loi de similitude de Froude.

6.4. Modèle réduit des blocs fusibles construisant les barrages (Sakur, 2017)

Les barrages réservoirs sont construits pour stocker un volume d'eau limité tout en permettant le passage des crues extrêmes prévues. Cependant, l'expérience acquise dans le domaine de la gestion des barrages a montré que là plus part des barrages ont été affectés par un envasement précoce de leur retenues et qu'un grand nombre de barrages n'ont pas la capacité d'évacuer les crues. Ce sont deux problèmes qui réduisent simultanément la capacité de stockage du barrage et mettent en péril la sécurité du barrage.

L'étudiant Sakur de l'université de Biskra, département de génie civil a mené une étude sur un modèle réduit des blocs fusibles. C'est un nouveau système économique des déversoirs auto-stables qui permet l'augmentation de la capacité de stockage et le débit d'évacuation. Le principe de ce système est de placer des blocs en béton indépendants les uns des autres, côte à côte sur le seuil du déversoir. Ces éléments ont des caractéristiques un peu différentes les uns aux autres, ce qui entraîne l'ouverture de chaque élément pour un niveau d'eau amont différent. Donc il a utilisé la similitude (géométrique, cinétique et dynamique) pour réaliser ce modèle réduit.

6.4.1. Description des blocs fusibles

Les blocs fusibles sont des éléments massifs en béton simplement posés les uns à côté des autres sur le seuil d'un déversoir, ils sont auto-stables jusqu'à ce que le niveau d'eau à l'amont atteigne un certain niveau pour lequel ils basculent. Ces éléments se caractérisent par une forme géométrique simple, ils sont fabriqués en béton ordinaire coulé sur place ou préfabriqué, ils possèdent la même hauteur mais peuvent avoir des largeurs différentes et donc des poids différents.

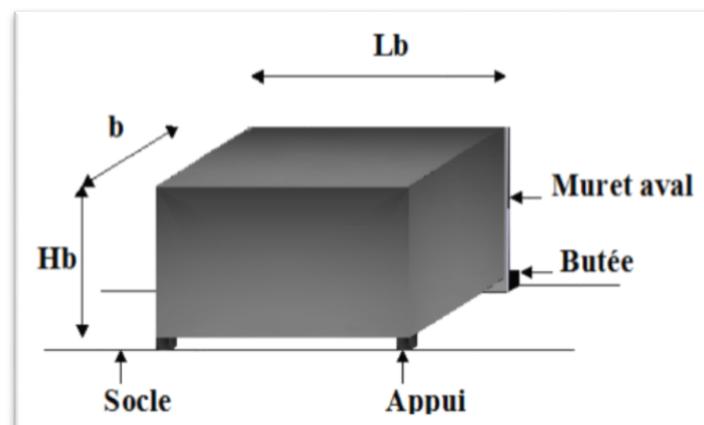


Figure 3. 8: Schéma descriptif d'un bloc fusible.

Avec :

b : Largeur du bloc.

H_b : Hauteur du bloc.

L_b : Longueur du bloc.

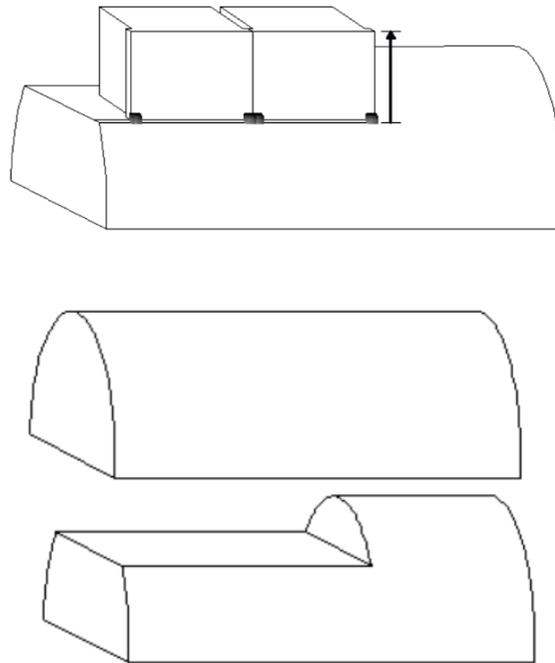


Figure 3. 9: Emplacement des blocs fusible.

6.4.2. Modèles réduits des blocs fusibles

Pour aborder l'étude expérimentale, une série de bloc en béton a été réalisé, ces blocs ont été dimensionnés à partir des relations développées dans la partie théorique. Pour éviter le frottement entre les blocs, un socle muni de murs séparateurs a été installé sur le seuil du déversoir avec une butée en aval. La hauteur des blocs a été choisi égale à 10 cm pour tous les modèles, en tenant compte de la hauteur de la chambre de sous-pression qui est de 0.5 cm. Tandis que la longueur des blocs a été choisi égale à deux fois la hauteur, soit $L = 20$ cm. Une plaque métallique de longueur 21 cm est collée sur la face aval du bloc, faisant ainsi, un prolongement de 0.5 cm sur les deux extrémités du bloc en béton, son but et de réduire le contact entre deux blocs ou le bloc et les murs de séparation. Cependant, la largeur des blocs varie d'un

bloc à un autre en fonction de la hauteur de basculement prévue. La largeur est déterminée par le calcul à partir de la relation développée dans la partie théorique.

Les blocs ont été fabriqués par du béton coulé dans des moules en bois. Une plaque métallique de dimensions supérieures aux dimensions du bloc a été fixée sur la face aval du moule. Ceci dans le but de permettre la création d'un vide sous le bloc, permettant ainsi la création d'une chambre de sous pression. Le béton a été réalisé avec un dosage équivalent à $2.4 t/m^3$ en utilisant un béton composé de 1.2 Kg de gravier, 0.650 Kg de sable, 0.350 Kg de ciment et un volume d'eau de 0.2 Kg.

Les caractéristiques géométriques et le poids volumique des différents blocs sont mentionnés dans le tableau 3.12 et 3.13 :

N° Bloc	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Caractéristiques									
$\gamma_b(t/m^3)$	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4	2.4
$H_b(cm)$	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$L_b(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20
b(cm)	8.0	9	10.5	10.5	11.5	11.5	12.5	13.5	14.5
$h_{th}(cm)$	4.6	6.3	8.8	8.8	10.5	10.5	12.2	13.8	15.3

Tableau 3. 12: Caractéristiques initiales des modèles réduits des blocs.

N° Bloc	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
Caractéristiques									
$\gamma_b(t/m^3)$	2.38	2.31	2.31	2.31	2.30	2.34	2.39	2.36	2.37
$H_b(cm)$	10	10	10	10	10	10	10	10	10
$L_b(cm)$	20	20	20	20	20	20	20	20	20
b(cm)	8.2	9	10.3	10.3	11.4	11.5	12.7	13.7	14.9

$h_{th}(cm)$	4.9	5.1	7.8	7.8	9.5	10.0	12.4	13.7	15.6
--------------	-----	-----	-----	-----	-----	------	------	------	------

Tableau 3. 13 : Caractéristiques réelles des modèles réduits après leur fabrication.

6.4.3. Socle de basculement des blocs

Dans la partie contractée du bassin de simulation, un mur en béton a été construit pour permettre la pose des blocs, il joue le rôle d'un seuil déversant. La longueur du socle est de 0.95 m, sa hauteur 0.30 m, et sa largeur 0.15 m. La largeur du socle a été choisie pour permettre des essais sur des blocs allant jusqu'à 0.15 m de largeur.

Une plaque métallique a été installée sur le seuil en béton. Sa partie aval a été pliée sur une hauteur de 5 mm, formant ainsi une butée le long du déversoir pour empêcher le glissement des blocs.



Figure 3. 10: Vue aval du modèle de déversoir pour un bloc.

7. Conclusion

En guise de conclusion, il convient de souligner l'importance capitale des lois de similitude dans le domaine du génie civil. Ces principes, basés sur la similitude géométrique, cinématique et dynamique, permettent aux ingénieurs de généraliser les résultats obtenus à petite échelle vers des structures de plus grande envergure. En respectant rigoureusement ces lois, il est possible d'extrapoler de manière précise le comportement des ouvrages et d'anticiper leur réponse face à diverses sollicitations. Par une application judicieuse des lois de similitude, les professionnels du génie civil peuvent optimiser la conception des structures, améliorer leur performance et garantir leur intégrité structurelle, contribuant ainsi à l'avancement continu et à la pérennité des infrastructures.

Chapitre 4 : Détermination analytique des caractéristiques des systèmes physiques

1. Introduction

La détermination des caractéristiques dynamiques des structures revêt une importance fondamentale dans le processus de conception et de vérification des ouvrages. Cette étape permet d'approfondir la compréhension du comportement dynamique des structures, garantissant ainsi leur sécurité et leur performance optimale. Les caractéristiques dynamiques, telles que la fréquence naturelle, l'amortissement et la réponse transitoire, peuvent être évaluées à l'aide de méthodes expérimentales ou de calculs théoriques. Ce chapitre se propose de présenter un aperçu théorique des caractéristiques dynamiques des structures ainsi que des procédures de mesure associées.

2. Caractérisation des actions

Les actions agissant sur les structures peuvent être classées en sollicitations déterministes et aléatoires, suivant le degré de connaissance de celles-ci, et pour les sollicitations déterministes en actions périodiques, impulsives ou entretenues suivant leur forme de variation dans le temps (voir Figure 4.1). A chaque type d'action correspond un mode de caractérisation et une méthode de résolution là mieux appropriée (Pecker, 2006).

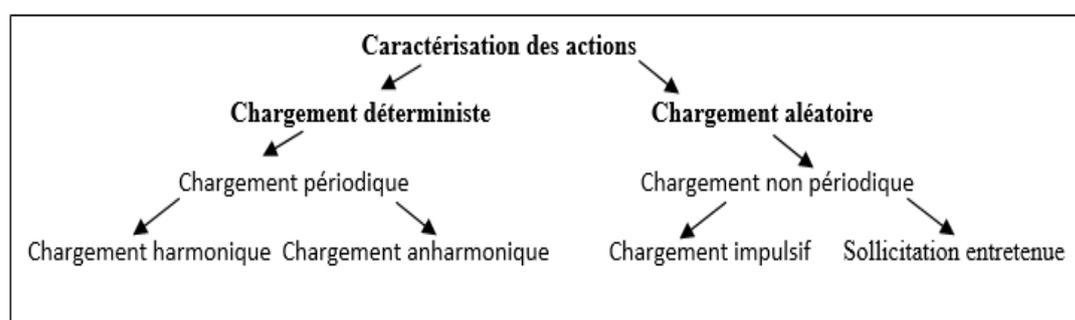


Figure 4. 1: Types des actions agissant sur les structures.

2.1. Chargement déterministe

Si le chargement appliqué est parfaitement défini par sa variation temporelle et spatiale, le chargement est qualifié de déterministe. Un tel chargement peut être :

- 1) Périodique si le diagramme de chargement se reproduit à l'identique au bout d'une durée « T », appelée période de la sollicitation. Parmi les chargements périodiques, on distinguera les chargements harmoniques et les chargements anharmoniques. Un

chargement harmonique est typiquement celui engendré par une machine tournante (Figure 4.2). La sollicitation est définie par son amplitude « A », et sa pulsation « ω ». Elle est décrite par une fonction sinusoïdale : (Clough, 2001)

$$y(t) = A \sin(\omega t) \quad (1)$$

Ou bien de type exponentiel :

$$y(t) = \rho e^{i\omega t} \quad (2)$$

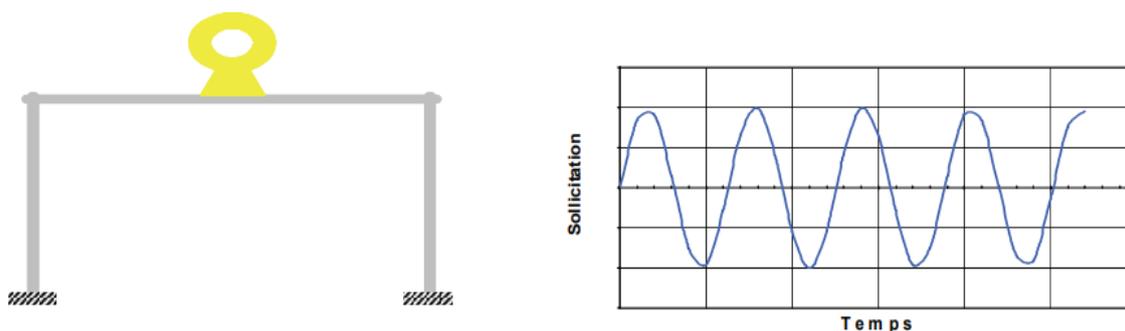


Figure 4. 2: Chargement harmonique. (Clough, 2001)

Le chargement peut être également périodique, sans être harmonique ; on le qualifie d'anharmonique. Exemple de chargement engendré par un propulseur de navire (voir Figure 4.3).

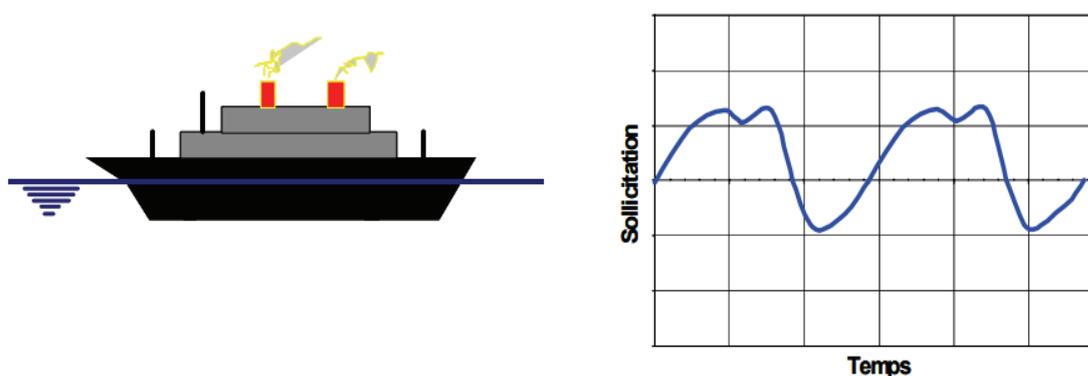


Figure 4. 3: Chargement périodique anharmonique. (Clough, 2001)

- 2) Non périodique, de type impulsif ou entretenu ; le chargement ne se reproduit pas à l'identique après un intervalle de temps « T ». Le chargement impulsif est caractérisé par une sollicitation de faible durée totale, telle celle induite par le front d'une onde de choc heurtant la structure (figure 4.4). Par 3 faibles durées, il faut entendre une

sollicitation dont la durée est petite en regard de la période de vibration de la structure. (Alain, 2006)

Un tel chargement est défini par sa variation temporelle :

$$y(t) = f(t) \quad (3)$$

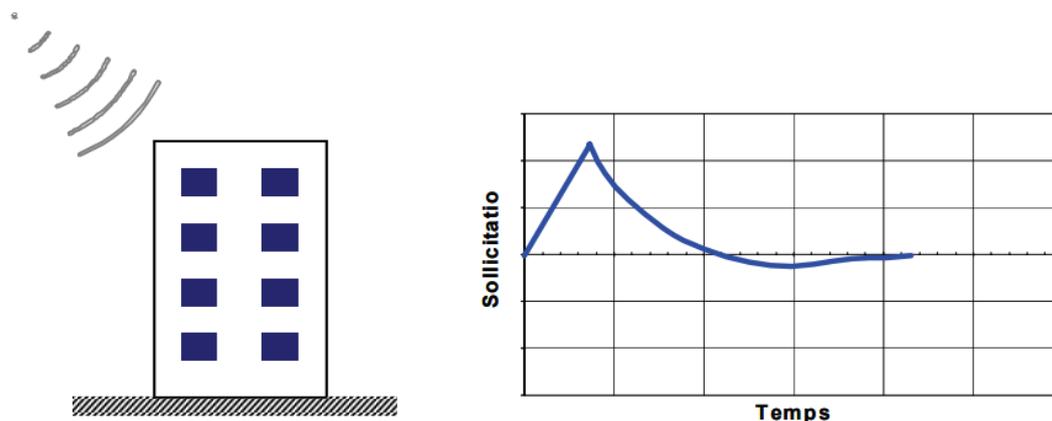


Figure 4. 4: Chargement impulsif. (Alain, 2006)

Le chargement entretenu peut être défini comme le chargement résultant d'une succession d'impulsions. C'est typiquement le cas d'une sollicitation sismique si l'accélération du sol est connue de façon déterministe (voir Figure 4.5). (Jersey, 1999)

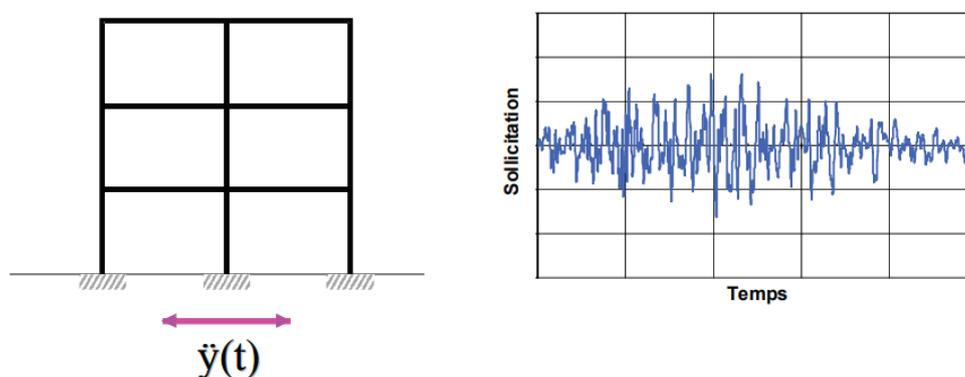


Figure 4. 5 : Sollicitation entretenu. (Jersey, 1999)

Contrairement au chargement impulsif, la durée totale de la sollicitation est importante par rapport à la période propre de structure. (Jersey, 1999)

2.2. Chargement aléatoire

Beaucoup des chargements sollicitant les structures de génie civil ne peuvent être définies de façon déterministe par une équation. Ils ne sont généralement connus que par leur

valeur moyenne. Par exemple les mouvements vibratoires engendrés par le trafic ferroviaire ou routier (Figure 4.6), le vent...etc. La sollicitation est dite aléatoire et est représentée par sa densité spectrale de puissance. (Alain, 2006)

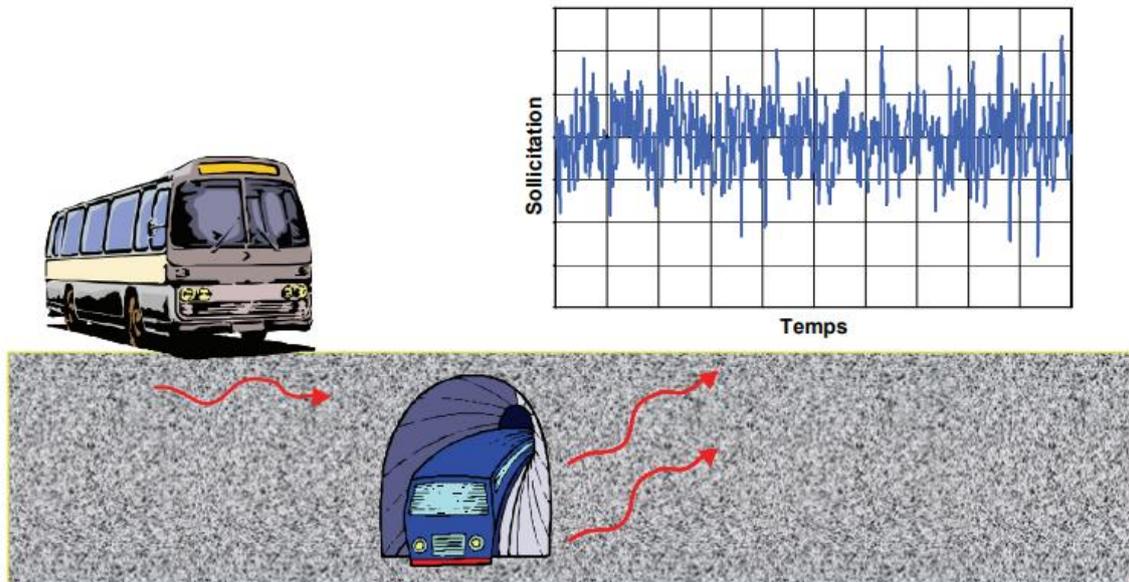


Figure 4. 6: Chargement aléatoire.

3. Procédure générale d'une analyse dynamique

D'une manière générale, la procédure d'une analyse dynamique d'une structure est structurée comme suit :

- 1) Modélisation dynamique de la structure.
- 2) Formulation de l'équation différentielles de mouvement qui dépend du nombre de degré de liberté ainsi que du type de sollicitation.
- 3) Résolution des équations différentielles du mouvement utilisant des outils purement mathématiques.
- 4) Interprétation et exploitation des résultats.

4. Développement des matrices Masse, Rigidité, Amortissement et Fréquence

4.1. Matrice de masse

On suppose que toute la masse de la structure est concentrée aux nœuds. À chaque nœud, on associe donc, en général, trois masses et trois moments d'inertie massique correspondant aux six degrés de liberté. (MENAD, 2014)

On note :

m_j : la masse relative au degré de liberté j .

\ddot{x}_1 : l'accélération dans la direction du degré de liberté j .

Les masses étant concentrées, l'accélération d'une seule d'entre elles n'impose de forces d'inertie qu'à elle-même, ce qui ne serait pas le cas s'il existait des masses réparties entre deux nœuds. Lorsque toutes les masses sont accélérées, les forces d'inertie ont pour valeur

$$\begin{cases} f_1 = m_1 \ddot{x}_1 \\ f_2 = m_2 \ddot{x}_2 \\ f_i = m_i \ddot{x}_i \\ f_n = m_n \ddot{x}_n \end{cases} \quad (4)$$

Les relations (5) s'écrivent :

$$F = M\ddot{X} \quad (5)$$

Le vecteur $\ddot{X} = \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \ddot{x}_j \\ \ddot{x}_n \end{bmatrix}$ représente le vecteur des accélérations.

M : est la matrice des masses, diagonale et de dimension $n \times n$ (6).

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & m_n \end{bmatrix} \quad (6)$$

4.2. Matrice de rigidité

On considère une structure à p nœuds comportant au total n degrés de liberté numérotés de 1 à n . dans le cas général, il existe six degrés de liberté par nœuds ; le nombre n 'a donc pour valeur : $n = 6 \times p$

On appelle :

- f_j : la force extérieure, ou le moment, appliquée à la structure dans le sens du degré de liberté j ,
- x_j : le déplacement (translation ou rotation) selon le degré de liberté j . (7)

L'ensemble des forces extérieures constitue le vecteur force F à n composantes (voir Figure 4.7) :

$$F = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ f_i \\ f_j \end{bmatrix} \quad (7)$$

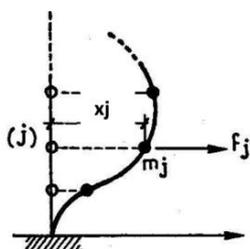


Figure 4. 7: Représentation des forces F.

On considère de même le vecteur des déplacements (8) :

$$X = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_i \\ x_n \end{bmatrix} \quad (8)$$

La structure est supposée élastique : il existe donc des relations linéaires entre les forces extérieures et les déplacements (9) :

$$\begin{cases} f_1 = k_{11}x_1 + k_{12}x_2 + \dots + k_{1j}x_j + \dots + k_{1n}x_n \\ f_2 = k_{21}x_1 + k_{22}x_2 + \dots + k_{2j}x_j + \dots + k_{2n}x_n \\ f_i = k_{i1}x_1 + k_{i2}x_2 + \dots + k_{ij}x_j + \dots + k_{in}x_n \\ f_n = k_{n1}x_1 + k_{n2}x_2 + \dots + k_{nj}x_j + \dots + k_{nn}x_n \end{cases} \quad (9)$$

Ces expressions peuvent se mettre sous forme matricielle : $F = K.X$

Où K représente la matrice de rigidité de dimension : $n \times n$ (10):

$$\begin{bmatrix} k_{11} & \dots & k_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ k_{n1} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix} \quad (10)$$

Les forces de rappel développées en chaque point de la structure dépendent de tous les déplacements développés dans tous les autres points.

k_{ij} : Élément d'influence de rigidité, c'est une force de rappel en i due à un déplacement unitaire en j .

Dans les cas simples, on pourra calculer les coefficients k_{ij} en évaluant les forces qu'il faut appliquer aux nœuds de la structure pour que tous les déplacements soit nuls (MENAD, 2014).

4.3. Matrice d'amortissement

Pour un oscillateur simple, la force d'amortissement est proportionnelle à la vitesse relative \dot{x} , cette relation est généralisée sous la forme (11) :

$$F = -C\dot{x} \quad (11)$$

Où F est le vecteur force, C est la matrice d'amortissement et \dot{x} et la vectrice vitesse (12).

$$C = \begin{bmatrix} C_{11} & \cdots & C_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{n1} & \cdots & C_{nn} \end{bmatrix} \quad (12)$$

Le coefficient C_{ij} a pour valeur celle de la force développée dans la direction du degré de liberté i lorsque la vitesse \dot{x}_j est unitaire, toutes les autres vitesses étant nulles. (Chopra, 1995)

4.4. Fréquences et modes propres de vibration

Avant d'analyser l'effet du chargement dynamique sur la structure, il est nécessaire d'étudier son mouvement libre. L'étude des oscillations libres non amortis de l'oscillateur multiple, donne une bonne approximation du mouvement réel et fournit tous les éléments nécessaires pour le calcul des oscillations forcées.

On cherche le mouvement de chacune des masses en l'absence de forces extérieures $F(t)$; ce mouvement se produit, par exemple, quand on relâche une masse de l'oscillateur après l'avoir écarté de sa position d'équilibre. (NACER, 1999)

En vibration libre non amortie, l'équation de mouvement d'un système à n degrés de liberté donné par l'équation (13) :

$$(M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t)) \text{ s'écrit : } [M]\{\ddot{X}\} + [K]\{X\} = \{0\} \quad (13)$$

La réponse pour chaque degré de liberté est donnée par :

Pour le degré de liberté 1 (14) :

$$x_1(t) = \phi_1 \sin(\omega t + \varphi) \quad (14)$$

Pour le degré de liberté 2 (15) :

$$x_2(t) = \phi_2 \sin(\omega t + \varphi) \quad (15)$$

Pour le degré de liberté n (16) :

$$x_n(t) = \phi_n \sin(\omega t + \varphi) \quad (16)$$

Soit d'une manière générale (17) :

$$\{x\} = \{\phi\} \sin(\omega t + \varphi) \quad (17)$$

L'accélération sera donnée par (18) :

$$\{\ddot{x}(t)\} = -\{\phi\}\omega^2 \sin(\omega t + \varphi) \quad (18)$$

Substituant le vecteur déplacement $\{x(t)\}$ et le vecteur accélération $\{\ddot{x}(t)\}$ dans l'équation de mouvement (19), on aura :

$$([k] - \omega^2[M])\{\phi\} = \{0\} \quad (19)$$

Cette équation représente un système à n équations linéaires avec n déplacements inconnus et n pulsations inconnues. En mathématique, ce problème est connu sous le nom de problème aux valeurs propres. (MENAD, 2014)

4.5. Détermination de la pulsation propre

Une solution de l'équation $([k] - \omega^2[M])\{\phi\} = \{0\}$ n'est possible que si le déterminant de la matrice $([k] - \omega^2[M])$ est nul.

$$\det|[k] - \omega^2[M]|=0 \quad (20)$$

Si on développe ce déterminant, on obtient une équation de degré n en ω^2 . La résolution de cette équation fournit les valeurs des pulsations $\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \dots < \omega_n$ relatives aux n modes de vibration possibles. La plus petite valeur de ω soit ω_1 est la pulsation fondamentale. Une pulsation d'ordre $i > 1$ est appelée pulsation d'ordre i .

Une fois on obtenus les pulsations propre on peut détermine les périodes T_i propre et les fréquences propre f_i . (PECKER, 2006)

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}; f_i = \frac{1}{T_i} \quad (21)$$

4.6. Détermination des vecteurs propres

Pour chaque pulsation ω_i , on peut déterminer un vecteur de déformations $\{\emptyset\}_j$ par la résolution de l'équation suivante :

$$([k] - \omega_j^2[M]) \{\emptyset\}_j = \{0\} \quad (22)$$

Les vecteurs $\{\emptyset\}_j$ représente une configuration de la déformée de la structure où tous les points atteignent leurs amplitudes maximales pour une pulsation correspondante, à chaque valeur propre (pulsation propre) correspond une forme d'oscillation (vecteur propre) qui caractérise une déformée de la structure. L'ensemble des valeurs propres et des formes propres est appelé « **mode propre ou normal de vibration** » (MENAD, 2014). (PECKER, 2006)

5. Formulation de l'équation de mouvement des systèmes à plusieurs degrés de liberté (SPDDL)

En réalité les structures possèdent une infinité de degrés de liberté (DDL) : possibilité de déplacement. Les DDL sont représentés par les déplacements d'un nombre finis de points de la structure appelés nœuds où sont artificiellement concentrées les masses des éléments de la structure qui sont, toutefois, réellement répartie.

Le nombre de DDL d'un système N est le nombre de composantes de déplacements et de rotations requises pour décrire convenablement le comportement dynamique de la structure. Ces composantes sont évaluées en chacun des nœuds de la structure. Dans le cas général (3DDL), nous avons six (6) DDL par nœud : 3 translations et 3 rotations.

Les inconnus du problème sont alors les translations et les rotations des masses en fonction du temps. Pour les déterminer il faut passer d'abords par la formulation des équations de mouvement des SPDDL, ceci représente l'objectif de cette première section.

On considère un oscillateur multiple pouvant se déformer par rapport à sa base qui reste fixe, et caractérisé par des matrices de rigidité, de masse et d'amortissement. (Paz, 2004)

On applique aux nœuds des forces $F_j(t)$ variables dans le temps et regroupées sous forme d'un vecteur (23) :

$$F(t) = \begin{pmatrix} f_1(t) \\ f_2(t) \\ f_j(t) \\ f_n(t) \end{pmatrix} \quad (23)$$

Pour une déformation relative x donnée, les masses sont soumises aux forces suivantes :

- les forces élastiques de rappel : $Frappel = K.X$
- les forces d'amortissement : $F \text{ amortissement} = -C.\dot{X}$
- les forces extérieures $F(t)$

L'équation du mouvement s'écrit (24) :

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t) \quad (24)$$

Dans le cas de SSDL soumis à (25) :

$$u_g = u_g \sin(\bar{\omega}t) \quad (25)$$

$$M\ddot{u}_t + C\dot{u}_t + Ku_t = P_{eff}(t) \quad (26)$$

$$P_{eff}(t) = K \times D \times u_g \quad (27)$$

D : Le vecteur donnant la direction de la sollicitation, il a pour composantes 1 dans la direction du mouvement de translation, 0 pour les autres degrés de liberté. (Paz, 2004)

u_g : déplacement relatif.

L'équation s'écrit sous la forme (28):

$$M\ddot{u}_t + C\dot{u}_t + Ku_t = K.D.u_g \sin(\bar{\omega}t) \quad (28)$$

6. Calcul de la réponse sismique temporelle par la méthode de superposition modal

6.1. Principe de la méthode

Le mouvement des SPDDL s'exprime par un système d'équations différentielles couplées. Pour les résoudre, on peut utiliser les méthodes d'intégration directe pas à pas. Par ailleurs, ces méthodes exigent un volume de calcul important (méthode laborieuse). Pour les systèmes dont le comportement est linéaire, la méthode de superposition modale est préférée du fait de sa simplicité.

Dans ce cas, la réponse est déterminée dans la base des modes propres de vibration ϕ_i ; $i = 1, \dots, N$. Cette dernière constitue une base orthogonale complète de l'espace vectoriel d'ordre N . On peut donc faire un changement de repaire pour passer des coordonnées géométriques aux coordonnées modales. (MEGNOUNIF, 1994)

Les déplacements en coordonnées géométriques $u(t)$ peuvent donc être exprimés en fonction des déplacements en coordonnées modales $q_i(t)$ sur cette base par la relation (29) :

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i(t) q_i(t) = \Phi q(t) \quad (29)$$

Où :

$q(t)$ représente le vecteur des déplacements en coordonnées modales $q_i(t)$ (30).

$$q_i(t) \rightarrow \ddot{q}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = \frac{P_i^*(t)}{M_i^*} \quad (30)$$

$$P_i^*(t) = \phi_i^T P_{eff}(t) = \phi_i^T K \cdot D \cdot u_g(t) \quad (31)$$

Utilisation l'intégrale de Duhamel pour le calcul de la réponse sismique en régime permanent (32) :

$$q_i(t) = \frac{L_i}{M_i^* \omega_i} \int_0^t u_g(t) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega_i (t-\tau)] d\tau \quad (32)$$

Avec :

$a_i = \frac{\phi_i^T D M}{\phi_i^T M \phi_i}$: Le facteur de participation modale.

$$d_i(t) = \frac{-1}{\omega a_i} \int_0^t u_g(\tau) e^{-\xi_i \omega_i (t-\tau)} \sin[\omega a_i (t-\tau)] d\tau \quad (33)$$

$d_i(t)$: Est la solution de l'équation différentielle (34) :

$$\ddot{q}_i(t) + 2\xi_i \omega_i \dot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = u_g \quad (34)$$

Donc c'est le déplacement d'un SSDDL de pulsation ω_i et d'amortissement ξ_i du à un mouvement de sol d'accélération u_g

Le déplacement modal est (35) :

$$u^{(i)}(t) = \varnothing_i q_i(t) = a_i \varnothing_i d_i(t) \quad (35)$$

Le déplacement total est (36) :

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \varnothing_i q_i(t) = \sum_{i=1}^N a_i \varnothing_i d_i(t) \quad (36)$$

La force élastique modale est (37) :

$$F_s^{(i)}(t) = K u^{(i)}(t) = K \varnothing_i q_i(t) = a_i K \varnothing_i d_i(t) = a_i \omega_i^2 M \varnothing_i d_i(t) \quad (37)$$

La force élastique totale est (38) :

$$F_s(t) = \sum_{i=1}^N \omega_i^2 M \varnothing_i d_i(t) \quad (38)$$

On peut déterminer les conditions initiales par (39):

$$q_i(0) = \frac{\varnothing_i^T M u(0)}{\varnothing_i^T M \varnothing_i}; \quad \dot{q}_i(0) = \frac{\varnothing_i^T M \dot{u}(0)}{\varnothing_i^T M \varnothing_i} \quad (39)$$

7. Vibrations forcées des systèmes à plusieurs degrés de liberté

7.1. Méthode d'analyse dynamique par superposition des modes propres de vibration (superposition modale) :

L'équation de mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté s'écrit comme suit (40) :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F(t)\} \quad (40)$$

Ce système d'équations est constitué de 'n' équations couplées, pour simplifier le problème on transforme ce système à un système d'équations découplées.

Le vecteur $\{x\}$ représente la déformée de la structure et peut être représenté par superposition des modes propres (41). (MENAD, 2014)

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F(t)\} \quad (41)$$

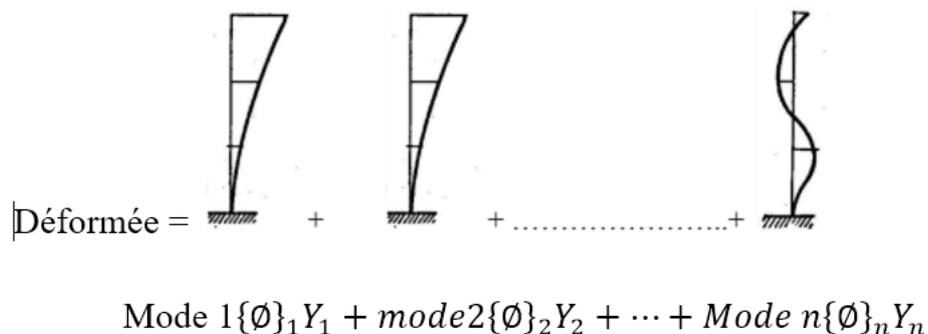


Figure 4. 8: Composition modale de la déformée d'une structure.

On aura (42) :

$$\{x\} = [\emptyset]\{Y\} \quad (42)$$

$\{x\}$: Vecteur des coordonnées (déplacements) réelles.

$\{Y\}$: Vecteur des amplitudes modales.

$[\emptyset]$: Matrice modale (une matrice carrée dont les composants sont les vecteurs propres).

La méthode de superposition modale est basée sur la condition d'orthogonalité par rapport à la matrice des masses et de rigidité qui s'écrit comme suit (43) :

$$[\emptyset]_i^T [M] [\emptyset]_j = \begin{cases} = 0 & \text{si } i \neq j \\ \neq 0 & \text{si } i = j \end{cases} \quad (43)$$

On aura (44) :

$$[\emptyset]^T [M] [\emptyset] = \begin{bmatrix} M_{p1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & M_{pn} \end{bmatrix} \quad (44)$$

$$[\emptyset]^T [K] [\emptyset] = \begin{bmatrix} K_{p1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & K_{pn} \end{bmatrix} \quad (45)$$

Avec : M_{pi} masses généralisées et K_{pi} rigidités généralisées.

Selon Rayleigh, l'amortissement peut être exprimé comme une combinaison linéaire de la matrice de masse et de la matrice de rigidité (46).

$$[C] = a[M] + b[K] \quad (46)$$

On peut exprimer la matrice d'amortissement en coordonnées généralisées comme suit (47) :

$$[C_p] = a[M_p] + b[K_p] \quad (47)$$

En multipliant l'équation $[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F(t)\}$ par le terme $[\emptyset]^T$ on aura (48):

$$[\emptyset]^T [M]\{\ddot{x}\} + [\emptyset]^T [C]\{\dot{x}\} + [\emptyset]^T K\{x\} = [\emptyset]^T \{F(t)\} \quad (48)$$

En multipliant l'équation précédente par la matrice identité $[I]$ on aura (49) :

$$[\emptyset]^T [M][I]\{\ddot{x}\} + [\emptyset]^T [C][I]\{\dot{x}\} + [\emptyset]^T K[I]\{x\} = [\emptyset]^T \{F(t)\} \quad (49)$$

$$[I] = [\emptyset][\emptyset]^{-1} \quad (50)$$

$$[\emptyset]^T [M][\emptyset][\emptyset]^{-1}\{\ddot{x}\} + [\emptyset]^T [C][\emptyset][\emptyset]^{-1}\{\dot{x}\} + [\emptyset]^T K[\emptyset][\emptyset]^{-1}\{x\} = [\emptyset]^T \{F(t)\} \quad (51)$$

On aura (52) :

$$[M_p][\emptyset]^{-1}\{\ddot{x}\} + [C_p][\emptyset]^{-1}\{\dot{x}\} + [K_p][\emptyset]^{-1}\{x\} = \{F_p(t)\} \quad (52)$$

En remplaçant l'équation $\{x\} = [\emptyset]\{Y\}$ dans l'équation dernière on aura (53) :

$$[M_p]\{\ddot{Y}\} + [C_p]\{\dot{Y}\} + [K_p]\{Y\} = \{F_p(t)\} \quad (53)$$

Ceci va nous donner un système de « n » équations en coordonnées principales « Y ». L'ième équation s'écrit (54) :

$$M_{pi}\ddot{Y}_i + C_{pi}\dot{Y}_i + K_{pi}Y_i = F_{pi} \quad (54)$$

La solution de cette équation dépendra de la nature de la charge $F_{pi}(t)$.

La réponse globale de la structure est obtenue par la superposition de tous les déplacements dus aux différents modes $\{x\} = [\emptyset]\{Y\}$. (MENAD, 2014)

7.2. Vibrations forcées non amorties

L'équation de mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté vibrations forcées non amorties s'écrit comme suit (55) : (Datta, 2010 ; Chopra, 1995)

$$[M]\ddot{u}(t) + [K]u(t) = P(t) \quad (55)$$

Avec :

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \phi(t)q_i(t) = \phi q(t) \quad (56)$$

Remplaçons $u(t)$ dans l'équation de mouvement (57) :

$$M \sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{q}_i(t) + K \sum_{i=1}^N \phi_i q_i(t) = P(t) \quad (57)$$

Pré-multiplions par : ϕ_i^T : ϕ_i^T $i = 1 \dots N$

$$\phi_i^T M \sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{q}_i(t) + \phi_i^T K \sum_{i=1}^N \phi_i q_i(t) = \phi_i^T P(t) \quad (58)$$

La propriété d'orthogonalité des modes propres comme suit (59) :

$$\phi_i^T M \phi_i \ddot{q}_i(t) + \phi_i^T K \phi_i q_i(t) = \phi_i^T P(t) \quad ; \quad i = 1 \dots N \quad (59)$$

$$M_i^* \ddot{q}_i(t) + K_i^* q_i(t) = P_i^*(t) \quad ; \quad i = 1 \dots N \quad (60)$$

Ou bien :

$$M_i^* \ddot{q}_i(t) + \omega_i^2 q_i(t) = \frac{P_i^*(t)}{M_i^*} \quad (61)$$

Avec : $\omega_i^2 = \frac{M_i^*}{K_i^*}$

$M_i^* = \phi_i^T M \phi_i$: Masse généralisée.

$K_i^* = \phi_i^T K \phi_i$: Rigidité généralisée.

$P_i^*(t) = \phi_i^T P(t)$: Force généralisée.

- L'utilisation de la base modale a permis de transformer le système d'équations différentielles couplées exprimés en fonction des coordonnées géométriques $u(t)$ en système de N équations différentielles découplée exprimées en coordonnées modales $q(t)$.

- L'équation de mouvement pour chaque mode i n'est autre que **l'équation de mouvement non amorti d'un SDDL** de masse M_i^* et de rigidité K_i^* soumis à un chargement $P_i^*(t)$.
- La solution $q_i(t)$ peut être obtenue par les techniques exposées précédemment pour la résolution des SSDDL (Méthodes Analytiques, Intégrale de Duhamel, Transformée de Fourier et Méthode Temporelle pas à pas). (Datta, 2010 ; Chopra, 1995)

7.3. Vibration forcée amortie

L'équation de mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté vibrations forcées amorties s'écrit comme suit (62) : (Chopra, 1995)

$$[M]\ddot{u}(t) + [C]\dot{u} + [K]u(t) = P(t) \quad (62)$$

Par superposition modale on a (63) :

$$u(t) = \sum_{i=1}^N \phi(t)q_i(t) = \phi q(t) \quad (63)$$

Remplaçons $u(t)$ dans l'équation de mouvement (64) :

$$M \sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{q}_i(t) + C \sum_{i=1}^N \phi_i \dot{q}_i(t) + K \sum_{i=1}^N \phi_i q_i(t) = P(t) \quad (64)$$

Pré-multiplions par ϕ_i^T : $\phi_i^T \quad i = 1 \dots N$

$$\phi_i^T M \sum_{i=1}^N \phi_i \ddot{q}_i(t) + \phi_i^T C \sum_{i=1}^N \phi_i \dot{q}_i(t) + \phi_i^T K \sum_{i=1}^N \phi_i q_i(t) = \phi_i^T P(t) \quad (65)$$

Utilisons la propriété d'orthogonalité des modes propres par rapport aux matrices K et M on a (66) :

$$M_i^* \ddot{q}_i(t) + \phi_i^T C \sum_{i=1}^N \phi_i \dot{q}_i(t) + K_i^* q_i(t) = P_i^*(t) ; \quad i = 1 \dots N \quad (66)$$

$\phi_i^T C \sum_{i=1}^N \phi_i \dot{q}_i(t)$: Systèmes d'équations couplées (Sauf si les modes propres sont orthogonaux par rapport à la matrice C (67), le cas d'un système à amortissement classique. Dans ce cas on a les mêmes modes propres qu'un système non amortie). (Chopra, 1995)

$$\phi_i^T C \phi_j = 0 \quad \text{Si } i \neq j \quad (67)$$

L'équation de mouvement est un système de N équations différentielles découplées (68) :

$$M_i^* \ddot{q}_i(t) + C_i^* \dot{q}_i(t) + K_i^* q_i(t) = P_i^*(t) ; \quad i = 1 \dots N \quad (68)$$

Avec :

$$C_i^* = \phi_i^T C \phi_i \text{ (Amortissement généralisé).}$$

8. Conclusion

Ce chapitre consacré à la détermination des caractéristiques dynamiques des structures revêt une importance cruciale dans le processus de conception, de construction et d'analyse des bâtiments et autres ouvrages soumis à des charges dynamiques.

Les paramètres dynamiques tels que la période fondamentale et la fréquence doivent être évalués expérimentalement et peuvent être vérifiés numériquement.

La formulation des équations d'équilibre en dynamique des structures a été présentée. Sur la base de cette formulation, les caractéristiques dynamiques des structures peuvent être élaboré analytiquement.

Nous avons exposé un essai de vibration forcée harmonique. Cet essai peut être réalisé au moyen d'une table vibrante, ce qui sera exploré en détail dans le chapitre suivant.

Chapitre 05 :

**Détermination expérimentale des
caractéristiques dynamiques des structures
à travers la table vibrante RISAM.**

1. Introduction

L'identification des caractéristiques dynamiques des structures est un aspect crucial dans le domaine de l'industrie et de l'ingénierie. Ces caractéristiques permettent de prédire le comportement dynamique d'une structure face à différentes sollicitations telles que les séismes, les vents forts ou autres types de charges dynamiques.

La mesure expérimentale est une méthode couramment utilisée pour caractériser les paramètres dynamiques des structures. Les essais sur tables vibrantes, en utilisant des modèles réduits, représentent un outil précieux pour réaliser de telles mesures expérimentales avec simulation des conditions de fonctionnement réelles des structures par des vibrations reproduisant les sollicitations réelles.

Ce chapitre présente une étude expérimentale sur la mesure des caractéristiques dynamiques d'un modèle réduit d'un système à trois degrés de liberté (3DDL) par le biais de la table vibrante de RISAM.

Dans cette partie on commence par la présentation du modèle réduit (spécimen) utilisé dans cette étude. Ensuite, les fréquences propres de ce modèle ont été déterminées expérimentalement en utilisant la technique du bruit blanc. Après, des mesures en accélérations temporelles sous mouvements harmoniques ont été réalisées.

2. Présentation du spécimen

2.1. Caractéristiques géométriques

Le spécimen utilisé est fabriqué en acier. C'est un portique à trois niveaux représentant un système à 3 degrés de liberté. Son schéma est donné par la figure 5.1 et ses dimensions géométriques sont résumés dans les tableaux 5.1 et 5.2.

La hauteur totale du spécimen est de 149.4 cm. les sections des poteaux du portique donnent une rigidité importante au portique dans le sens transversal par rapport au sens longitudinal qui est le sens de l'application du signal de la table. Ceci permet de bien simuler un modèle à 3DDL, les déplacements longitudinaux des trois poutres. De plus, ces dernières sont fabriquées par des plaques d'acier d'épaisseur importante par à celles utilisées pour les poteaux, ceci leurs donne la caractéristique infiniment rigidité par rapport aux poteaux et assure une modélisation adéquate du système à 3DDL.

Le spécimen est fixé par soudage sur une plaque en acier simulant l'encastrement des appuis. Cette plaque est de dimensions : 87.1 cm en longueur, 49.6 cm en largeur et d'épaisseur égale à λ . La plaque comporte 18 trous de diamètre de 11 mm permettant la fixation du spécimen sur la table vibrante à l'aide des boulons de diamètre de 7.65mm. Cette plaque permet une fixation solide et sécurisée du spécimen sur la table. D'autre part, elle assure la transmission uniforme du mouvement dynamique de la table au spécimen.

En outre, afin de bien schématiser l'encastrement poutres – poteaux, des plaques de renfort sont utilisées. La figure 5.2 montre une photo du spécimen.

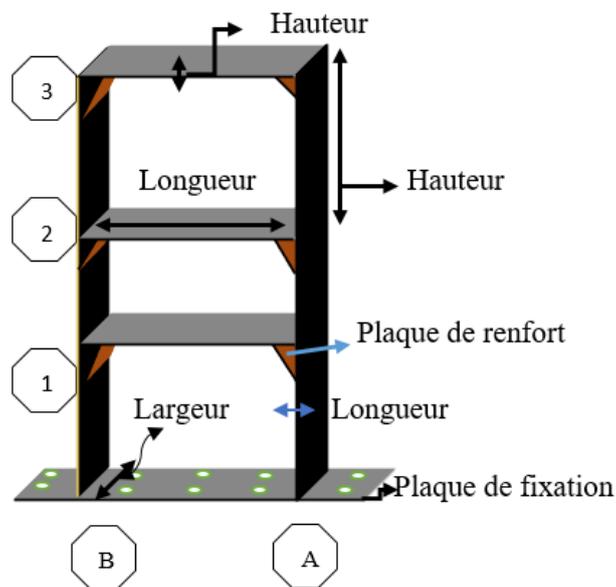


Figure 5. 1: schéma du spécimen.

	Hauteur (cm)	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)
A1	49.7	81.2	3.15
A2	50	82.6	3.00
A3	49.7	81.95	3.55
B1	49.7	80.4	3.00
B2	50	81.1	3.1
B3	49.7	80.5	3.00

Tableau 5. 1: Les dimensions des poteaux.

	Longueur (cm)	Largeur (mm)	Épaisseur (mm)
Poutre 1	50	80.6	8.6
Poutre 2	50	80.1	8.25
Poutre 3	50	80.1	8.3

Tableau 5. 2: Les dimensions des poutres.



Figure 5. 2: Portique en acier a un système de trois degrés de liberté.

2.1.1. Masse volumique

Il est nécessaire de calculer la masse volumique pour déterminer la masse du spécimen, donc pour l'obtenir on a pris un échantillon du même matériau de spécimen que nous avons utilisé.

Les mesures de ses dimensions ont été prises au niveau du laboratoire de matériaux de construction de la faculté de technologie à l'aide d'un pied à coulisse. Par la suite, nous avons procédé à la pesée de l'échantillon à l'aide d'une balance de précision élevée, ainsi on a obtenu la masse de cet échantillon en Kg. Nous avons obtenu la masse et le volume après on a calculé la masse volumique sur cette base : La masse volumique = La masse / Le volume.

Le tableau suivant montre les dimensions de l'échantillon et la masse volumique obtenue



Figure 5. 3: Photo de l'échantillon.

	Pièce
Longueur (mm)	460
Largeur (mm)	80
Hauteur (mm)	8,35
Masse mesurée (Kg)	2,41
Masse volumique (Kg/m ³)	7866.33322

Tableau 5. 3 : Les dimensions, la masse et la masse volumique de l'échantillon.

3. Objectifs de l'étude expérimentale

Les objectifs du travail expérimental à atteindre peuvent être résumés par les points suivants :

- Comprendre le concept de la table vibrante et son mode de fonctionnement, il s'agit de saisir comment la table vibrante est utilisée pour générer des vibrations contrôlées.
- Appliquer un déplacement harmonique au modèle réduit afin d'analyser son comportement dynamique.

- Réaliser des mesures par l'accéléromètre ce qui permet d'obtenir des données précises sur le comportement vibratoire du modèle réduit.
- Extraction des fréquences propres du spécimen à partir de la technique du bruit blanc.
- Savoir traiter les données expérimentales pour en déduire les caractéristiques dynamiques du spécimen.
- Présenter un outil détaillé permettant de partager les connaissances acquises et de faciliter la compréhension du processus de détermination des caractéristiques dynamiques d'un modèle réduit.

4. Outils utilisés

Les essais expérimentaux réalisés nécessitent le matériel suivant :

- La table vibrante de RISAM.
- Le modèle réduit du portique présenté en.
- Appareil de mesure des vibrations : dans notre cas on a utilisé un accéléromètre de type Setra 141. Plus de détails sur cet appareil de mesure sont présentés dans l'annexe 1.
- Logiciel d'application du signal harmonique MTS 793.
- Logiciel de récupération des résultats du signal harmonique MTS 793.
- Logiciel d'application du bruit blanc STEX Pro.
- Logiciel de récupération des résultats obtenus sous bruit blanc STEX Pro.

5. Estimation des fréquences propres

5.1. Technique du bruit blanc

Le bruit blanc est un signal aléatoire qui contient toutes les fréquences à la même amplitude, ce qui le rend utile pour exciter de manière aléatoire la structure. En utilisant le signal de bruit blanc comme source d'excitation, on peut stimuler la structure sur une large gamme de fréquences.

On applique le signal de type bruit blanc au spécimen à 3ddl à l'aide de la table vibrante sur une durée de temps suffisante et avec une amplitude faible pour ne pas endommager le spécimen. L'essai consiste à faire un balayage en passant par toutes les fréquences jugées importantes pour la structure à étudier.

Par la suite, des mesures d'évolution temporelle d'accélération seront effectuées au niveau du 3^{ème} étage du portique. L'analyse fréquentielle des résultats obtenus sera effectuée en utilisant la technique de la transformée de Fourier rapide (Fast Fourier Transform FFT). Ce qui permettra d'obtenir le spectre de fréquence de la réponse de la structure. En identifiant les pics dans ce spectre, les fréquences propres du spécimen sont déduites directement. Nous sommes en mesure donc de déterminer des informations cruciales sur le comportement de la structure en question.

5.1.1. Mode opératoire de mesure des fréquences propres

Dans cette étude, le signal du bruit blanc est appliqué au spécimen à travers la table vibrante par le logiciel STEX Pro. C'est l'outil à utiliser pour la réalisation des essais de qualifications et de simulations sismiques sur la table vibrante uni axiale de RISAM. Il permet la création des différents types de signaux d'excitation ainsi que l'acquisition, le traitement et le stockage des données. Il peut également être associé avec le contrôleur MTS 793 pour le contrôle et la compensation de la table. Avec son interface graphique, STEX- Pro est considéré comme la source primaire de l'excitation lors des tests effectués sur la table vibrante.

Les étapes de l'essai d'estimation des fréquences propres, qu'on a réalisé dans ce projet de fin d'étude sont les suivantes :

1. Ouvrir l'application station Manager MTS793, en suite créer ou ouvrir un fichier de contrôle (figure 5.3), dans le quel régler les paramètres de contrôle et enregistrer. La fenêtre du fichier de contrôle concerné doit rester ouverte pendant le test. La fenêtre ouverte c'est la fenêtre active. La figure 5.4 montre un exemple d'une fenêtre de MTS793 ouverte. A travers laquelle on peut effectuer le démarrage de l'HPU en haute et basse fréquence (voir encadrement en rouge).

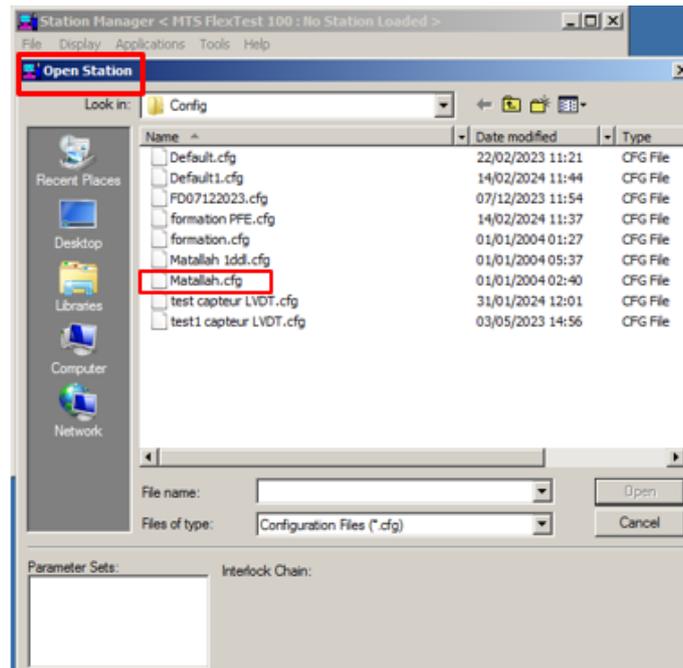


Figure 5. 4: Ouvrir de fichier de contrôle.

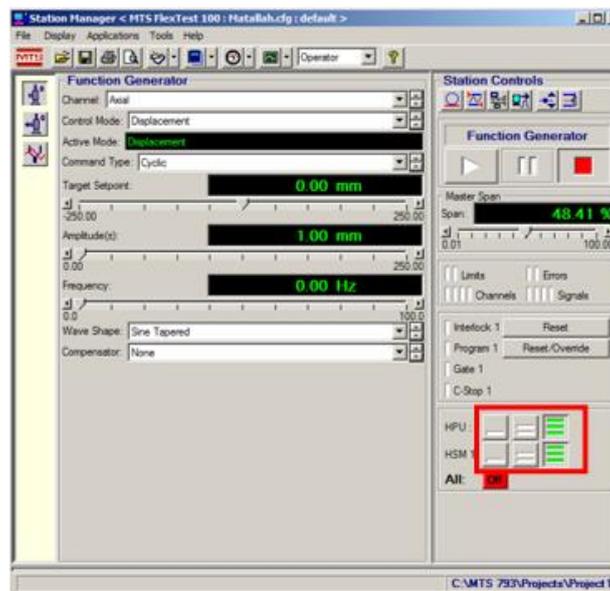


Figure 5. 5: Fenêtre ouverte de MTS793.

2. Ouvrir le logiciel STEX Pro et créer un nouveau projet (Figure 5.5)

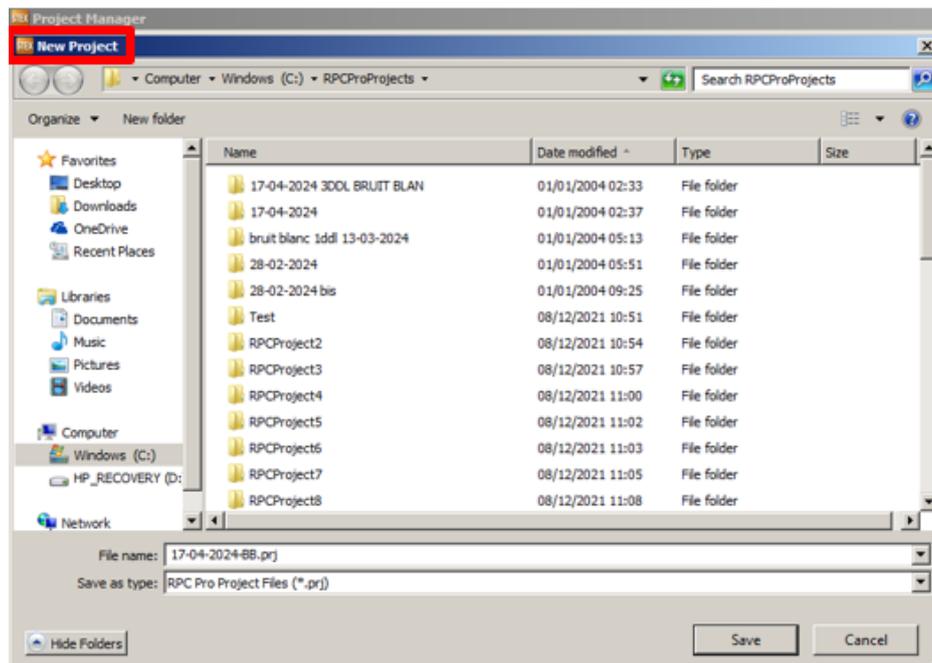


Figure 5. 6: Création d'un nouveau projet via STEX Pro.

3. Dans la barre des tâches de gauche de la fenêtre du gestionnaire du projet STEX Pro, cliquez sur l'application Setup et créer un nouveau setup, Cocher la case Attach to controller pour attacher le projet au contrôleur crée par MTS 793, puis cliquez sur Next (Figure 5.6).

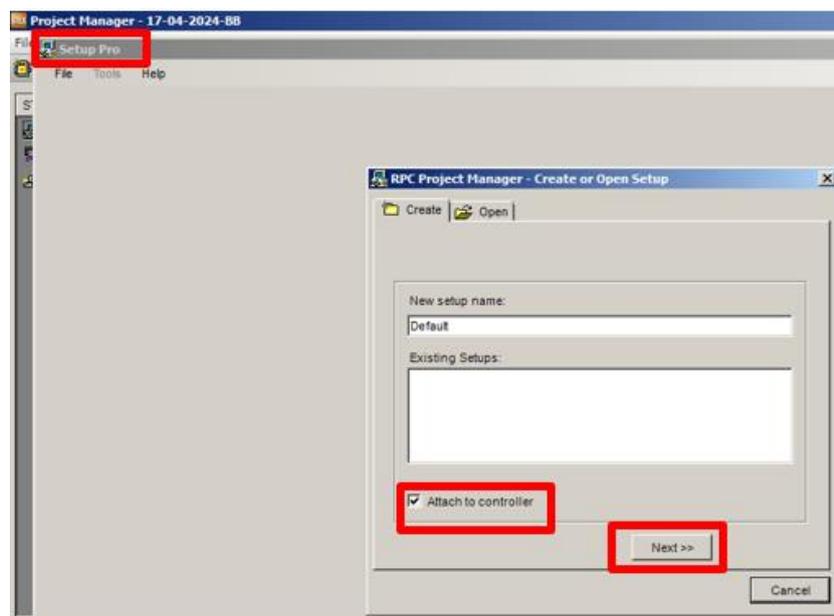


Figure 5. 7: Attachement du setup au contrôleur.

4. Sélectionnez le nom du contrôleur, puis cliquez sur Finish (Figure 5.7).

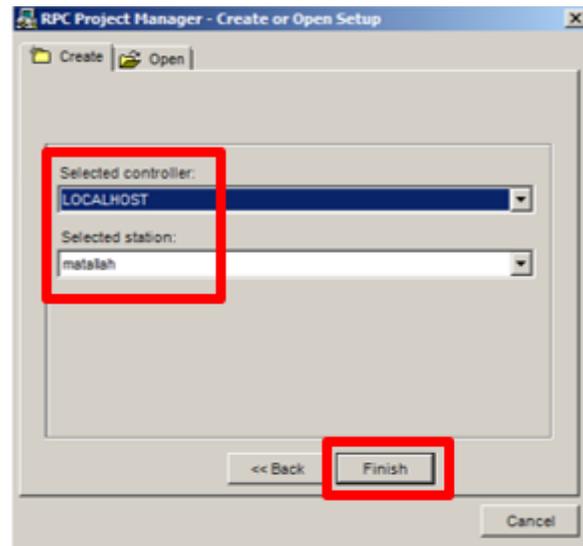


Figure 5. 8: Sélection du contrôleur.

5. Dans la fenêtre qui s'ouvre-t-on définit la configuration du test. Cette fenêtre comporte les données fréquentielles qui doivent être vérifiées par la suite. On introduit ici également à travers Station Drive les données du signal d'input (nommé Drive), qui est par défaut un déplacement axial. C'est le déplacement qui va être envoyé à la servovalve. La station canal (Station Channel) nommée axial a été déjà créé via l'application Station Manager de MTS 793 (Figure 5.8).

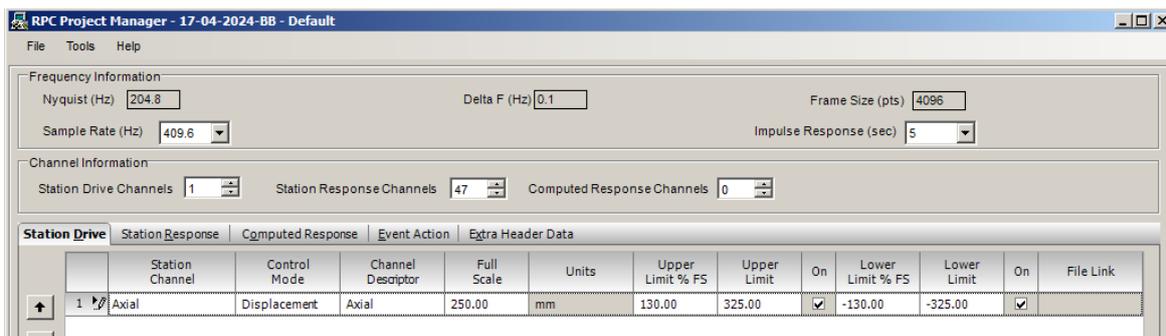


Figure 5. 9: Configuration de Station Drive.

6. Dans la même fenêtre, cliquer sur Station Response (Figure 5.9) pour définir les canaux de sortie parmi les 47 disponibles. Dans ce cas c'est affiché 4 réponses, le déplacement axial de la table, l'accélération de la table, l'accélération mesurée par l'accéléromètre et le capteur LVDT capteur de mesure de déplacement.

7. Après avoir choisir Drive et Response, enregistrer et fermer la fenêtre.

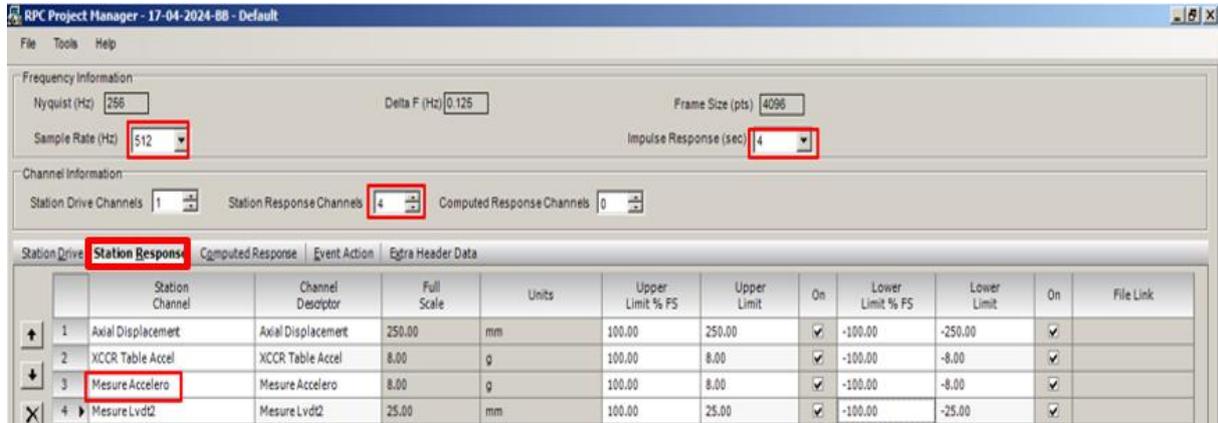


Figure 5. 10 : Configuration des canaux de sortie.

8. Dans la barre des tâches de gauche de la fenêtre du gestionnaire de projet STEX Pro, cliquez sur l'application Model et créer un nouveau Model, un nouveau workspace. Spécifier le nom de l'espace de travail et cliquer sur Next (Figure 5.10).

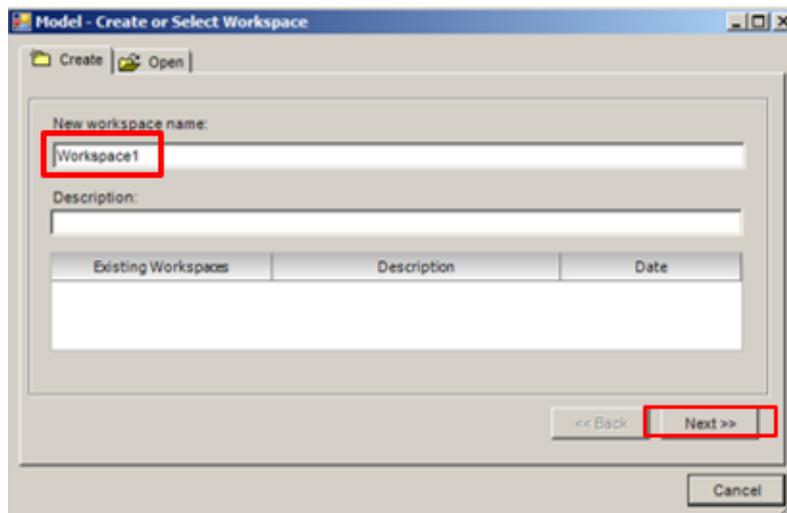


Figure 5. 11: Création d'un Model.

9. Sélectionner le setup correspondant et cliquer sur Finish. (Figure 5.11)

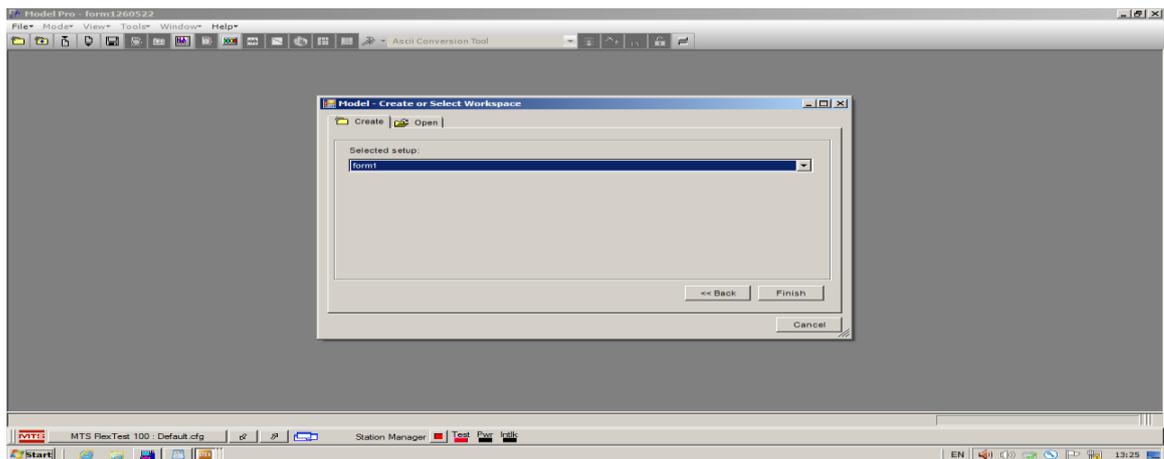


Figure 5.12 : Sélection du setup correspondant.

10. Dans la fenêtre qui s'ouvre, spécifier le mode Sequential Excitation.

11. Le Drive, qui est dans ce cas un bruit blanc, est identifié par une fonction de transfert.

On commence par introduire les paramètres de la forme (Drive Shape). Les fréquences considérées sont comprises entre 0 et 50hz. En outre, les données fréquentielles doivent être compatibles avec celles du Setup. L'accès direct au Setup peut être fait en cliquant sur le dossier actif du Setup, celui qui contient un point rouge, par le bouton droit et cliquer sur Edit. On fait les changements si c'est nécessaire dans Setup. Dans ce cas les données sont compatibles.

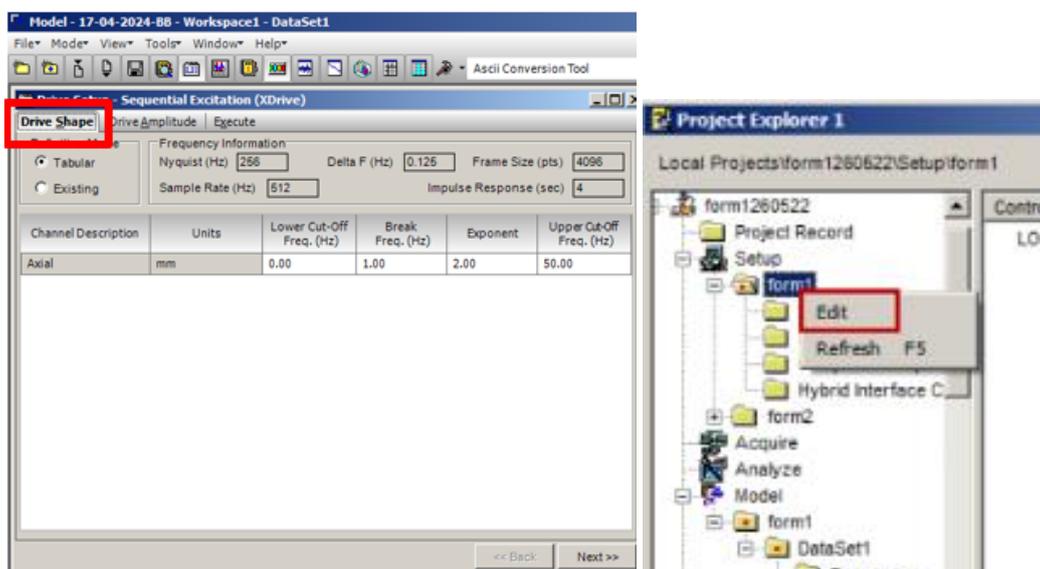


Figure 5.13: Introduction des données de Drive Shape.

12. Spécifier les paramètres d'amplitude de la fonction de transfert (Drive Amplitude). Le paramètre 3 Sigma signifie l'amplitude maximale, elle est donnée en % ou en mm. Comme l'amplitude doit être faible pour ne pas endommager le spécimen on a pris une amplitude de 1.5mm. Cette valeur est équivalente à une accélération maximale de 0.05g en considérant une fréquence proche de celle de la résonance.

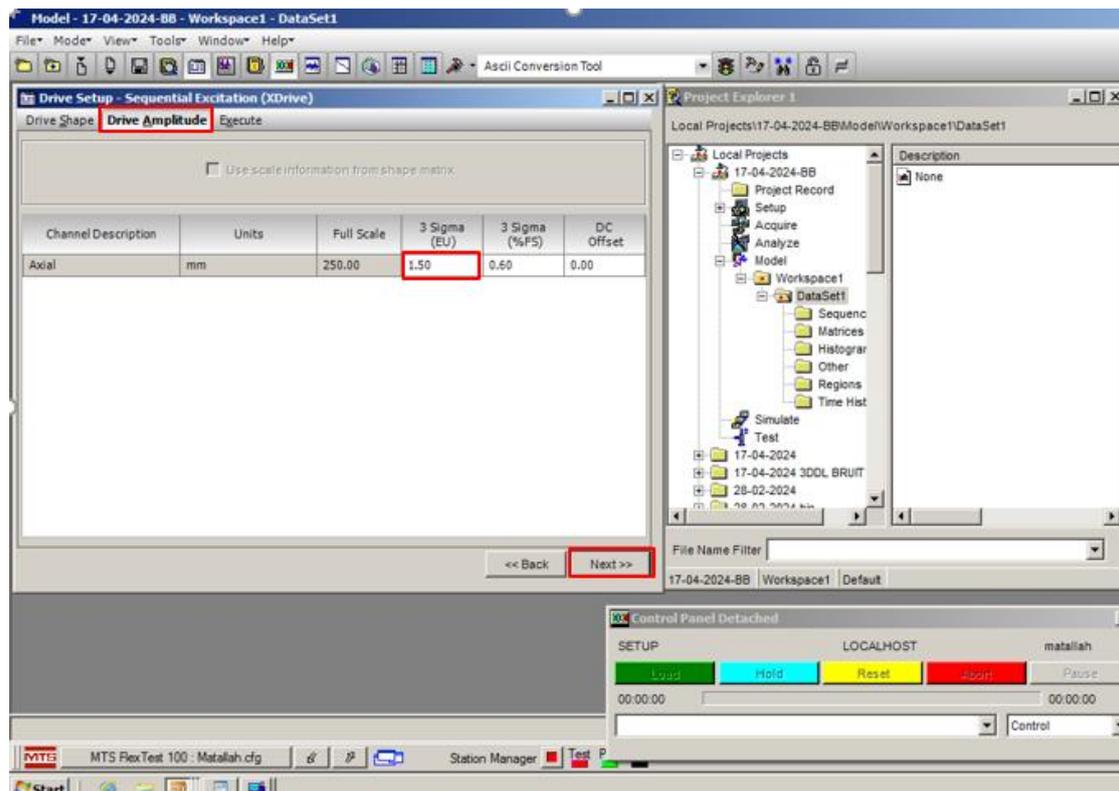


Figure 5. 14 : Introduction de l'amplitude du Drive (Bruit blanc).

13. Cliquer sur Execute, puis sur Generate Drive pour créer le bruit blanc : le Drive (Figure 5.13).
14. Le fichier Drive est créé, dans ce cas il est nommé seqx_drv, automatiquement il se trouve dans le dossier Time History du Model correspondant au projet du test. Par une double clique on peut l'afficher.
15. Cliquer sur Control Panel Detached puis charger le Drive en cliquant sur Load (Figure5.13).

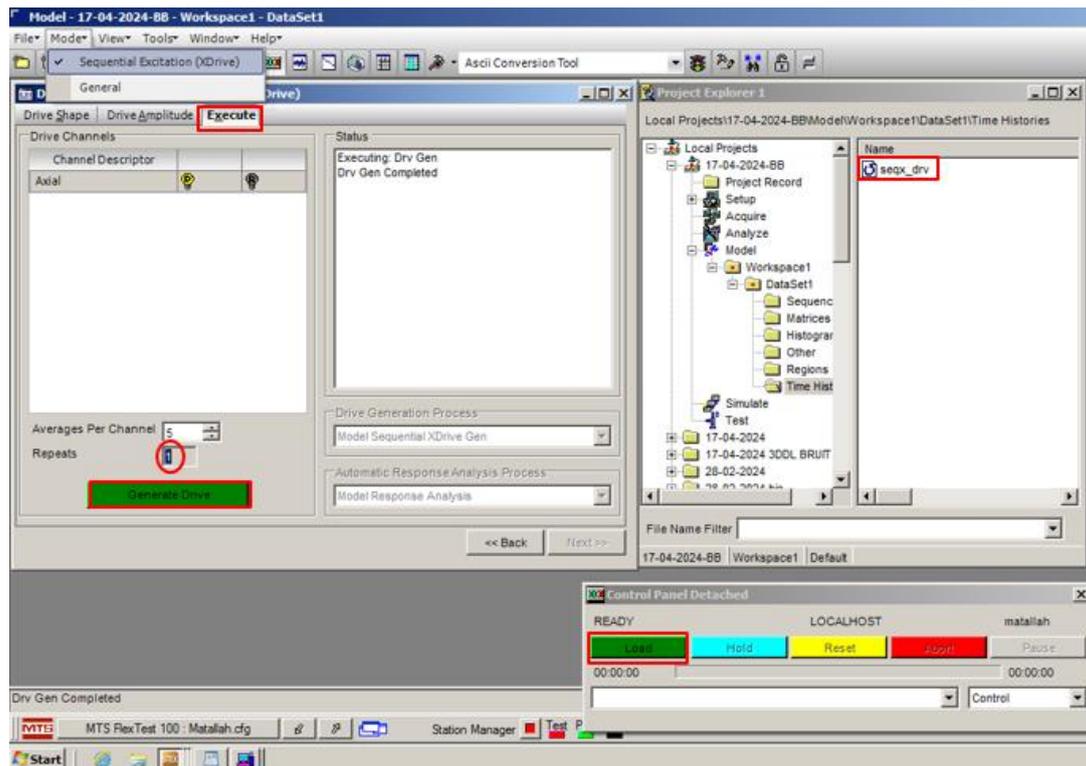


Figure 5. 15 : Génération du drive.

16. Envoyer le déplacement crée (Drive) à la table (Figure 5.14) en cliquant sur Run. On obtient un fichier Response nommé seqx_rsp qu'on peut l'afficher par double-clic. Le fichier response comporte l'accélération mesurée en 3eme niveau du portique. Son évolution temporelle est donnée par la figure 5.15.

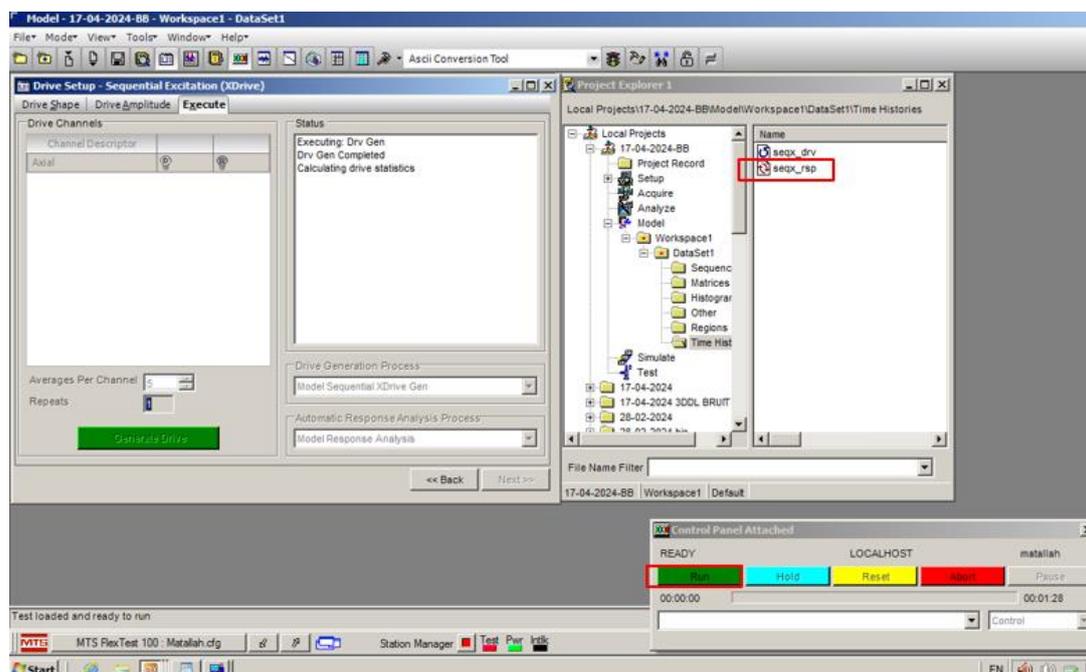


Figure 5. 16 : Envoi du Drive à la table vibrante et création du fichier Response.

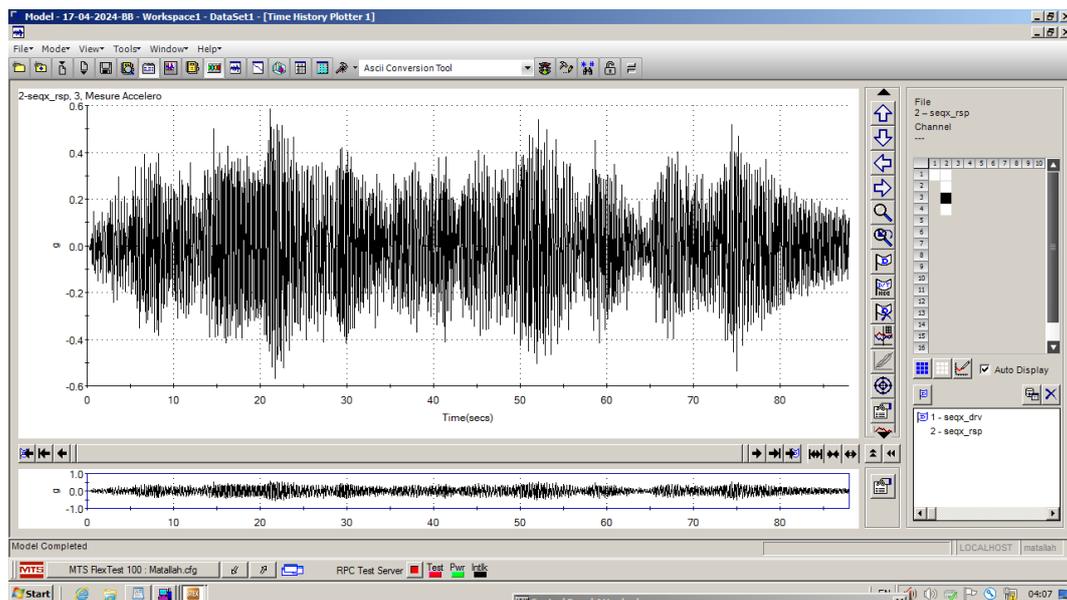


Figure 5. 17 : Accélération temporelle mesurée en niveau 3 du portique sous l’excitation du bruit blanc.

5.1.2. Traitement des résultats sous bruit blanc

La transformée de Fourier est un outil mathématique essentiel en ingénierie et en physique. Elle est utilisée pour décomposer une fonction du temps (ou de l’espace) en ses fréquences constitutives. Cela permet d’analyser les différentes fréquences présentes dans un signal temporel ou spatial. Le spectre de fréquence obtenu par cette transformation montre l’amplitude des différentes fréquences composant le signal original.

Elle peut être réalisée en utilisant différentes méthodes, telles que la transformée de Fourier discrète (DFT) ou la transformée de Fourier rapide (FFT). Ces techniques sont largement utilisées en traitement du signal, en analyse spectrale et dans de nombreux autres domaines.

Dans cette étude, les résultats en accélération enregistrés sont analysés à l’aide de la techniques FFT en utilisant le logiciel Matlab. En conséquence, on obtient le spectre de fréquence des réponses de la structure montrée par la figure 5.16. Sur laquelle, on observe les pics de fréquences les plus prononcés. Ces pics correspondent aux fréquences propres du spécimen.

On trouve que les trois premières fréquences propres du spécimen identifiées expérimentalement sont égales respectivement à : 3.045 Hz, 8.636 Hz et 12.761Hz.

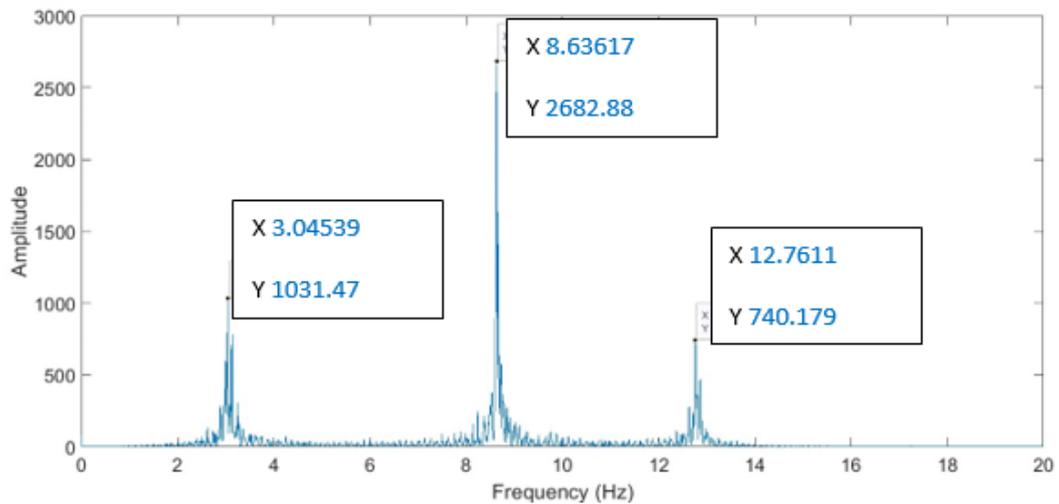


Figure 5. 18 : La transformée de Fourier de l'accélération mesurée en niveau 3 sous bruit blanc.

6. Mesure de l'accélération temporelle sous signal harmonique

6.1. Mode opératoire

Dans cette partie on s'intéresse à mesurer l'accélération temporelle en chaque niveau du spécimen, pour cela un signal harmonique a été appliqué à travers la table vibrante de RISAM

Les différentes étapes de réalisation des essais expérimentaux dans cette partie du présent travail sont données par les points suivants :

1. On fixe le modèle réduit sur la table vibrante RISAM avec les fixations appropriées, pour garantir une excitation uniforme dans la direction de vibration de la table, le modèle doit être correctement aligné avec les axes de la table.



Figure 5. 19 : spécimen fixé sur la table vibrante.

2. Génération du mouvement sinusoïdal en déplacement de la table à l'aide du logiciel MTS793. L'amplitude et la fréquence doivent être réglées de manière à introduire un mouvement appréciable au modèle réduit tout en évitant de l'endommager. La fréquence ne doit pas être proche de la fréquence de résonance. Le déplacement du modèle réduit ne doit pas dépasser la limite admissible.

En respectant ces conditions le signal harmonique imposé est :

$$u_g = u_{g0} \sin \bar{\omega} t$$

Où $\bar{\omega}$: correspond à la fréquence $\bar{f} = 1 \text{ Hz}$. Afin d'éviter le phénomène de résonance cette fréquence est choisie loin de la fréquence fondamentale du spécimen estimée expérimentalement en § 1.5.3 $f = 3.045 \text{ Hz}$.

Dans cet essai on applique un signal d'amplitude en accélération $\ddot{u}_{g0}(t) = 0.15g$. Le déplacement est alors donné par la relation de $u_{g0} = \frac{\ddot{u}_g(t)}{\bar{\omega}^2}$, on trouve $u_{g0} = 0.0373m$.

3. Pour s'assurer des mesures on fixe l'accéléromètre en premier lieu sur la table (figure 5.18). L'accélération mesurée sur la table doit être comparée avec l'accélération de la table mesurée par un accéléromètre intégré dans la table et configuré comme sortie dans le logiciel MTS793.

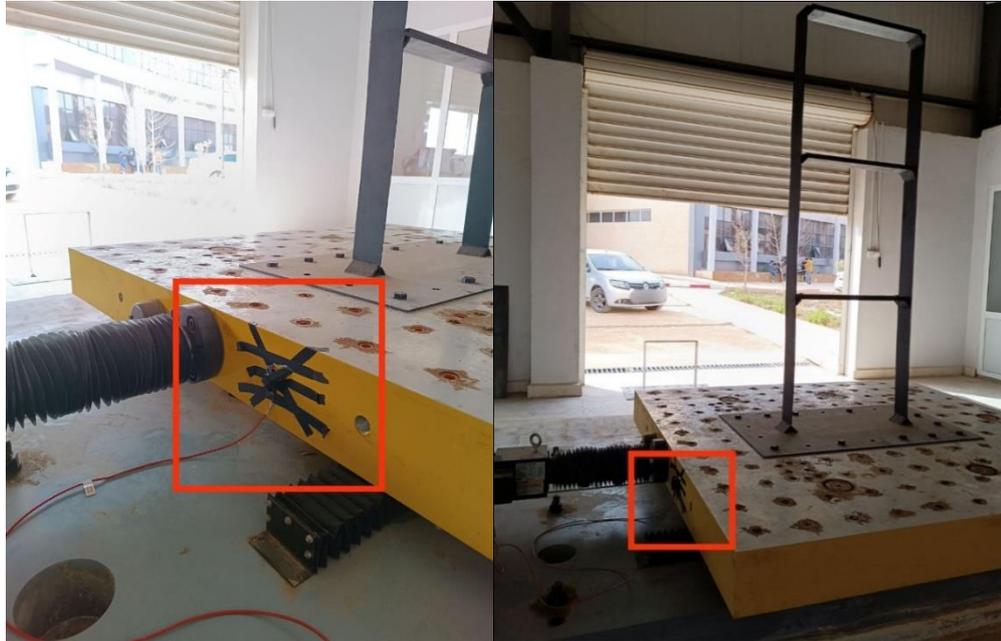


Figure 5. 20 : L'accéléromètre fixé à la table vibrante.

4. Par la suite, on fixe l'accéléromètre sur le point le plus haut de chaque niveau du modèle réduit. On le place alors au niveau 3 après niveau 2 et en fin dans le 1^{er} niveau comme le montrent les figures 5.19, 5.20 et 5.21 respectivement. On note que pour récupérer les vibrations en termes d'accélération on doit configurer la sortie correspondante dans le logiciel MTS793.



Figure 5. 21 : Accéléromètre fixé au niveau 3 du portique.



Figure 5. 22 : Accéléromètre fixé au niveau 2 du portique.



Figure 5. 23 : Accéléromètre fixé au niveau 1 du portique.

6.1.1. Traitement des résultats

La figure 5.22 représente la variation du déplacement imposé (envoyé) à la table en fonction du temps ainsi que le déplacement de command. On voit clairement que les deux variations sont semblables, ce qui prouve que les conditions des paramètres de contrôles sont bien vérifiées.

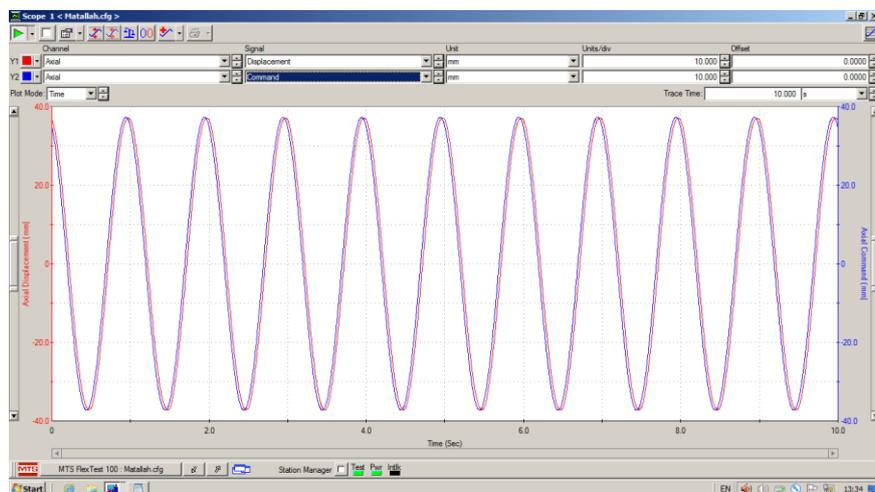


Figure 5. 24 : Variation du déplacement imposé à la table $u_{g0}=37.3\text{mm}$ $f= 1\text{ Hz}$.

La figure 5.23 représente la variation en fonction du temps de l'accélération mesurée par l'accéléromètre intégrée dans la table et l'accéléromètre externe fixé. On peut constater que les deux courbes sont similaires. Ce résultat démontre la fiabilité de l'accéléromètre et sa capacité à réaliser des mesures précises.

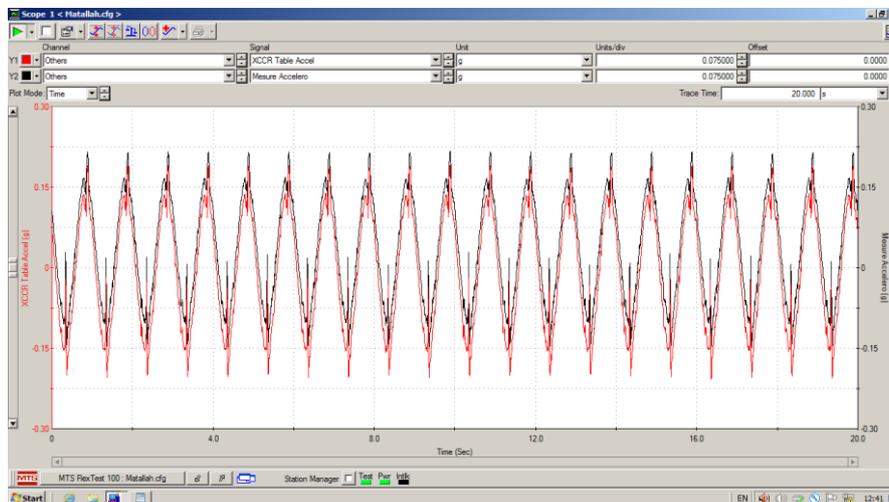


Figure 5. 25 : Variation des accélérations mesurées par accéléromètre intégré et accéléromètre externe $u_0=37.3\text{mm}$ $f= 1 \text{ Hz}$.

Les figures 5.24, 5.25 et 5.26 montrent les variations en fonction du temps des accélérations mesurées aux trois niveaux et l'accélération de la table. A partir de ces figures on observe que les accélérations les plus importantes sont mesurées en 3^{ème} niveau et les moins importantes sont celles du niveau 1. Ce qui est logique.

On constate également à travers ces figures, que les périodes des accélérations mesurées sont identiques à la période du déplacement imposé, ce qui montre la fiabilité des résultats.

Par ailleurs, on note que les accélérations maximales mesurées pour les trois niveaux sont les suivantes :

Niveau 3 : 2.036 m/s^2 ou bien $0.207g$.

Niveau 2 : 1.726 m/s^2 ou bien $0.176g$.

Niveau 1 : 1.157 m/s^2 ou bien $0.118g$.

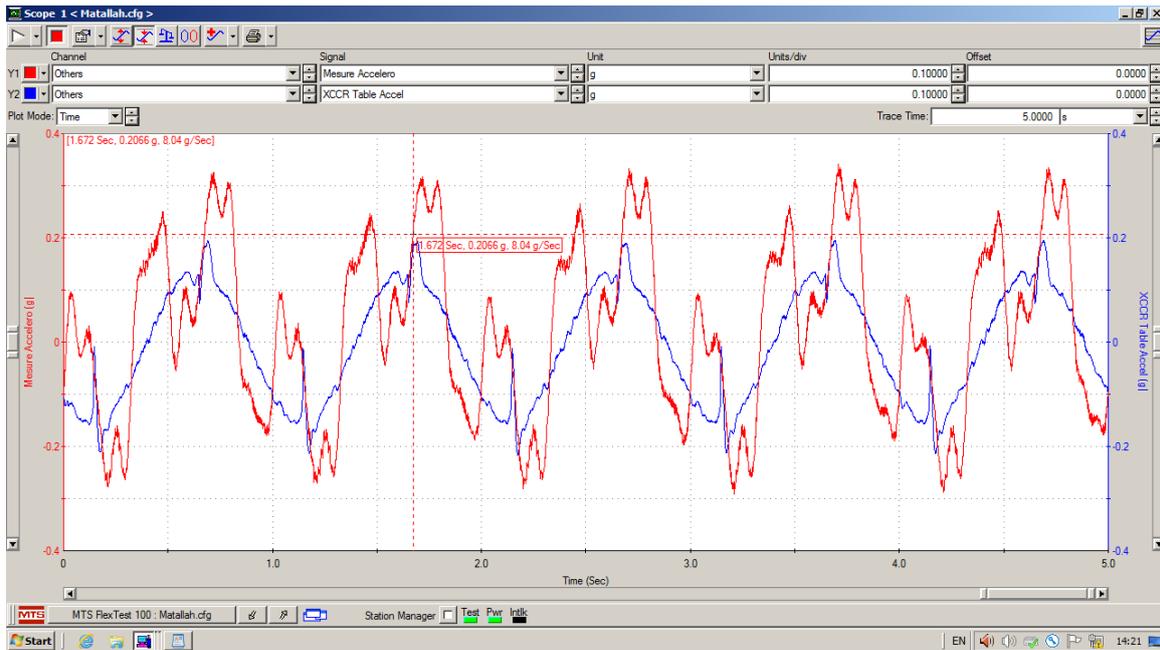


Figure 5. 26 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table, niveau 3(0.207g.).

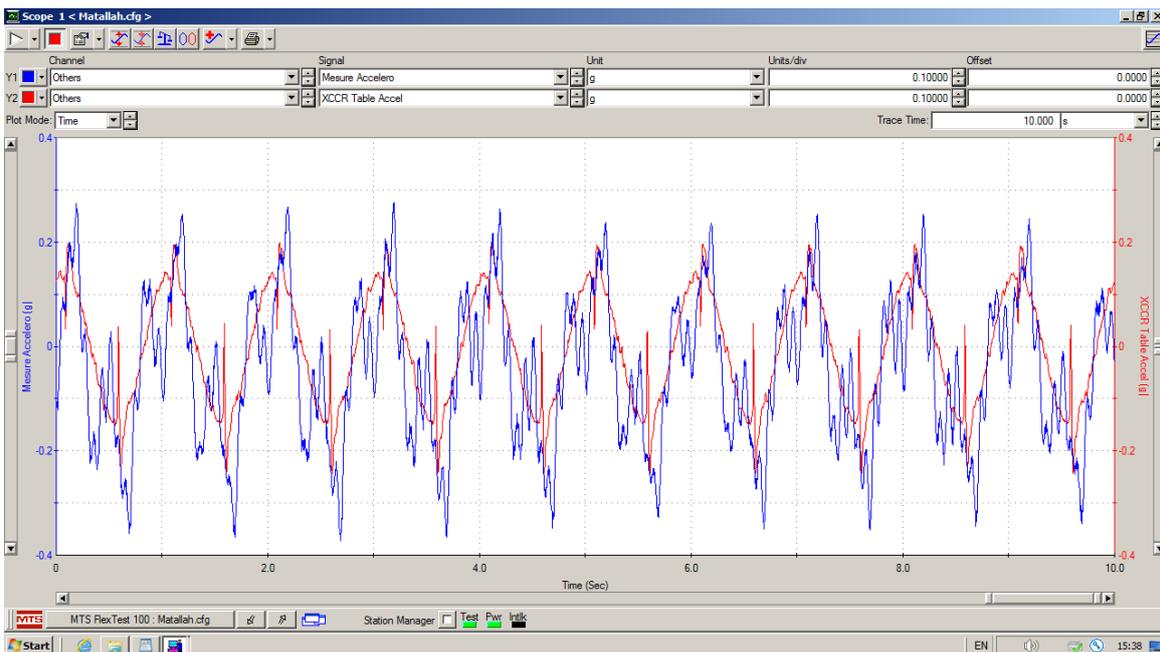


Figure 5. 27 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table, niveau 2(0.176g.).

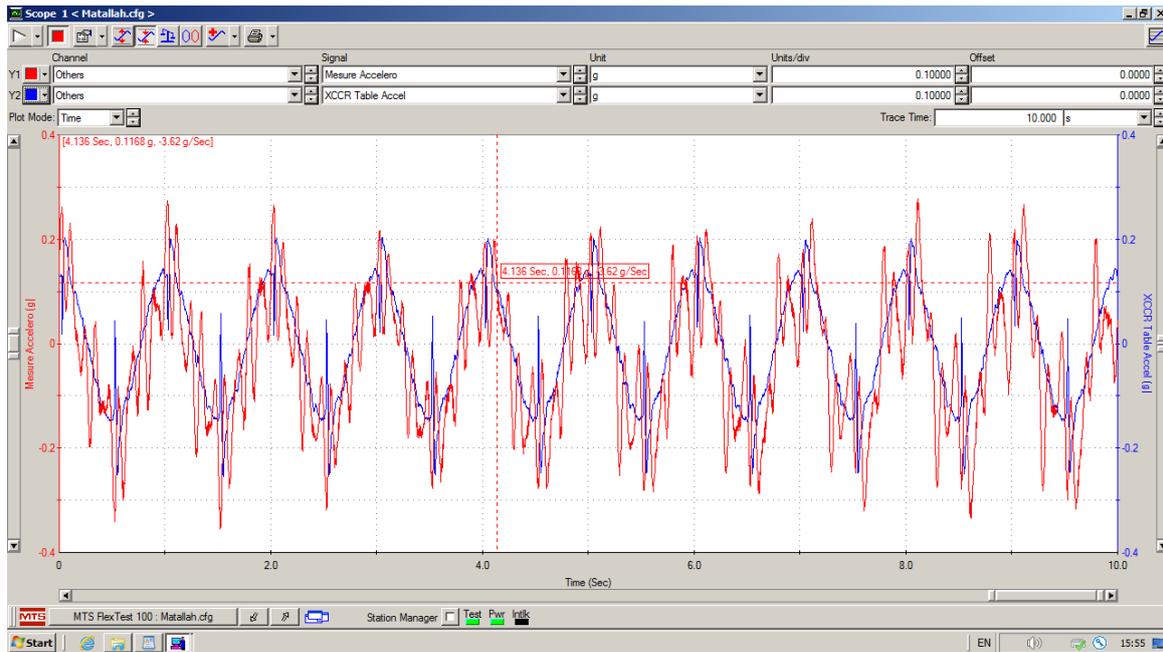


Figure 5. 28 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table, niveau 1(0.118g.).

7. Conclusion

Dans ce chapitre la table vibrante de RISAM a été utilisée on premier lieu pour l'estimation des trois fréquences propres du spécimen à 3DDL. Ceci à travers la technique du bruit blanc. Par la suite, des mesures des accélérations temporelles sous mouvements harmoniques ont été effectuées au niveau des trois niveaux du spécimen. Par ailleurs, ces mesures expérimentales doivent être vérifiées.

Nous aborderons alors la question suivante, ces mesures expérimentales sont-elles fiables et précises ? Ceci nécessite une étude comparative avec les calculs analytiques et numériques. Ce qui représente l'objectif du chapitre suivant.

Chapitre 6 :

Validations et comparaison des résultats

1. Introductions

Dans ce chapitre, les caractéristiques dynamiques du spécimen, fréquence et réponse en accélération seront calculées analytiquement et numériquement à l'aide du logiciel Sap2000. L'objectif de cette démarche est de faire une comparaison avec les résultats expérimentaux présentés en chapitre précédent. En utilisant de telles comparaisons on peut mieux comprendre le comportement dynamique du spécimen. Cette approche permet d'affiner les modèles et de mieux prédire le comportement des structures dans des situations variées.

2. Calcul des caractéristiques du spécimen

2.1. Caractéristiques massiques

Afin d'effectuer le calcul analytique du spécimen, ce dernier est modélisé par un modèle à 3 masses concentrées au niveau des poutres.

Pour déterminer les masses des plancher de spécimen, d'abord il faut calculer les volumes. Sachant que le $Volume = Longueur \times Largeur \times Epaisseur$ et en utilisant le schéma de la figure 6.1, on trouve les valeurs indiquées dans les tableaux 6.1, 6.2 et 6.3 :

Poutre					
Longueur	Largeur	Hauteur	Volume	Volume	
(mm)	(mm)	(mm)	(mm³)	(m³)	
500	80.6	8.6	346580	0.00034658	
Plaques de renforts A1 et B1					
80.6	26.6	5.5	11791.78×2=23583	0.000023583	
Volume du plancher niveau 1 = 0.00037016356 (m ³)					
Poteaux					
A1	3.15	81.2	497	1227122.6	0,000127123
B1	3	80.4	497	119876.4	0.000119876
Volume des poteaux niveau 1 = 0,000246999 (m ³)					

Tableau 6. 1 : Volume du niveau 1.

Poutre					
Longueur (mm)	Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Volume (mm³)	Volume (m³)	
500	80.1	8.25	330412.5	0.000330412	
Plaques de renforts A2, B2					
80.1	26.6	5.6	11931.69×2=23863	0.000023863	
Volume du plancher niveau 2 = 0.000354276 (m ³)					
Poteaux					
A2	3	82.6	500	123900	0,0001239
B2	3.1	81.1	500	125705	0.000125705
Volume des poteaux niveau 2 = 0,000249605 (m ³)					

Tableau 6. 2 : Volume du niveau 2.

Poutre					
Longueur (mm)	Largeur (mm)	Hauteur (mm)	Volume (m³)	Volume (m³)	
500	80.1	8.3	332415	0.000332415	
Plaques de renforts A3, B3					
80.3	26.6	5.4	11534,292×2=23068	0.000023068	
Volume du plancher niveau 3 = 0.000355483 (m ³)					
Poteaux					
A3	3.55	81.95	497	144588,482	0,000144588
B3	3	80.5	497	120025,5	0.000120025
Volume des poteaux niveau 3 = 0,000264614 (m ³)					

Tableau 6. 3 : Volume du niveau 3.

A travers la masse volumique, calculée expérimentalement dans le chapitre précédent, les masses du modèle à 3DDL du spécimen peuvent être déterminé par la relation $La\ masse = La\ masse\ volumique \times Le\ volume$.

Le calcul des masses de chacun des niveaux du spécimen est illustré par la figure 6.1. Les masses calculées sont données par le tableau 6.4.

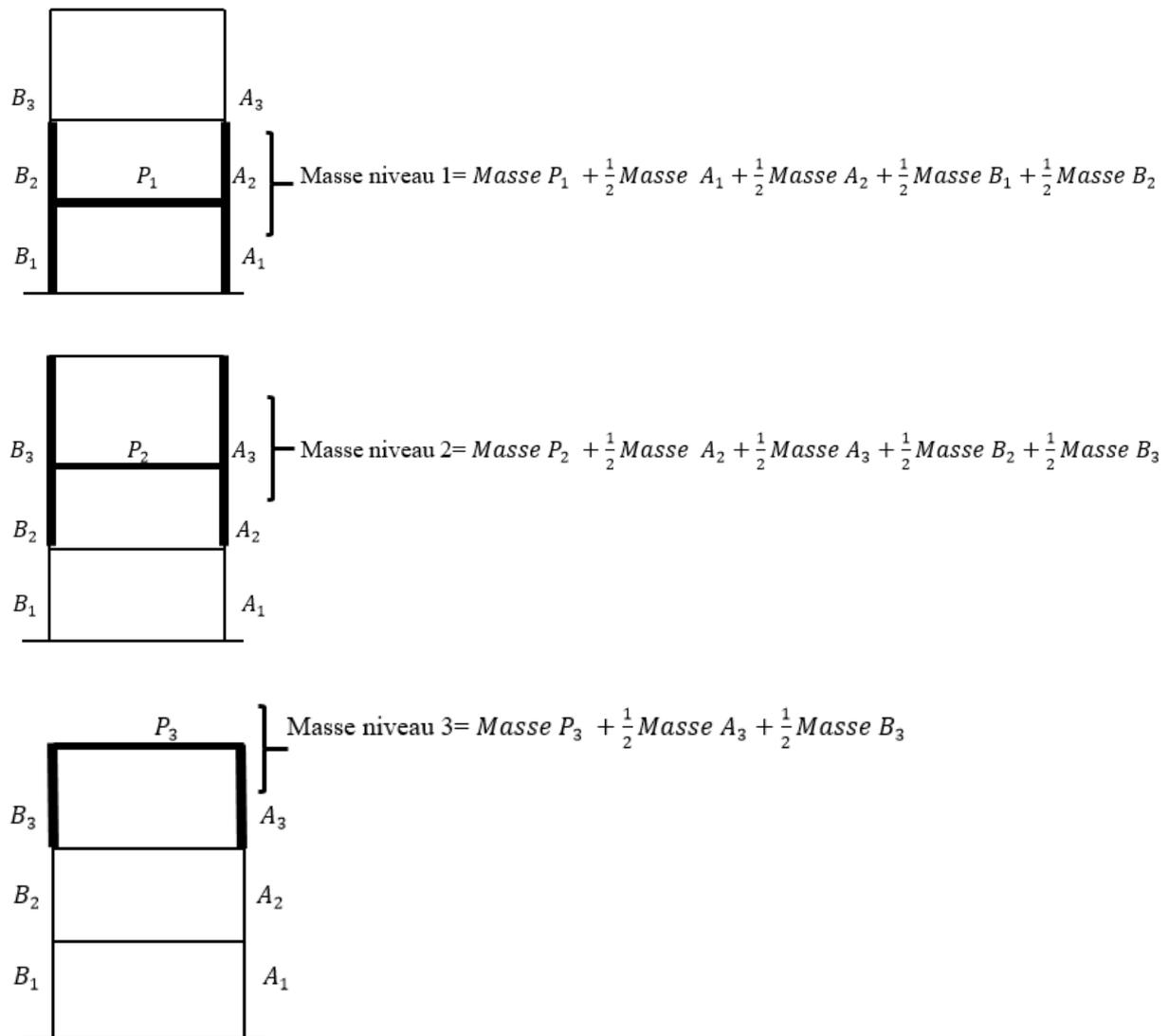


Figure 6. 1 : Schéma de calcul des masses.

	La masse (kg)
Niveau 1	4,859
Niveau 2	4,803
Niveau 3	3,836
La masse totale(Kg)	13,499

Tableau 6. 4 : Les masses des trois niveaux.

2.2. Rigidité du spécimen

Pour déterminer la rigidité il faut d'abord calculer les moments d'inertie des poteaux par $I = \frac{\text{largeur} \times \text{longueur}^3}{12}$.

		Moment d'inertie (m ⁴)
Poteaux niveau 1	A1	$2,11498 \times 10^{-10}$
	B1	$1,809 \times 10^{-10}$
Poteaux niveau 1	A2	$1,8585 \times 10^{-10}$
	B2	$2,01338 \times 10^{-10}$
Poteaux niveau 1	A3	$3,05529 \times 10^{-10}$
	B3	$1,81125 \times 10^{-10}$

Tableau 6. 5 : Les moments d'inertie des poteaux au chaque niveau.

La rigidité du portique est celles des poteaux puisque les poutres sont infiniment rigides dans chaque niveau. Les poteaux sont considérés comme encasté-encasté car ils sont soudés au niveau de leurs deux extrémités. Par conséquent, la relation suivante indique la rigidité de chaque poteau du spécimen $k = \frac{12EI}{h^3}$. Avec E est le module de Young, il est pris dans ce travail égal à $2.1 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$. Une valeur caractérisant le matériau acier.

Les valeurs des rigidités équivalentes aux 3 niveaux du spécimen sont données par le tableau 6.6.

	Rigidité (N/m)
Rigidité équivalente niveau1	8054
Rigidité équivalente niveau2	7805
Rigidité équivalente niveau3	9989

Tableau 6. 6 : Rigidité calculée au chaque niveau.

3. Calcul analytique des caractéristiques dynamiques

La méthode de superposition modale est utilisée pour le calcul de la réponse dynamique du spécimen. On commence par l'analyse modale pour la détermination des caractéristiques dynamiques propres du spécimen.

Avant d'appliquer cette méthode, il est nécessaire de passer notamment par la construction des matrices masse et rigidité. A travers lesquelles les pulsations propres et les modes propres sont déterminées. Ces derniers permettent d'obtenir des informations précises sur le comportement dynamique du spécimen, ce qui est essentiel pour la conception et l'analyse dynamique.

3.1. Matrices masse et rigidité

Un schéma de notation des masses concentrées en chaque niveau rigidités équivalentes est donné par la figure 6.2.

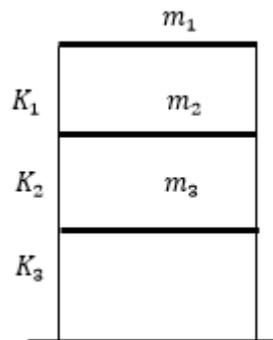


Figure 6. 2: Notation des masses et rigidités de chaque niveau.

Les matrices masse $[M]$ et rigidité $[K]$ sont alors les suivantes :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$$

$$[M] = \begin{bmatrix} 3,836 & 0 & 0 \\ 0 & 4,803 & 0 \\ 0 & 0 & 4,859 \end{bmatrix} Kg$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{13} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} 9989,6869 & -9989,6869 & 0 \\ -9989,6869 & 17795,387 & -7805,7 \\ 0 & -7805,7 & 15860,564 \end{bmatrix} N/m$$

3.2. Caractéristiques propres

3.2.1. Pulsations, périodes et fréquences propres

Les pulsations propres sont calculées en considérant :

$$\det|[k] - \omega^2[M]|=0$$

Les résultats de cette équation donnent les pulsations propres du spécimen :

$$\omega_1=19,333 \text{ rad/s} ;$$

$$\omega_2 =55,325 \text{ rad/s} ;$$

$$\omega_3=78,365 \text{ rad/s}.$$

En conséquence les périodes propres sont alors :

$$T_1 = 0,325 \text{ s} ;$$

$$T_2 = 0,113 \text{ s} ;$$

$$T_3 = 0,08 \text{ s}.$$

Et les fréquences propres sont

$$f_1=3,125 \text{ Hz} ;$$

$$f_2 = 9,09 \text{ Hz} ;$$

$$f_3 = 12,5 \text{ Hz}.$$

3.2.2. Les modes propres

Les modes propres sont déterminés par l'expression :

$$[k] - \omega_i^2[M]\{\emptyset_i\} = 0.$$

Avec \emptyset_1, \emptyset_2 et \emptyset_3 sont les vecteurs propres du trois premiers modes ils s'écrivent comme suit :

$$\emptyset_1 = \begin{cases} v_1 = 1 \\ v_2 = 0.85 \\ v_3 = 0.47 \end{cases}$$

$$\emptyset_2 = \begin{cases} v_1 = 1 \\ v_2 = -0.17 \\ v_3 = -1.34 \end{cases}$$

$$\emptyset_3 = \begin{cases} v_1 = 1 \\ v_2 = -1.35 \\ v_3 = 0.75 \end{cases}$$

La matrice modale est donc :

$$[\emptyset_r] = [\emptyset_1 \quad \emptyset_2 \quad \emptyset_3] = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0,85 & -0,17 & -1,35 \\ 0,47 & -1,34 & 0,75 \end{bmatrix}$$

3.2.3. Calcul du déplacement sous chargement harmonique

Afin de simuler le mouvement harmonique de la table vibrante, on applique un déplacement harmonique à la base du spécimen (Figure 6.3) et on calcule les déplacements maximums et les accélérations maximales par la superposition des réponses modales $\ddot{u}_{max}^{(i)}$. Ce en utilisant la règle SRSS.

$$u_{max} = \sqrt{(u_{max}^{(1)})^2 + (u_{max}^{(2)})^2 + (u_{max}^{(3)})^2}$$

$$\ddot{u}_{max} = \sqrt{(\ddot{u}_{max}^{(1)})^2 + (\ddot{u}_{max}^{(2)})^2 + (\ddot{u}_{max}^{(3)})^2}$$

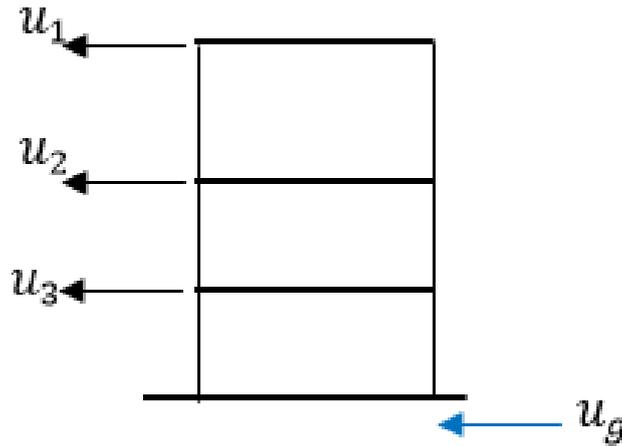


Figure 6. 3 : Spécimen soumis au déplacement du support.

$$\text{Où } \ddot{u}_{max}^{(i)} = \phi_i q_{i,max}$$

Les déplacements dans la base modale $q_{i,max}$ sont calculés à partir des équations découplées comme suit :

$$\begin{cases} \ddot{q}_1(t) + 2\xi_1\omega_1\dot{q}_1(t) + \omega_1^2q_1(t) = \frac{P_1^*(t)}{M_1^*} \\ \ddot{q}_2(t) + 2\xi_2\omega_2\dot{q}_2(t) + \omega_2^2q_2(t) = \frac{P_2^*(t)}{M_2^*} \\ \ddot{q}_3(t) + 2\xi_3\omega_3\dot{q}_3(t) + \omega_3^2q_3(t) = \frac{P_3^*(t)}{M_3^*} \end{cases}$$

Tels que :

M_i^* : Masse généralisée.

$P_i^*(t)$: force généralisée.

ξ_i : Amortissement modale pris dans ce cas égale à 0.6%.

3.2.3.1. Calcul de la force et la masse généralisée au mode 1, 2 et 3

- **Calcul de force généralisée $P_i^*(t)$**

Pour calculer les forces généralisées $P_1^*(t)$, $P_2^*(t)$ et $P_3^*(t)$ on a utilisé le vecteur transposé des modes 1,2 et 3 respectivement, tel que :

$$P_i^*(t) = [\phi_i]^T \times P(t).$$

$P(t)$ Est la force effective équivalente au déplacement du support imposé $u_{g0}(t) = u_{g0}(t) \sin \bar{\omega}t$. On a alors :

$$P(t) = [K] \times \{D\} \times u_{g0}(t) \sin \bar{\omega}t$$

Afin d'effectuer une analyse comparative par la suite, on prend les mêmes valeurs que le chapitre précédent :

$$\ddot{u}_{g0} = 0.15g \text{ et } u_{g0} = \frac{\ddot{u}_{g0}}{\bar{\omega}^2} 0.0373 \text{ m.}$$

$$\text{On a } \bar{\omega} = 2\pi\bar{f}$$

On rappelle qu'il est crucial de choisir une fréquence d'excitation appropriée pour éviter la résonance lors de l'analyse des modes de vibration d'une structure. En prenant $\bar{f} = 1\text{Hz}$, nous nous assurons de ne pas exciter le premier mode propre du spécimen, qui a une fréquence propre de 3.125Hz.

$$\text{Donc : } \bar{\omega} = 6.28 \text{ rad/s}$$

Les forces généralisées calculés sont donc les suivantes :

$$P_1^*(t) = 300.2332\text{KN};$$

$$P_2^*(t) = 300.2332\text{KN};$$

$$P_3^*(t) = 300.2332\text{KN}.$$

- **Calcul de la masse généralisée M_i^***

Pour calculer les masses généralisées $M_1^*(t)$, $M_2^*(t)$ et $M_3^*(t)$ on a utilisé le vecteur propre et leur transposé des modes 1,2 et 3 respectivement, tel que :

$$M_i^* = [\phi_i]^T [M] [\phi_i]$$

On trouve les valeurs suivantes :

$$M_1^* = 8.3795$$

$$M_2^* = 15.3226$$

$$M_3^* = 12.186515$$

3.2.3.2. Solution des équations découplées

Les solutions des équations découplées q_1 , q_2 et q_3 sont calculés en fonction des rapports des fréquences β_i , facteur de l'amplification dynamique D_i , de l'angle de phase entre la réponse et le chargement θ_i et de la rigidité généralisée K_i^* . On a les expressions suivantes :

$$\begin{cases} q_1 = \frac{P_1^* D_1}{K_1^*} \sin(\bar{\omega}(t) - \theta_1) \\ q_2 = \frac{P_2^* D_2}{K_2^*} \sin(\bar{\omega}(t) - \theta_2) \\ q_3 = \frac{P_3^* D_3}{K_3^*} \sin(\bar{\omega}(t) - \theta_3) \end{cases}$$

Tels que :

- $\beta_i = \frac{\bar{\omega}}{\omega_i}$, ce qui donne :

$$\beta_1 = 0.324 ;$$

$$\beta_2 = 0.113 ;$$

$$\beta_3 = 0.08.$$

- $D_i = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta_i^2)^2 + (2\xi_i\beta_i)^2}}$

$$D_1 = 1.117 ;$$

$$D_2 = 1.013 ;$$

$$D_3 = 1.006.$$

- $\tan^{-1} \theta_i = \frac{2\xi_i\beta_i}{1-\beta_i^2}$

$$\theta_1 = 0.274 ;$$

$$\theta_2 = 0.07335;$$

$$\theta_3 = 0.0499.$$

- $K_i^* = \omega_i^2 \times M_i^*$

$$K_1^* = 3130.9909 \text{ N/m ;}$$

$$K_2^* = 46900.266 \text{ N/m ;}$$

$$K_3^* = 74838.188 \text{ N/m.}$$

Les solutions de l'équation découplée sont donc les suivantes :

$$\begin{cases} q_1(t) = 0.05007389 \sin(6.28(t) - 0.274) \\ q_2(t) = -0.0109 \sin(6.28(t) - 0.07335) \\ q_3(t) = 2.4085 \times 10^{-3} \sin(6.28(t) - 0.0499) \end{cases}$$

3.2.3.3. Calcul de la réponse modale et totale

Les déplacements modaux sont :

$$u_1 = \begin{pmatrix} 0.05007389 \\ 0.042562 \\ 0.023534 \end{pmatrix} m$$

$$u_2 = \begin{pmatrix} -0.0109 \\ 0.014715 \\ -0.008175 \end{pmatrix} m$$

$$u_3 = \begin{pmatrix} 0.0024085 \\ -0.0004094 \\ 0.00313105 \end{pmatrix} m$$

Le déplacement maximum est donc

$$u_{max} = \begin{pmatrix} 0.0517 \\ 0.0435 \\ 0.028 \end{pmatrix} m$$

A travers les déplacements on obtient les accélérations maximales par la règle SRSS :

$$\ddot{u}^{(i)}_{max} = \bar{\omega}^2 u^{(i)}_{max}$$

$$\ddot{u}_{max} = \begin{pmatrix} 2.040 \\ 1.7155 \\ 1.1037 \end{pmatrix} m/s^2$$

4. Calcul numérique du spécimen

4.1. Analyse modale

Pour la modélisation numérique en élément finis du spécimen, nous avons utilisé le logiciel SAP2000. La figure 6.4 montre le modèle établi. La poutre et le poteau sont modélisés par l'élément frame. Les périodes et les fréquences propres obtenues à travers le modèle sont illustrés dans les figures 6.5, 6.6 et 6.7.

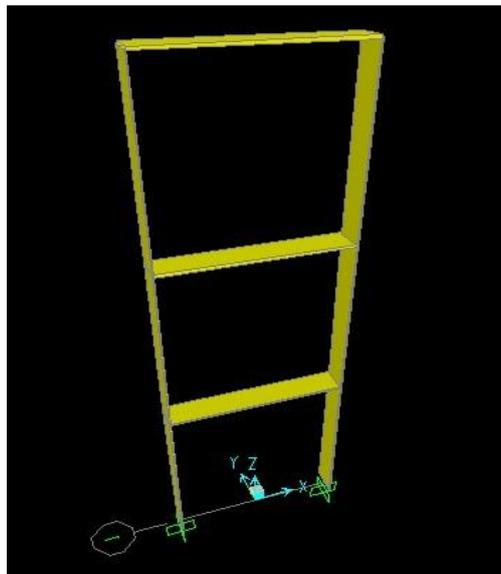


Figure 6. 4 : Modèle du spécimen.



Figure 6. 5 : Période et fréquence propres dans le mode 1.

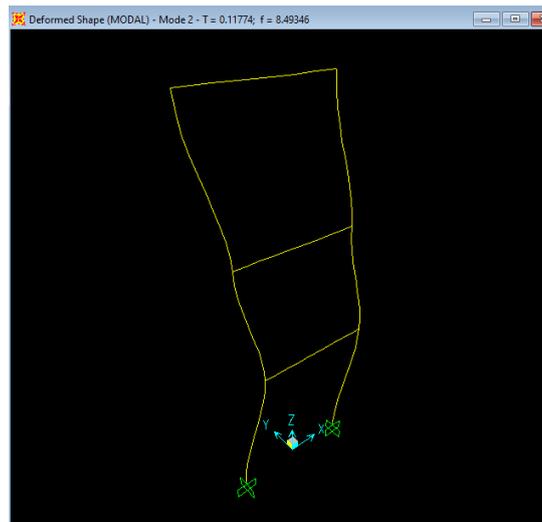


Figure 6. 6 : Période et fréquence propres dans le mode 2.



Figure 6. 7 : Période et fréquence propres dans le mode 3.

4.2. Calcul numérique des accélérations et des déplacements

On a introduit l'accélération numériquement au modèle établi par Sap2000 (Figure 6.8).

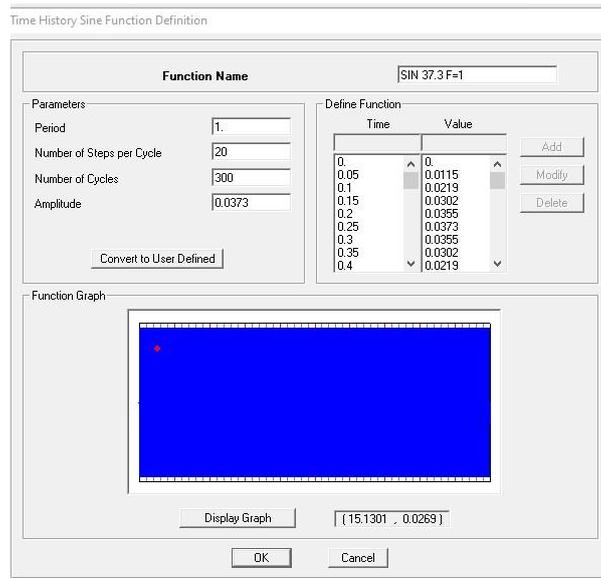


Figure 6. 8 : Variation de l'accélération imposée au modèle numérique du spécimen en sap2000.

Les variations des accélérations temporelles calculées au niveau de chaque étage du spécimen sont données par les figures 6.9, 6.10 et 6.11. Les valeurs maximales des accélérations permanentes déterminées en chaque niveau sont 1.73mm/s², 1.70mm/s² et 1.61mm/s². Ces valeurs correspondent respectivement à l'étage 3, 2 et 1.

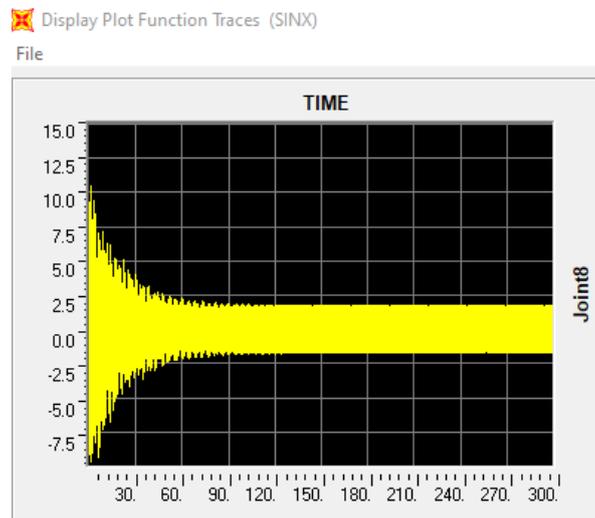


Figure 6. 9 : Accélération du 3^{eme} niveau.

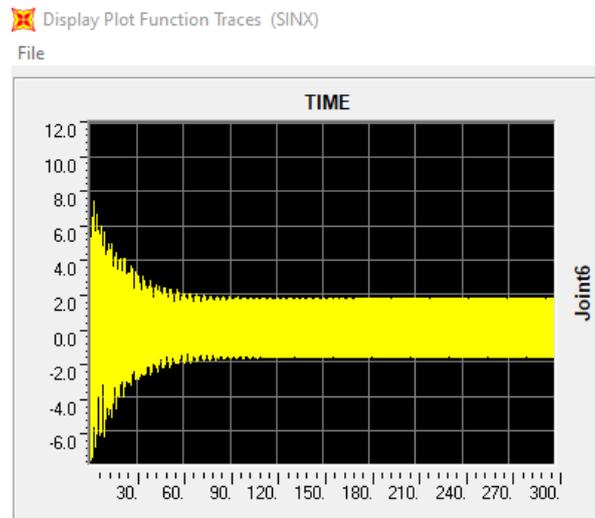


Figure 6. 10 : Accélération du 2^{ème} niveau.

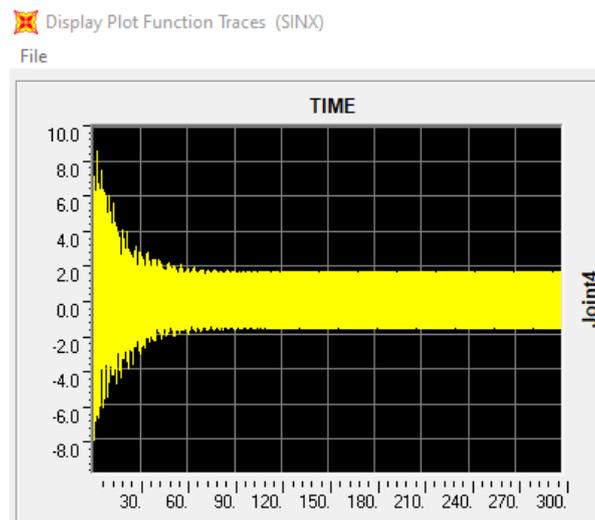


Figure 6. 11 : Accélération du 1^{er} niveau.

5. Analyse comparative entre les résultats des essais expérimentales, analytiques et numériques Sap2000

Après avoir effectué au spécimen des essais expérimentaux, calculs analytiques et modélisation numériques, les résultats sont présentés de manière détaillés à travers des tableaux, des diagrammes afin de faciliter la comparaison. Ceci permet d'analyser les informations et de tirer des conclusions pertinentes.

5.1. Comparaison des fréquences propres

Les fréquences des trois modes identifiées expérimentalement, analytiquement et numériquement sont récapitulées dans le tableau 6.7 et la figure 6.12. On s'intéresse particulièrement aux 3 trois premiers modes car leurs participations sont importantes dans la structure. Les pourcentages d'erreurs entre les résultats expérimentaux et ceux trouvés analytiquement et numériquement graphique sont également estimés.

A travers ces résultats on remarque que la procédure expérimentale d'identification des fréquences propres, qui est dans ce cas la technique de bruit blanc, fournit des valeurs très proches par rapport à celles trouvées analytiquement ou expérimentalement. Le maximum de pourcentage d'erreur enregistré est de 5.25%. Un pourcentage que l'on peut l'accepter.

	Expérimentale	Analytique	L'erreur (Exp-Ana) %	Numérique	L'erreur (Exp-Num) %
Mode1(HZ)	3.045	3.125	2.62%	2.95	3.11%
Mode2(HZ)	8.636	9.09	5.25%	8.493	1.65%
Mode3(HZ)	12.761	12.5	2.04%	12.183	4.52%

Tableau 6. 7 : Fréquences propres du spécimen.

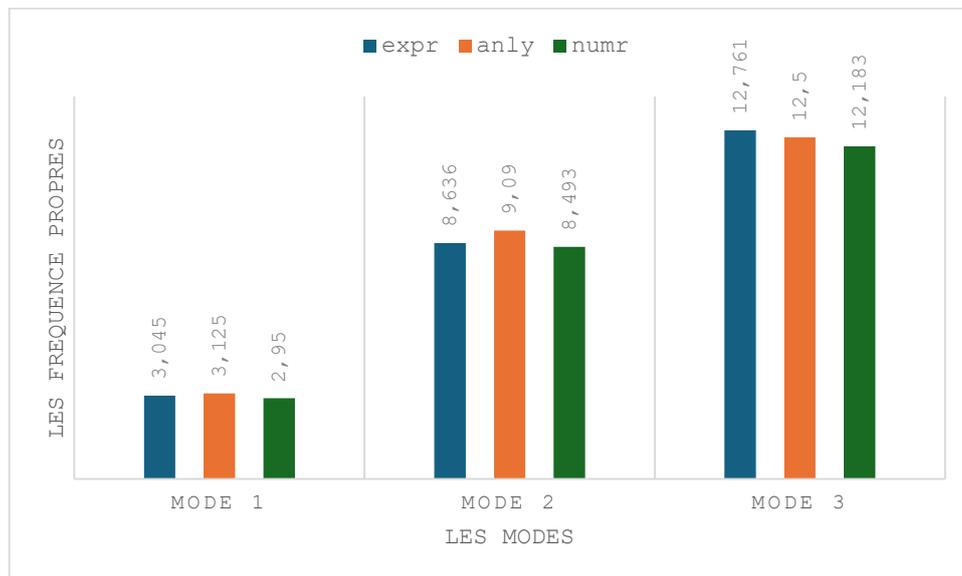


Figure 6. 12 : la fréquences mesurée expérimentalement, analytiquement et numériquement.

5.2. Comparaisons des accélérations maximales

Les accélérations maximales mesurées expérimentalement en chacun des étages du spécimen sont présentées avec celles déterminées analytiquement et numériquement par la figure 6.13 ainsi que par le tableau 6.8. On observe que l'accélération au troisième étage est supérieure à celles du deuxième et du premier étage dans tous les cas.

D'autre part, les pourcentages d'erreurs entre l'expérimental et le numérique et ainsi que l'analytique sont calculés.

On observe qu'au niveau du troisième et deuxième étage les pourcentages d'erreur entre les valeurs maximales analytiques et expérimentales sont presque nuls. Toutefois, au premier étage, on remarque une légère différence de 4.5%. Ce qui indique la concordance des résultats.

Par ailleurs, en ce qui concerne le pourcentage d'erreur entre les accélérations mesurées et calculées numériquement, nous constatons que l'erreur atteint 15.4% pour le troisième étage % et 14.17% pour le premier étage. Ces différences peuvent être de sources multiples, par exemple, la valeur exacte du module de Young introduit dans la modélisation...etc.

	Expérimentale	Analytique	L'erreur (Exp-Ana) %	Numérique	L'erreur (Exp-Num) %
Niveau 3 (m/s²)	2.036	2.040	0.19%	1.726	15.4%
Niveau 2 (m/s²)	1.726	1.711	0.86%	1.672	3.12%
Niveau 1 (m/s²)	1.157	1.105	4.5%	0.993	14 ,17%

Tableau 6. 8 : Accélérations d'essais expérimentaux, calcul analytique et modélisation numérique.

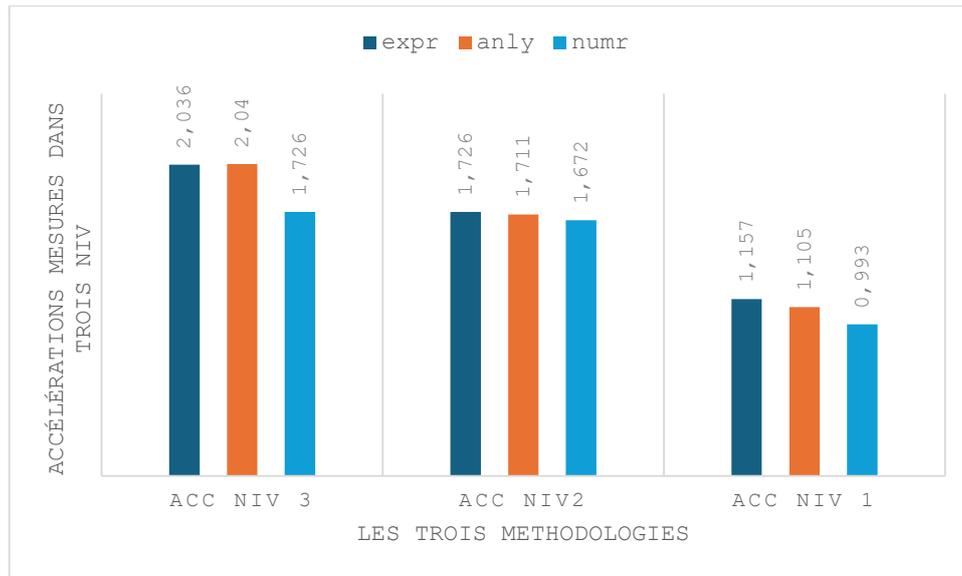


Figure 6. 13 : Accélérations mesurée expérimentalement, analytiquement et numériquement.

6. Conclusion

L'utilisation de la table vibrante de RISAM pour la mesure expérimentale des caractéristiques dynamiques du modèle réduit s'est avérée être une méthode efficace. Les résultats obtenus lors de l'essai expérimental ont été généralement conformes avec les résultats des calculs analytiques et numériques. Cette approche a permis de valider la fiabilité des données expérimentales et de confirmer la pertinence des modèles utilisés.

La table vibrante de RISAM s'est révélée être un outil précieux pour l'étude des caractéristiques dynamiques des modèles réduits.

Chapitre 7.

Analyse expérimentale paramétrique en fonction des masses

1. Introduction

Les systèmes d'amortisseurs à masses accordées (TMD) sont largement reconnus comme un moyen efficace pour réduire les vibrations. Ce système consiste à ajouter des masses supplémentaires à une structure afin d'améliorer sa capacité à absorber les vibrations indésirables. Dans cette étude, nous nous penchons sur l'effet de l'ajout de masses supplémentaires sur la réponse dynamique du spécimen utilisé dans ce travail. L'objectif est de comprendre comment les masses supplémentaires influent sur le comportement vibratoire d'une structure.

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude paramétrique en fonction des masses pour cinq cas différents. Nous avons utilisé trois masses approximativement égales en modifiant leur position dans les trois niveaux du spécimen. Cette étude est effectuée expérimentalement via la table vibrante de RISAM, analytiquement et numériquement.

2. Présentation des cas étudiés

Dans le laboratoire il y a trois plaques en acier supplémentaires, nous avons donc pensé à ajouter ces plaques de manière aléatoire au spécimen, et voici les possibilités que nous avons essayés, leurs schémas sont présentés dans la figure 7.1 :

Cas 0 : portique sans masse ajouté.

Cas 1 : portique avec une masse ajoutée au niveau 3.

Cas 2 : portique avec une masse ajoutée au niveau 2.

Cas 3 : portique avec une masse ajoutée au niveau 1.

Cas 4 : portique avec deux masses ajoutées au niveau 3.

Cas 5 : portique avec trois masses ajoutées au niveau 3.

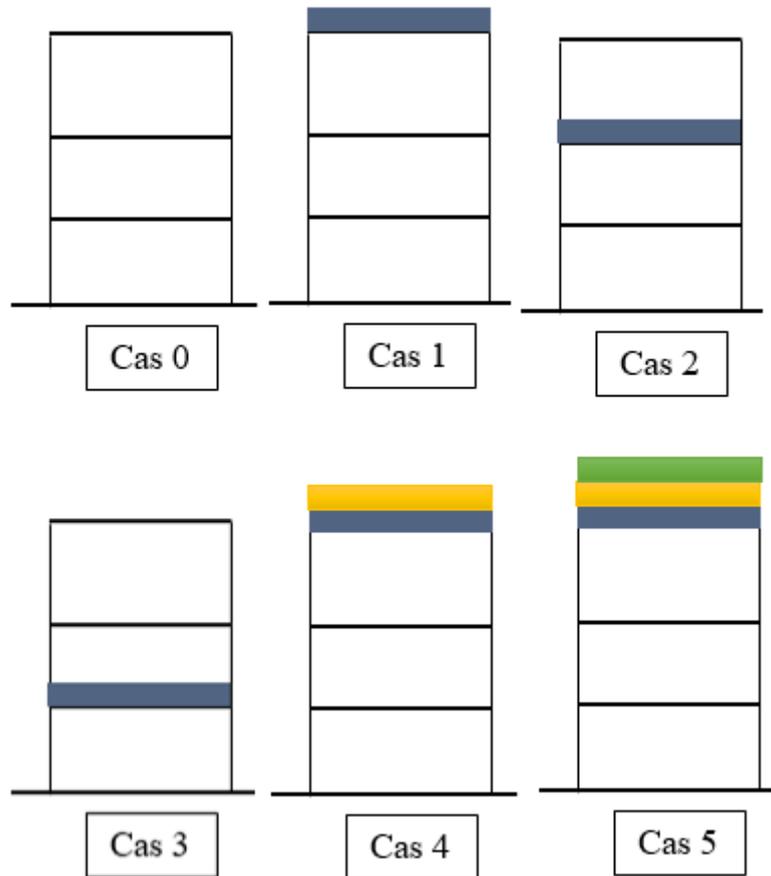


Figure 7. 1 : Schéma montrant les variations des masses selon 5 cas.

Plaque bleu : 2.446kg – Plaque jaune : 2.461kg- Plaque verte : 2.406kg.

3. Choix de la fréquence de l'excitation harmonique

Nous devons choisir la fréquence de l'excitation harmonique \bar{f} de manière à ce que le rapport de fréquences β soit différent de 1, c'est-à-dire on s'éloigne de la résonance. On a alors pris deux cas $\bar{f} = 1 \text{ Hz}$ et $\bar{f} = 4 \text{ Hz}$, les résultats des rapports de fréquences et des coefficients d'amplification dynamiques du premier mode sont indiqués dans le tableau 7.1. La figure 7.2 présente la variation du coefficient d'amplification dynamique D en fonction du rapport de fréquence.

L'objectif de cette partie du travail est de diminuer la réponse dynamique en ajoutant des masses. Logiquement la fréquence du spécimen f diminue en ajoutant des masses et β augmente. On constate à partir de la figure 7.1, que lorsque $\bar{f} < f$ ($\beta < 1$) D augmente (la zone

verte). Par ailleurs dans le cas contraire, si $\bar{f} > f$ ($\beta > 1$) D diminue (la zone rouge). C'est le cas qui nous intéresse. En conséquence cette étude paramétrique sera effectuée en prenant $\bar{f} = 4$ HZ.

Les cas	f	$\bar{f} = 1$		$\bar{f} = 4$	
		β	D	β	D
Cas 0	3.125	0.32	1.17	1.28	1.56
Cas 1	2.69	0.37	1.15	1.48	0.83
Cas 2	2.79	0.35	1.14	1.43	0.94
Cas 3	2.97	0.33	1.12	1.34	1.24
Cas 4	2.42	0.41	1.20	1.65	0.58
Cas 5	2.22	0.44	1.25	1.8	0.44

Tableau 7. 1 : Variation de β et D pour $\bar{f}=1$ et $\bar{f}=4$ dans tous les cas et pour le mode 1.

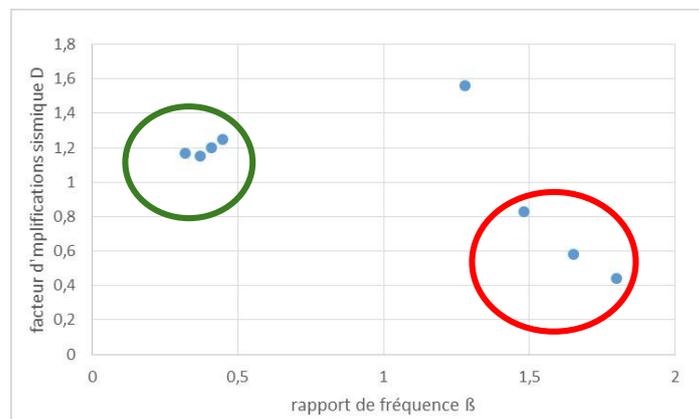


Figure 7. 2 : Variation de D en fonction du β pour $\bar{f}=1$ et $\bar{f}=4$ dans tous les cas.

4. Mesure expérimentale de l'accélération pour les cinq cas

4.1. Mode opératoire

Dans cette partie on s'intéresse à mesurer, à travers la table vibrante de RISAM, l'accélération au sommet du spécimen pour les cinq cas considérés. L'accélérogramme est donc fixé au niveau 3.

On applique à chacun des cas cités un signal harmonique de fréquence $\bar{f} = 4 \text{ Hz}$ et d'amplitude $u_{g0} = 2.3 \text{ mm}$. Cette amplitude correspond à une amplitude d'excitation en accélération $\ddot{u}_g(t) = 0.15g$.

On présente par les figures 7.3 à 7.7 des photos d'emplacement des masses supplémentaires sur le spécimen pour les cinq cas.

On note qu'en premier lieu on a mis Figure 7. une plaque de 2.446 kg au premier niveau (cas3) ensuite au deuxième niveau (cas2) puis au troisième étage (cas1). On a déduit que le cas le plus efficace, là où la réponse est la plus réduite, est le cas correspondant à la position de la masse au 3^{ème} niveau (cas1).

On a donc décidé d'ajouter d'autres plaques au troisième étage. Commencant d'abord par deux plaques de masses égales à 2.446 kg et 2.461 kg. Ensuite trois plaques de masses égales à 2.446 kg, 2.461 kg et 2.406 kg.



Figure 7.3 : Portique avec une masse ajoutée au niveau 3 (cas 1).



Figure 7.4 : Portique avec une masse ajoutée au niveau 2 (cas 2).



Figure 7.5 : Portique avec une masse ajoutée au niveau 1 (cas 3).



Figure 7.6 : Portique avec deux masses ajoutées au niveau 3 (cas 4).



Figure 7.7 : Portique avec trois masses ajoutées au niveau 3 (cas 5).

4.2. Interprétation des résultats

Les courbes représentées par les figures 7.8 à 7.13 montrent pour les cas considérés la variation de l'accélération mesurée au sommet du spécimen et l'accélération de la table en fonction du temps. Les accélérations maximales sont illustrées par la figure 7.14.

On a trouvé que les accélérations maximales mesurées au niveau 3 pour les cas 1, 2 et 3 sont respectivement égales à 0.1719 g, 0.3459g et 0.1769 g. On déduit donc que le cas 1 correspond à l'accélération la plus faible. En conséquence, comme conclusion préliminaire, le meilleur emplacement d'ajout de masse supplémentaire est le niveau 3.

En augmentant la masse au troisième étage, on a trouvé dans le cas 4 une accélération de 0.1562g et dans le cas 5 elle est égale 0.1317g. Une diminution correspondante à 9.14 % et 23.39 % pour les cas 4 et 5 respectivement.

On peut conclure que l'ajout de masse diminue la réponse dynamique et le meilleur cas est le cas5, la masse la plus élevée posée au niveau3, le plus haut.

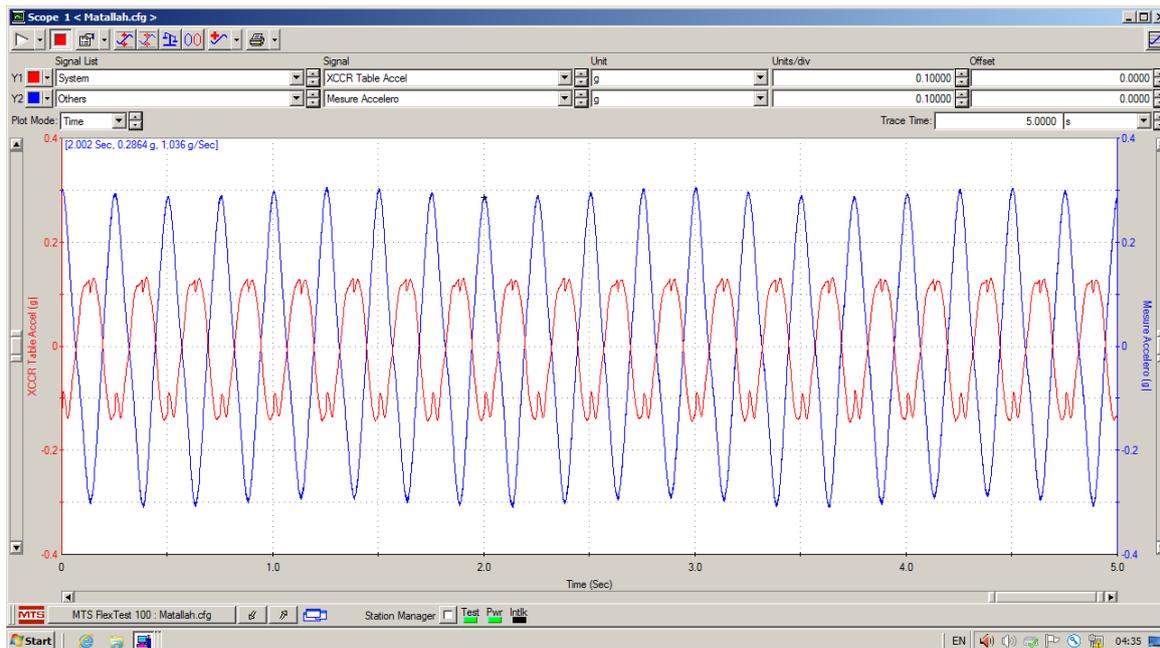


Figure 7.8 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 0.

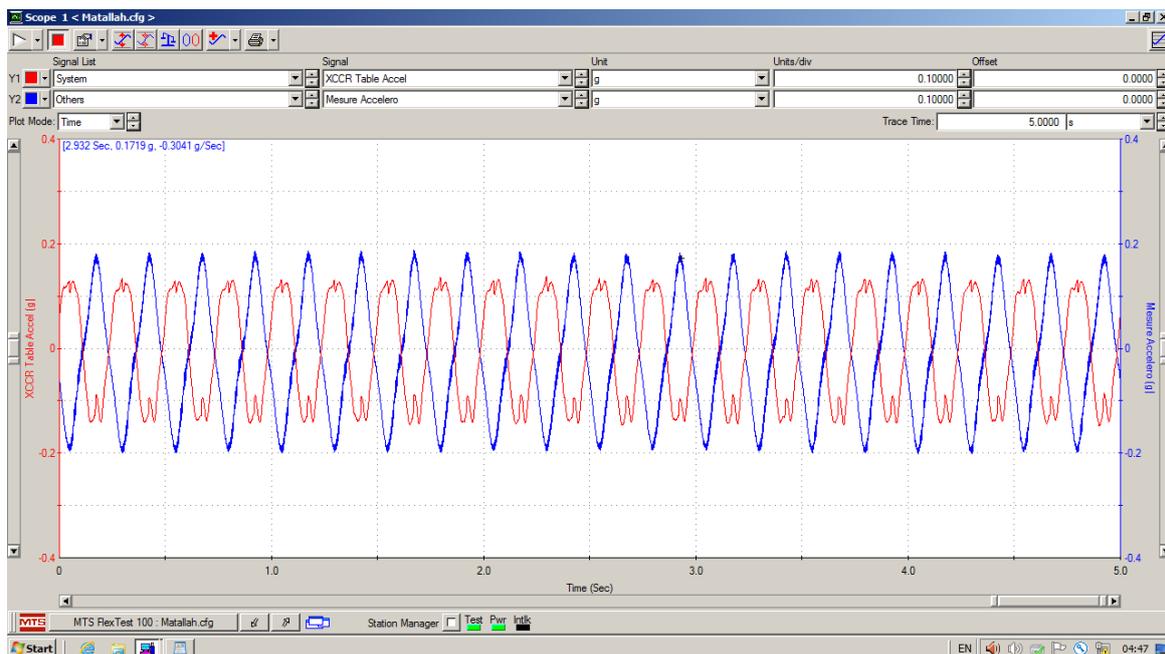


Figure 7.9 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 1.

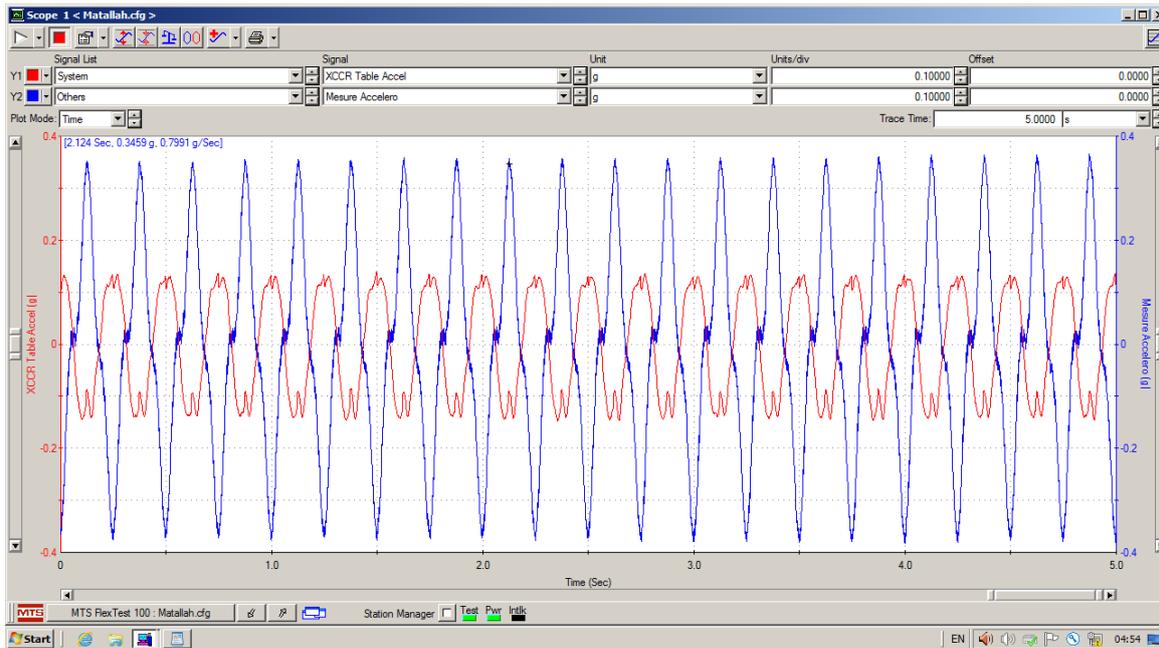


Figure 7. 10 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 2.

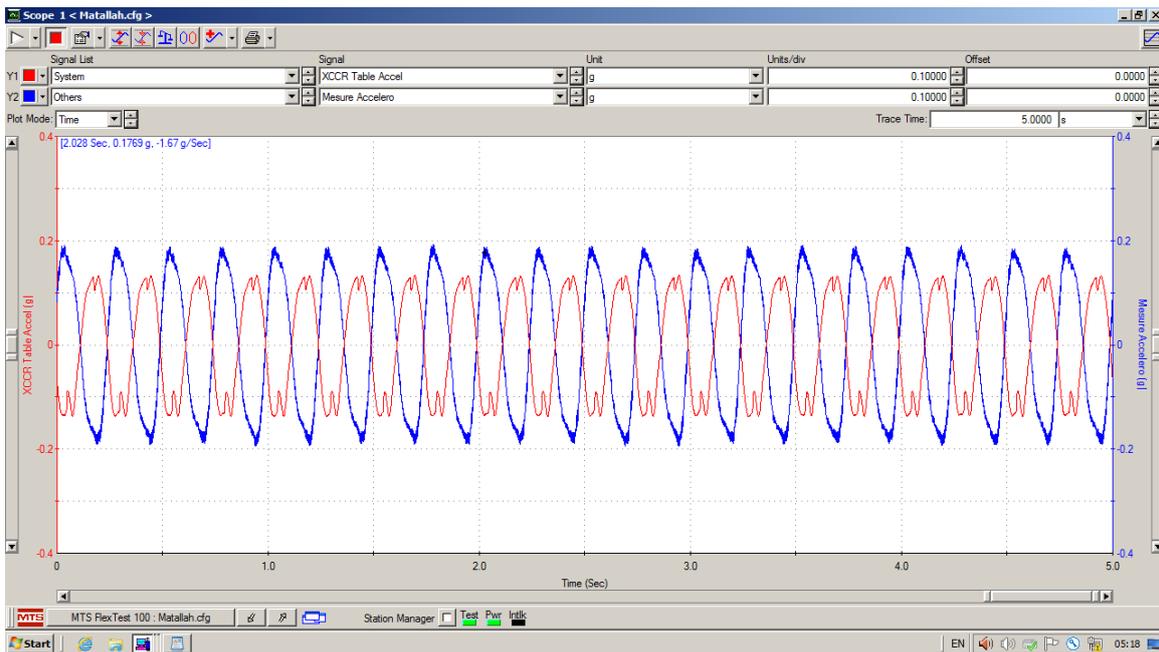


Figure 7. 11 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 3.

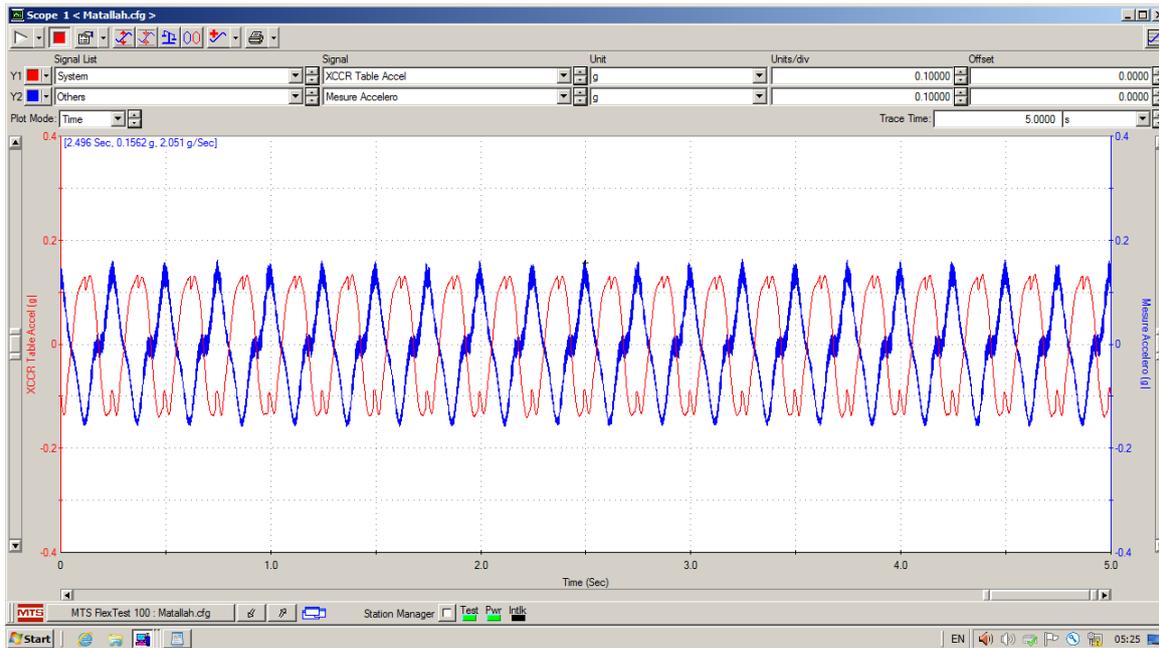


Figure 7. 12 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas 4.

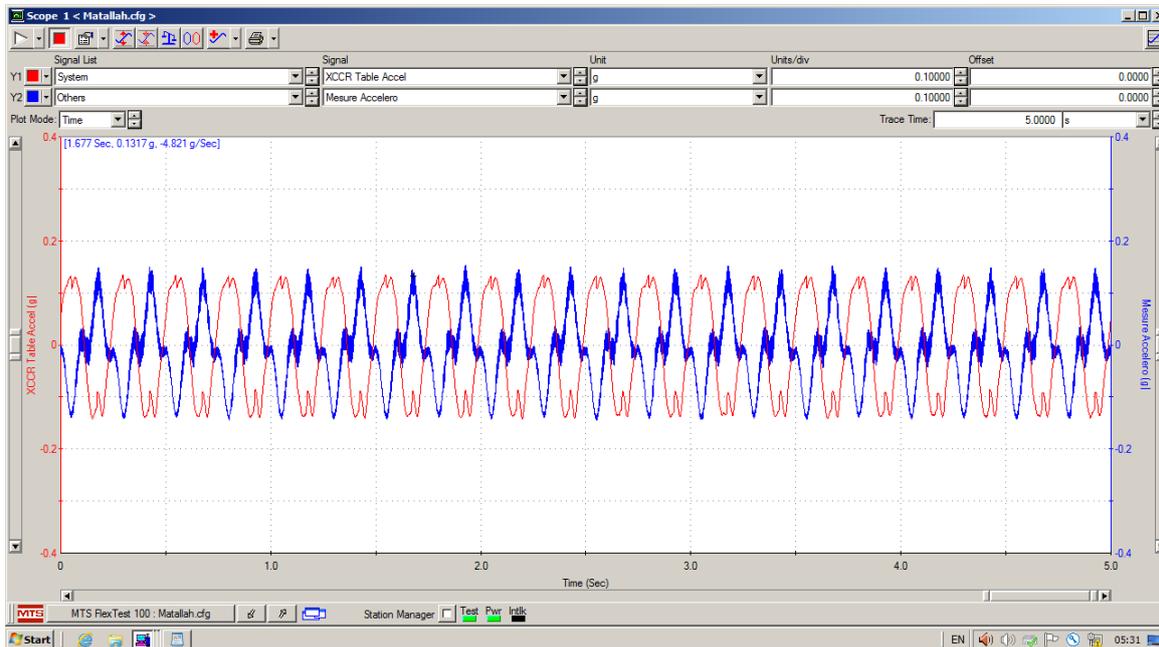


Figure 7. 13 : Variation de l'accélération mesurée et l'accélération de la table cas5.

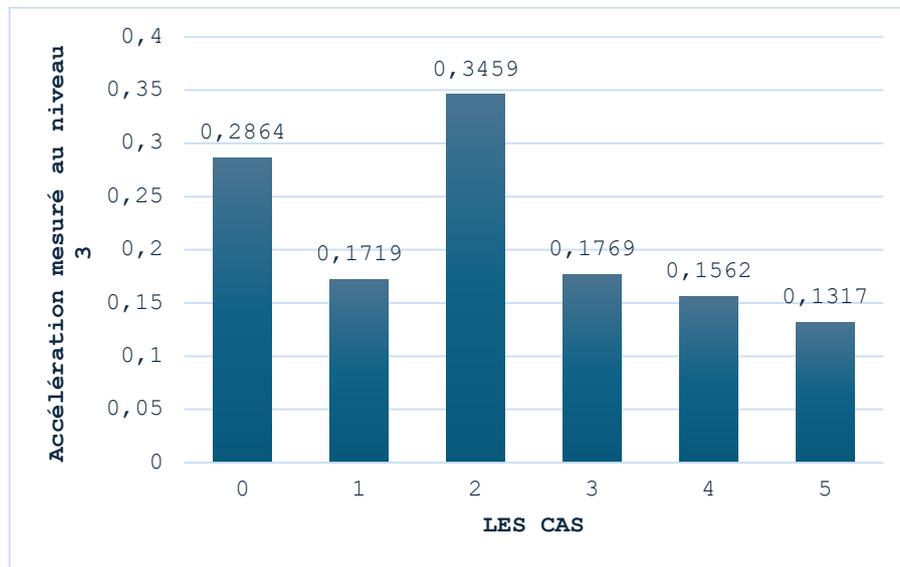


Figure 7. 14 : l'accélération mesurée au niveau 3 pour les cas 0 à 5.

5. Calcul analytique

Dans cette partie on a effectué un calcul analytique pour les différents cas de variation de masse testés expérimentalement. Le tableau 7.2 illustre les résultats d'accélération maximale calculées analytiquement.

	f (Hz)	\ddot{u}_g (m/s ²)
Cas 0	3.125	$\begin{pmatrix} 2.63 \\ 2.21 \\ 1.41 \end{pmatrix}$
Cas 1	2.69	$\begin{pmatrix} 1.5274 \\ 1.2465 \\ 1.0084 \end{pmatrix}$
Cas 2	2.79	$\begin{pmatrix} 1.7472 \\ 1.4697 \\ 1.0283 \end{pmatrix}$

Cas 3	2.97	$\begin{pmatrix} 2.3677 \\ 1.9846 \\ 1.3606 \end{pmatrix}$
Cas 4	2.42	$\begin{pmatrix} 1.0624 \\ 0.9249 \\ 0.9367 \end{pmatrix}$
Cas 5	2.22	$\begin{pmatrix} 0.9361 \\ 0.8148 \\ 0.8167 \end{pmatrix}$

Tableau 7. 2 : Les accélérations des cas.

6. Calcul numérique

Des modélisations numériques en éléments finis par le logiciel SAP2000 ont été créées pour les cinq cas de répartition de masses considérées dans ce chapitre au spécimen. Les accélérations maximales trouvées sont extraites par les graphes des figures 7.15 à 7.19.

Cas 01 : Accélération maximale : 1.58 m/s²

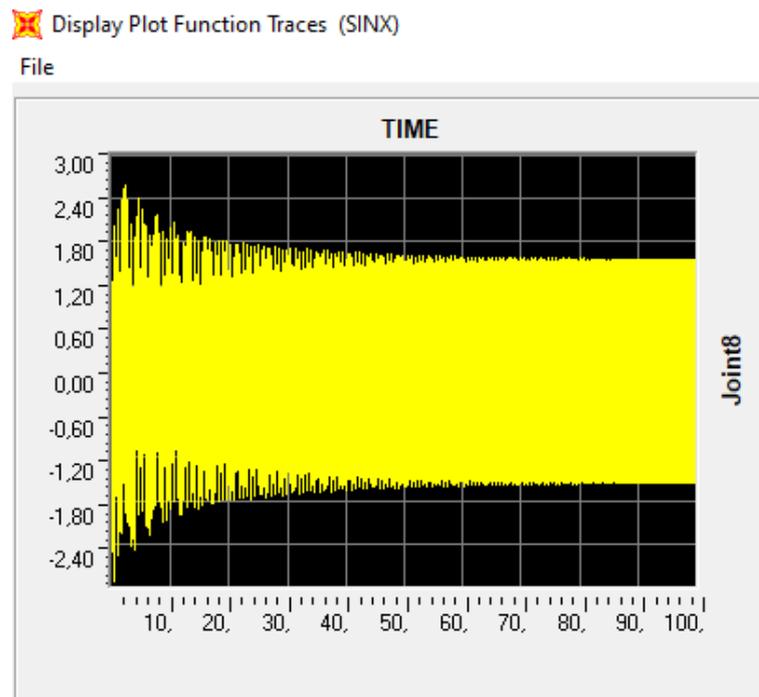


Figure 7. 15 : graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 01).

Cas 02 : Accélération maximale : 1.757 m/s^2

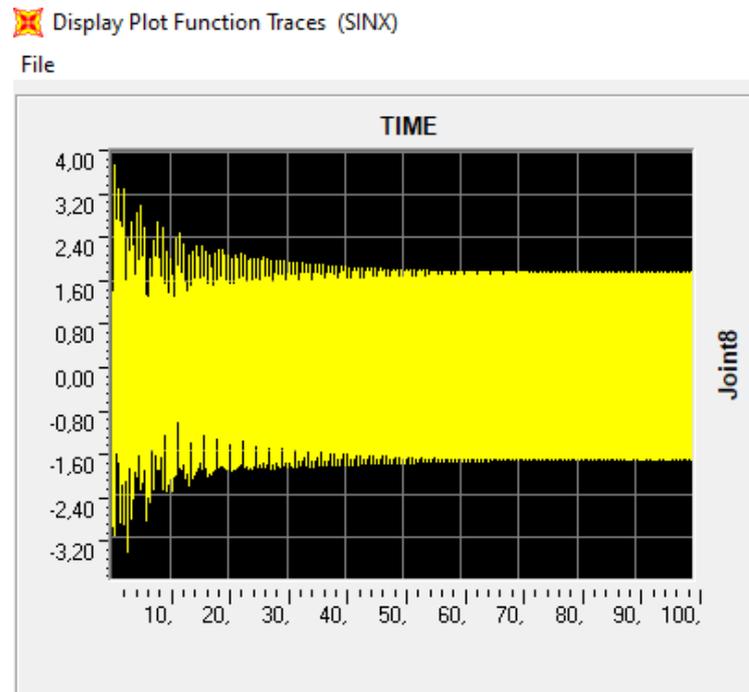


Figure 7. 16 : graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 02).

Cas 03 : Accélération maximale : $2,67 \text{ m/s}^2$

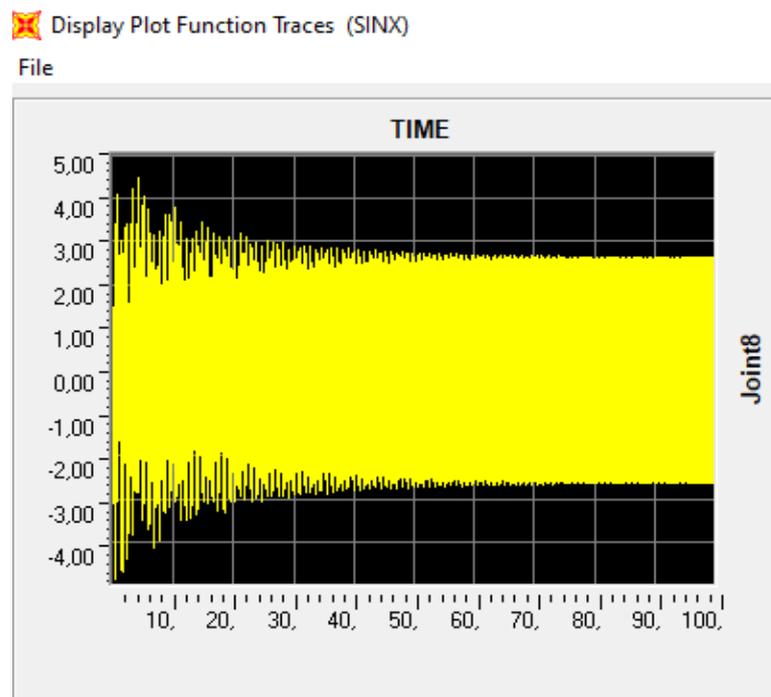


Figure 7. 17: graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 03).

Cas 04 : Accélération maximale : 1,13 m/s².

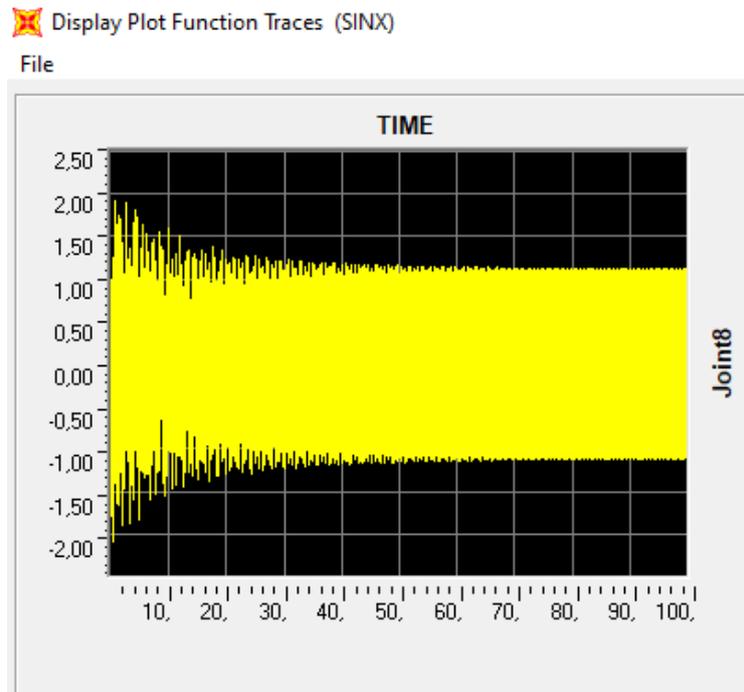


Figure 7. 18 : graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 04)

Cas05 : Accélération maximale : 0,88 m/s²

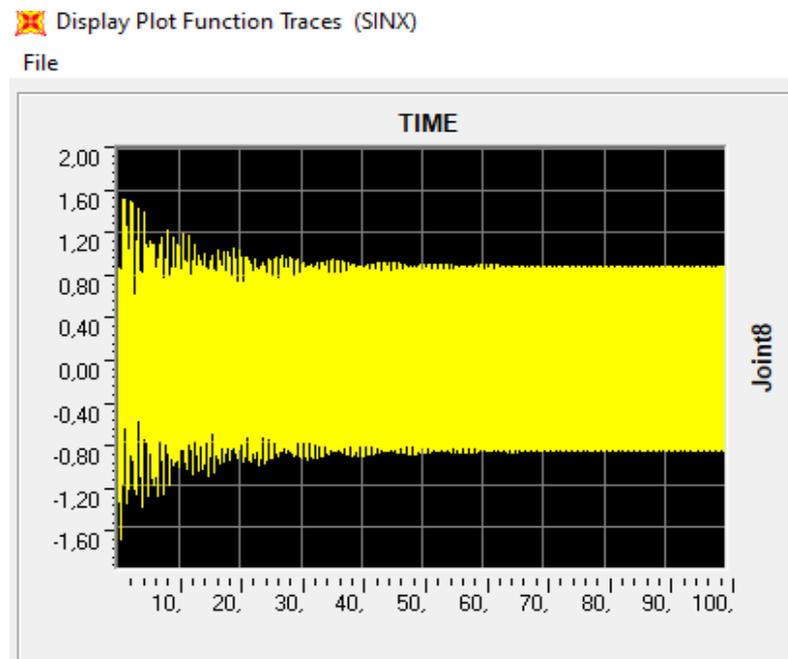


Figure 7. 19:graphe exprime l'accélération du 3 e niveau (en SAP2000 CAS 05).

	u_{max}'' (SAP2000) m/s^2
Cas0	2.59
Cas1	1.68
Cas2	1.75
Cas3	2.64
Cas4	1.13
Cas5	0.88

Tableau 7.3 : Accélérations maximales obtenues par sap2000.

7. L'accélération mesuré expérimentalement, analytiquement et numériquement

Après avoir effectué des calculs analytiques, expérimentaux et numériques, il a été observé que les résultats obtenus sont comparables, comme le montre le tableau 7.4. L'ajout des masses diminue la réponse dynamique du spécimen. La meilleure position de la masse supplémentaire est le niveau le plus haut du spécimen. Le cas correspondant à la masse la plus élevée est considéré comme le meilleur pour la réduction de la réponse.

Cette concordance entre les différentes méthodes de calcul renforce la fiabilité des résultats obtenus expérimentalement.

	Expérimentale (m/s^2)	Analytique (m/s^2)	Numérique (m/s^2)
Cas 0	2.80	2.63	2.59
Cas 1	1.68	1.52	1.68
Cas 2	3.39	2.36	2.64
Cas 3	1.73	1.74	1.75
Cas 4	1.53	1.06	1.13
Cas 5	1.29	0.93	0.88

Tableau 7. 4 : Les résultats d'accélération expérimentaux, analytiques et numérique pour les cinq cas.

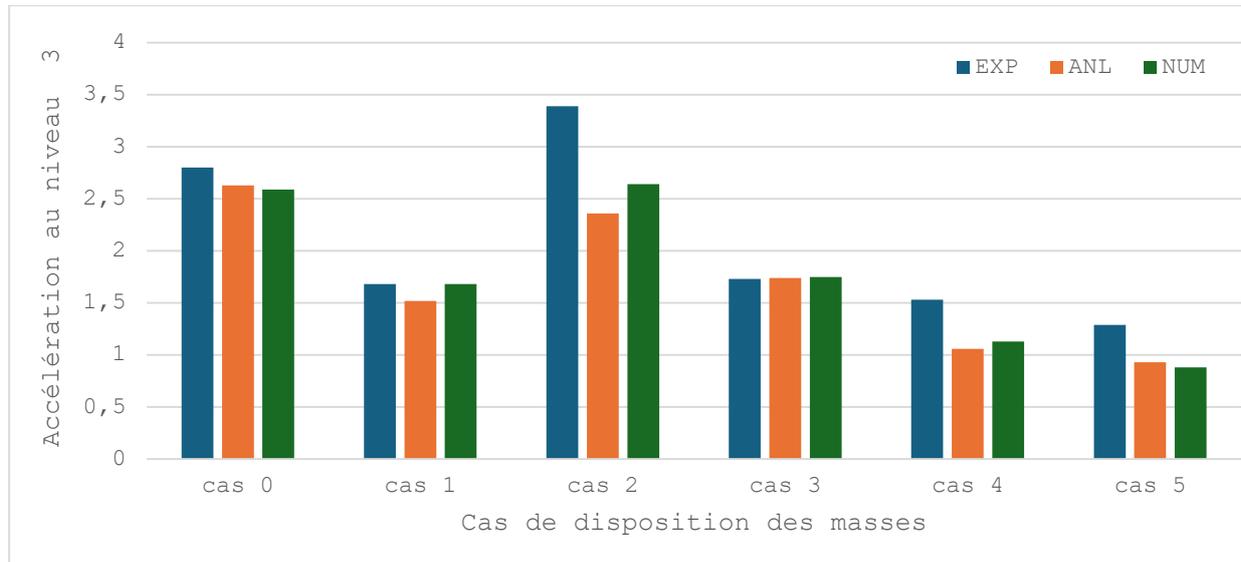


Figure 7. 20 : Les résultats d'accélération expérimentale, analytique et numérique.

8. Conclusion

En conclusion, cette étude paramétrique sur cinq cas différents de répartition de masse supplémentaire sur le spécimen., menée à travers des analyses expérimentales, analytiques, et numériques, a permis une meilleure compréhension de l'impact de l'ajout des masses sur le comportement du spécimen.

Conclusion générale

A ce jour, l'évaluation du comportement dynamique des structures soumises à des excitations sismiques reste un défi majeur pour les ingénieurs en génie parasismique. Le recours à l'approche expérimentale à travers les tables vibrantes constitue un passage obligatoire pour une bonne compréhension de la réponse dynamique des structures sous un chargement sismique.

En premier lieu, une présentation détaillée de la table vibrante de RISAM de l'université de Tlemcen a été réalisée. Il est à noter que la maîtrise des protocoles d'utilisation et de manipulation de cette table vibrante constitue un objectif préliminaire de ce travail. Cette étape nous a aidé à mieux comprendre le fonctionnement de la table vibrante de RISAM ainsi les principaux facteurs qui influencer l'application du chargement extérieurs et la mesure de la réponse dynamique.

Par la suite, nous avons exploré les lois de similitude qui jouent un rôle essentiel et important dans la transformation de la structure réelle en un modèle réduit tout en gardant les mêmes caractéristiques intrinsèques. Les différentes hypothèses et lois de similitude, ont été abordées en se basant sur quelques exemples et expériences. Cette étude partie nous a permis de mieux comprendre l'importance de la similitude dans la confection des modèles réduits et l'application des chargements extérieurs ainsi que dans la mesure de la réponse dynamique des structures.

Diverses techniques permettant de déterminer les caractéristiques dynamiques d'un système à trois degrés de liberté (3DDL) ont été examinées. Ces méthodes revêtent une importance capitale dans la compréhension du comportement vibratoire des structures et dans l'évaluation de leur réponse aux vibrations. De plus, nous avons exposé les étapes à suivre pour mener à bien les essais en vibrations libres et les essais de balayage sinusoïdal. Ces procédures sont cruciales pour obtenir des données précises et fiables sur la dynamique des systèmes et pour garantir leur bon fonctionnement dans des conditions vibratoires.

L'identification de la signature vibratoire du modèle réduit à 3DDL a été réalisé expérimentalement en appliquant un signal en bruit blanc. Les fréquences fondamentales ont été déduites par transformation du domaine temporel au domaine fréquentiel. En

utilisant la table vibrante, plusieurs mesures de la réponse en accélérations du modèle réduit ont été établies.

La comparaison des résultats expérimentaux et analytiques conduit à une parfaite concordance des fréquences fondamentales et réponses dynamiques en accélération. Tandis qu'une légère différence est constatée entre les résultats expérimentaux et ceux issus numériquement. Ces différentes approches nous ont permis de valider et de comparer les résultats obtenus, en mettant en évidence les avantages et les limites de chaque méthode. Cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances sur la modélisation des systèmes dynamiques et sur les différentes techniques d'analyse disponibles.

L'étude paramétrique en fonction des dispositions des masses a conduit à une meilleure compréhension de l'impact de la distribution de la masse dans une structure sur la réponse dynamique en accélération. Il a été démontré qu'une disposition optimale des masses supplémentaire peut conduire à une diminution de réponse dynamique en accélération.

La table vibrante est largement reconnue pour sa capacité à fournir des résultats extrêmement précis. Bien que les méthodologies analytiques et numériques puissent également produire des résultats acceptables, la précision offerte par la table vibrante reste la meilleure incontestée. Elle demeure un choix supérieur pour garantir des résultats de haute qualité dans de nombreux contextes de recherche.

Finalement, cette étude nous a inspiré certaines recommandations pour les futurs travaux de fin d'étude et qui sont :

- Etudier le comportement non linéaire avec les mêmes conditions aux limites de ce spécimen.
- Appliquer le système des amortisseurs des masses accordées (TMD) pour réduire les vibrations excessives, en optant pour un système de masse suspendue (pendule) au spécimen.

Références bibliographiques

- Kunnath, S. K., & Reinhorn, A. M. Experimental testing of structures for seismic performance evaluation". Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 1991.
- Artizabel-ochoa et AJ Clarck, «"large scale earthquake simulation tables.",» chez The 7 WCEE, TURKEY ISTANBUL, 1980.
- Artizabel-Ochoa et A.J Clarck, «"Large Scale earthquake simulation tables.",» chez the 7 WCEE, Turkey Istanbul, 1980.
- N. Bourahla, «"Experimental research in earthquake engineering.",» 1993.
- H. Airouch, H. Aknouch et H. Bechtoula., «"The earthquake engineering research laboratory facilities of CGS (ALGERIA).",» chez the 14 European conference on earthquakeEngineering, Macedonia, 2010.
- Airouche. H. et al, «"Modélisation numérique et identification expérimentale de la table vibrante du laboratoire EucentreTREES.",» chez la 14e conférence mondiale sur l'ingénierie des tremblements de terre, Pékin, Chine.
- Thoen BK et Laplace PN, «"Offline tuning of shaking tables.",» chez 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
- Williams DM, Williams MS et Blakeborough A, «"Numerical modelling of a servohydraulic testing system for structures.",» J of Eng Mechanics, vol. 127:, n° 18, pp. 816-827, 2001.
- BOUANANI F, «Depot institutionnel de l'Universite Abou Bekr Belkaid Tlemcen UABT,» 2022. [En ligne].
- M. Saiidi, "Shaking table testing in earthquake geotechnical engineering," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 25, no. 3, pp. 187-213, 2005.
- K. Pitilakis et al., "Dynamic soil-structure interaction: current research in Greece," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, vol. 26, no. 3, pp. 171-183, 2006.
- H. Hao et al., "Validation of finite element models for seismic response analysis of a shaking table test structure," Engineering Structures, vol. 33, no. 12, pp. 3565-3576, 2011.
- A. Mofidi et al., "Dynamic behavior and reliability assessment of reinforced concrete structures under seismic loading," Structural Safety, vol. 32, no. 3, pp. 178-188, 2010.

- .Kramer, Steven L. "Geotechnical Earthquake Engineering." Prentice Hall, 1996.
- Muir-Wood R. Robert Mallet and John Milne—earthquakes incorporated in Victorian Britain. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 1988; 17(1):107–142.
- Rogers FJ. Experiments with a shaking machine. *The Californian Earthquake of April 1906, Report of the State Investigation Commission, vol. 1, part II, 1906; 326–335.* Reprinted in *Bulletin of the Seismological Society of America* 1930; 20:147–159.
- Jacobsen SL. Motion of soil subjected to a simple harmonic ground vibration. *Bulletin of the Seismological Society of America* 1930; 20:160–195.
- Monobe N, Takata A, Matumura H. Seismic stability of earth dams. *Second World Congree on Large Dams, Washington, DC, Question VII, 1936.*
- 12. Oberti G. Development of aseismic design and construction in Italy by means of research on large model tests. *Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, CA, 1936.*
- Clough RW, Pirtz D. Earthquake resistance of rockfill dams. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 1958; 123:792–816.
- Sozen MA, Otani S. Performance of the University of Illinois earthquake simulator for reproducing scaled earthquake motion. *Proceedings of U.S.–Japan Seminar in Earthquake Engineering, Sendai, Japan, September 1970.*
- Penzien J, Bouwkamp JG, Clough RW, Rea D. Feasibility study large earthquake simulator. Report No. EERC-67-1, University of California, Berkeley, 1967.
- M., BENZEGHADI et A., MEBREK., « Identification expérimentale des caractéristiques dynamiques des structures », Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE., 2023.
- BOUANANI F., « présentation de la table vibrante de RISAM et mesure du signal cible », Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE., 2022.

- I., Patringenaru., « Projet Tallwood est un bâtiment de 10 étages en bois lamellé-croisé à échelle réelle », Université de Californie-San Diego., 2023.
- Shujin Li., Cai Wu., and Fan Kong., « Analyse de la performance sismique d'une structure de mur de cisaillement en béton armé de grande hauteur sur table vibrante. », École de génie civil et d'architecture, Université de technologie de Wuhan., 2019.
- Jacob., « Évaluation de la performance sismique et modernisation des cadres en béton armé non ductiles avec murs de remplissage », Université de Californie-San Diego., 2009.
- O. Rezaifar., M.Z. Kabir et A. Bakhshi., Université de technologie, Scientia Iran.ICA., 2009.
- Weixiao Xu., Weisong Yang., Chunwei Zhang et Dehu Yu., » Test sur table vibrante pour l'étude de l'effondrement d'une structure multi-étage typique en béton armé dans la région de Meizoseismal », École de génie civil, Université de technologie de Qingdao., 2017.
- M., BENZEGHADI et A., MEBREK., « Identification expérimentale des caractéristiques dynamiques des structures », Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen – Faculté de TECHNOLOGIE., 2023.
- Sousseau, Y., El Achachi, S. M., Chaplain, M., Catterou, T., & Garcia, P. (2019). Lois de similitude et modélisation du comportement mécanique des bâtiments bois multi-niveaux. In Recueil des Actes des 37èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil (RUGC 2019).
- Habib, P. (1989). Similitude et essais sur modèles réduits: validité de la modélisation. Revue Française de géotechnique, (48), 35-41.
- Sousseau, Y. (2022). Lois de similitude et modélisation du comportement mécanique des bâtiments bois multi-niveaux: apports, limites et prise en compte de l'incertain (Doctoral dissertation, Université de Bordeaux).
- Buckingham, Edgar. "On Physically Similar Systems: Illustrations of the Use of Dimensional Equations." 1914.
- Bridgman, Percy W. "Dimensional Analysis." 1922.
- Barenblatt, Grigory I. "Dimensional Analysis." 2003 .
- Holman, J. P. "Heat Transfer." 2010.
- Bird, R. B., Stewart, W. E., Lightfoot, E. N. "Transport Phenomena." 2006.

- Schiesser, W. E. "The Numerical Method of Lines: Integration of Partial Differential Equations." 2009.
- Debongnie, J. F. (2016). Sur le théorème de Vaschy-Buckingham.
- KRIMAT, B et ALLOUANE, S., (2017)., MODELISATION PAR MODELE REDUIT DE BARRAGE EL HAIMEUR (GHARDAIA) EN CAS DE RUPTURE ET L'IMPACT SUR LA VILLE., Université Abderrahmane MIRA de Bejaia., Faculté de Technologie Département d'Hydraulique.
- Idriss ROUAZ, I., (2011) EVALUATION DES PERFORMANCES DES TABLES VIBRANTES : CAS DE LA TABLE VIBRANTE DU CGS., Université de SAAD DAHLEB de BLIDA, Faculté des Sciences de l'Ingénieur Département de Génie Civil.
- HOUICHI, L., (2007)., OUVRAGES D'ÉVACUATION., UNIVERSITÉ EL HADJ LAKHDAR – BATNA., Spécialité hydraulique.
- CHOPRA A.K, Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1995.
- CLOUGH R.W, PENZIEN J, Dynamics of Structures, third edition, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, 1995.
- DATTA T. K, Seismic analysis of structures, John Wiley & Sons (Asia). Pte Ltd, 2010,
- MEGNOUNIF A, DJAFOUR M, Eléments de calcul et de conception des structures en zones sismiques, Université de Tlemcen, 1994.
- NACER N, HADJ ARAB A, Recueil de problèmes de la dynamique des structures avec leurs solutions (DDS), Office des publications universitaires, 1999.
- PAZ M., WILLIAM L, Structural Dynamics: Theory and computation, fifth edition, updated with Sap2000, Kluwer Academic Publishers, 2004.
- PECKER A, Dynamiques des structures et des ouvrages, Ecole nationale des ponts et des chaussées, Paristech, 2006
- Clough P. W. et Penzien J, Structural Dynamics, Computers and Structures Inc, Berkeley, 2001
- Chopra, A.K., Dynamics of Structures-Theory and Application to earthquake engineering, Prentice Hall, New Jersey 4 RPA-99 (2004). Règles Parasismiques Algériennes 1999. Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Alger

ANNEX

Description de L'accéléromètre

Modèle Setra 141

1. Accéléromètre linéaire à haut rendement



1.1. Description

Le modèle 141 est un accéléromètre linéaire qui produit un signal de sortie DC instantané de haut niveau proportionnel aux accélérations détectées (allant de l'accélération statique jusqu'à 3000 Hz comme indiqué ci-dessous). Les accéléromètres Setra sont uniques dans leur capacité à supporter sans dommage des surcharges de g extrêmement élevées. Le modèle 141 intègre le capteur capacitif Setra super robuste et un circuit électronique miniaturisé.

Son excellente réponse dynamique est maintenue par l'amortissement de l'air, qui varie en fonction de la température environ un dixième de l'amortissement du meilleur fluide. Les caractéristiques électriques sont compatibles avec le conditionnement conventionnel des signaux de type jauge de contrainte, y compris l'utilisation d'un shunt Rcal sur n'importe quelle plage sélectionnée jusqu'à 100% de la pleine échelle. Le boîtier en acier inoxydable est scellé par un joint torique, a un plan de base bien défini et est assez insensible aux contraintes de montage.

L'interface entre les axes est extrêmement faible. La fixation externe du câble, facile à remplacer, facilite l'installation et l'entretien.

1.2. Avantages

- Excellente réponse statique et dynamique
- Amortissement par gaz insensible à la température (0,7 critique)
- Signal de sortie élevé

-Capacité de surcharge élevée, 2000g statique Faible sensibilité transversale (0,012 g/g)

-Sensibilité transversale (0,012 g/g) Large plage Rcal -Etalonnage de type

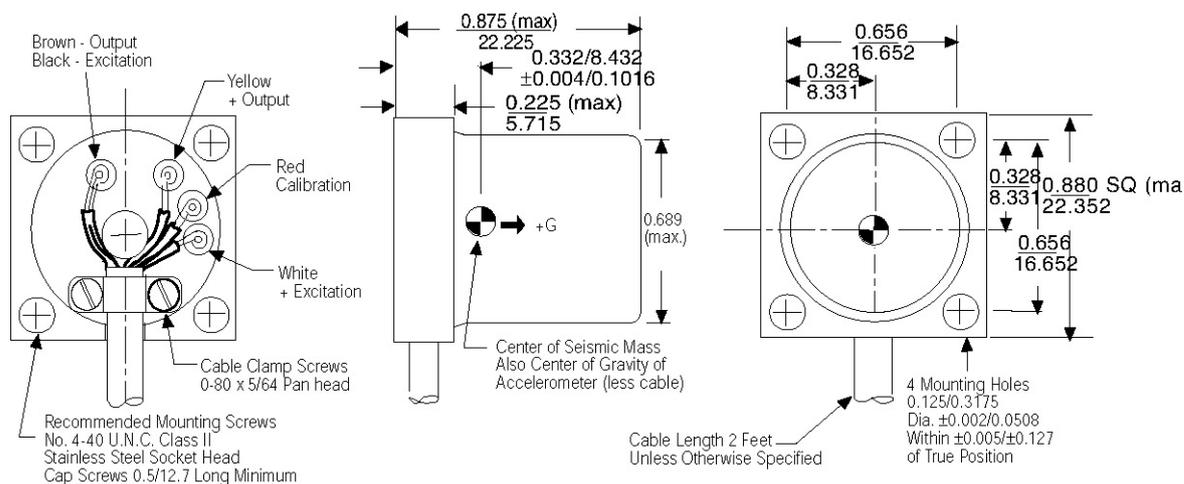
-Fixation du câble facile à remplacer

-Compact et léger Mise à niveau du filtre EMI en option.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES						
Données de performance		Effets thermiques		Données électriques		
Non-linéarité (ligne droite de meilleur ajustement)	±1.0% FS	Température de fonctionnement° F(°C)	-10 to +150 (-23 to +65)	Circuit électrique1	3-fils (Com, -Exc, -Out)	
Hystérésis	0.10%	Décalage de zéro	<±0.02% Plage nominale/°F (<±0.36%/°C)	L'isolement	100 M ohms	
Non-récupérabilité	0.05%	Changement de sensibilité	<±0.02% Plage nominale /°F (<±0.36%/°C) Effets thermiques légèrement plus élevés lorsque le 141A fonctionne à une tension d'excitation inférieure à 10 VDC.	Fréquence interne	20 MHz approx.	
Réponse à l'accélération transversale	<±.012 g/g	Sortie zéro G	<±25 mV (étalonné en usine à une excitation de 10 VDC ou 24 VDC)	Signal d'étalonnage (Rcal)	Disponible jusqu'à 100% de la gamme nominale en shuntant la résistance d'étalonnage externe du fil d'étalonnage au fil de signal.	
Amortissement	Système d'environ second ordre avec un amortissement critique	FS G Sortie	<±25% de la sortie nominale	Excitation/Sortie2 Code	BT	2S
				Plage d'excitation	5-15 VDC	10-28 VDC ³

	de 0,7 (Gas Squeeze-Film 0,7 ±0,2 de l'amortissement critique à 770F [25°C]). Le taux d'amortissement augmente d'environ 0,15 %/°F.					
Bande de fréquence	Plat de l'état statique à environ 60% de la fréquence naturelle (toutes gammes confondues)	Niveau de bruit	<±0,01% Plage nominale (RMS, dans la bande)	Tension d'excitation calibrée	10 VDC	24 VDC
				Excitation Current	5 mA	10 mA
Résolution	Infini, limité uniquement par le niveau de bruit de sortie	Description physique		Sortie nominale (circuit ouvert)	±500 mV @ 10 VDC	±1000 mV @ 24 VDC
Données d'étalonnage	Chaque appareil est fourni avec un graphique généré par ordinateur de la sortie en fonction de l'accélération (centrifugeuse) à la tension d'excitation spécifiée.	Raccordement électrique	Câble multiconducteur de 2 pieds	<p>1. Le circuit est isolé capacitivement du boîtier. L'alimentation appliquée à la sortie, ou une sortie court-circuitée, n'endommagera pas l'appareil. Pas de protection contre l'excitation inverse.</p> <p>2. Performance typique pour la gamme nominale g : La sortie est proportionnelle à la tension d'excitation. Impédance de sortie 9k ohms (nominale).</p> <p>3. Fonctionne avec une alimentation aérienne de 28 VDC. (Recommander une protection contre les transitoires de haute tension pour éviter les dommages causés par les conditions d'alimentation d'urgence telles que définies dans la norme MIL-STD-704A, et une régulation de la tension pour atteindre la plus grande précision).</p>		
Sensibilité	Rapporté à l'intervalle nominal	Poids	30 grammes (câble non compris)			
Tension d'excitation	Modèle 141 étalonné à 10 VDC ou 24 VDC	Cas	Acier inoxydable, joint torique			

DESSINS ET DIMENSIONS



GAMMES À PLEINE ÉCHELLE

Pour chacune des gammes g disponibles, la linéarité est caractérisée par ce diagramme de gamme :

(La non-linéarité est exprimée en % de la gamme complète, ligne droite la mieux ajustée)

Gamme nominale	Fréquence naturelle (nominale)	Réponse plate (± 3 db) 0 Hz à :
$\pm 2g$	300Hz	200Hz
$\pm 4g$	440Hz	260Hz
$\pm 8g$	570Hz	300Hz
$\pm 15g$	840Hz	400Hz
$\pm 30g$	1200Hz	700Hz
$\pm 60g$	1560Hz	1000Hz
$\pm 150g$	2600Hz	1600Hz
$\pm 600g$	5000Hz	3000Hz

Modèle		Gamme		Unités			Type	Sortie		Cessation d'activité		Précision		Options	
141	1411	002	±2g	A	G	B	Bi-Direction	BT	±500 mV (10VDC EXC)	02	2' Cable	G	± 1.0% FS	NN	Aucun
		004	±4g					2S	±1000 mV (24VDC EXC)	10	10' Cable			6	Étalonnage Spécial EXC
		007	±8g							25	25' Cable			7	Filtre EMI/RFI
		015	±15g							XX	Consulter la Faculté pour d'autres longueurs			3	Fonctionnement à grande échelle Temp. -65 à 220oF
		030	±30g												
		060	±60g												
		150	±150g												
		600	±600g												

.- Si aucune option : N
+ N
.- Si 1 option : Code de l'option + N
.- Si 2 options : Code option + Code option.

