



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 d'Ain-Temouchent - Belhadj Bouchaib

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil & Travaux Publics



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : structure

Thème :

**Pertinence des Modèles Réduits des Structures pour
l'Analyse dynamique en utilisant les tables vibrantes**

PRESENTE PAR :

- 1) Melle. GHEZAL Lamia Kaoutar
- 2) Melle. Valerie Mazingi

DEVANT LE JURY COMPOSE DE :

Président :	Pr	université d'Ain Témouchnet
Examineur :	dr	université d'Ain Témouchnet
Encadreur :	dr	université d'Ain Témouchnet
Co-encadreur :	dr	université d'Ain Témouchnet

Année universitaire : 2024-2025

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde reconnaissance à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce projet de fin d'études.

*Je remercie tout particulièrement **Monsieur Derbal Rachid**, mon encadrant, pour son accompagnement constant, ses orientations précieuses et son engagement tout au long de ce travail. Sa rigueur scientifique et sa disponibilité ont grandement facilité l'avancement de ce projet.*

*Mes remerciements s'adressent également à **Madame Benmanson Nassima**, co-encadrante de ce travail, pour son suivi attentif, ses conseils techniques et son appui tout au long de cette étude.*

*Je tiens à remercier **Monsieur Bentifour Abdelatif**, responsable du laboratoire, pour m'avoir permis de bénéficier des ressources matérielles nécessaires à la réalisation des expérimentations, ainsi que pour son accueil au sein du laboratoire.*

*Je n'oublie pas de remercier l'ensemble des enseignants et du personnel du **Département de Génie Civil** pour la qualité de l'enseignement reçu durant ma formation et pour leur disponibilité.*

Enfin, j'adresse mes remerciements les plus sincères à ma famille et à mes proches pour leur soutien moral, leur patience et leurs encouragements constants tout au long de ce parcours.

Dédicaces 01

Avant toute chose, je tiens à exprimer toute ma gratitude et mon amour envers ceux qui ont été à mes côtés, dans les moments de doute comme dans les instants de réussite. Ce projet de fin d'études représente bien plus qu'un simple travail académique : il symbolise des années d'efforts, de sacrifices, de soutien et d'amour inconditionnel.

*À **Mes parents**, qui ont toujours cru en moi, même lorsque moi-même je doutais. Leur patience, leurs encouragements silencieux, et leur présence constante ont été les fondations solides sur lesquelles j'ai bâti mon parcours. Leur foi en mon avenir a été une source inestimable de motivation.*

*À **Ma mère**, tout particulièrement. Elle est sans aucun doute la lumière la plus douce dans ma vie. Sa tendresse, son écoute, sa force tranquille et son amour inébranlable m'ont guidé à chaque étape de mon chemin. Elle a su me réconforter dans mes échecs et célébrer mes petites victoires avec une fierté qui me touchera à jamais. Maman, tu es mon repère, mon refuge, ma source d'inspiration. Cette réussite est la tienne autant que la mienne.*

*À **Mon frère Rafik**, dont la présence m'a toujours rassuré. Son soutien discret mais sincère, ses conseils, et sa capacité à me faire sourire dans les moments difficiles ont été précieux. Rafik, tu es plus qu'un frère, tu es un véritable pilier dans ma vie.*

*À **Fatima**, ma compagne, ma confidente, mon amour. Ta patience, ton encouragement de chaque instant, ta capacité à croire en moi même dans mes silences, ont été des forces invisibles mais puissantes. Merci de m'avoir accompagné avec douceur et compréhension tout au long de ce parcours parfois exigeant. Ton amour m'a donné la stabilité et la motivation dont j'avais besoin pour aller au bout.*

*À **Ma binôme**, ton courage et ta passion sont une inspiration. Puisse chaque effort d'aujourd'hui devenir la réussite de demain*

À vous tous, je dois beaucoup. Ce travail est dédié à votre amour, votre patience, et à tout ce que vous êtes pour moi.

GHEZAL Lamia Kaoutar

Dédicaces 02

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu de m'avoir gardé en sécurité, de m'avoir guidé et de m'avoir pourvu tout au long de mon séjour à l'étranger. Je suis profondément reconnaissant de sa présence constante et de ses bénédictions.

J'exprime également ma sincère gratitude à ma famille pour son soutien et ses encouragements incessants, qui ont été ma motivation pour persévérer et réussir. Je tiens aussi à remercier chaleureusement mon binôme, dont la collaboration et le soutien ont été précieux tout au long de ce parcours.

Mes sincères remerciements vont aux gouvernements de l'Algérie et du Zimbabwe pour m'avoir accordé la bourse d'études qui a rendu possible cette poursuite académique.

Je dédie cette thèse à mon père. Où que tu sois, je sais que tu me regardes et que tu es fier de moi. Ce n'est pas la fin, mais plutôt le commencement, et je promets de continuer à faire tout mon possible pour te rendre fier.

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu de m'avoir gardé en sécurité, protégé et pourvu dans un pays étranger. C'est par Sa grâce que je suis ici aujourd'hui.

*À **Ma famille**, pour son soutien sans fin, ses attentions constantes à mon égard, et pour m'avoir donné la motivation de continuer en particulier à ma mère.*

*À **Ma binôme**, pour tout son travail acharné et ses nuits blanches. Que Dieu exauce tous les désirs de ton cœur.*

*À **mon partenaire**, pour être resté éveillé avec moi et m'avoir aidé chaque fois que j'avais besoin de son assistance.*

*À **mon père**, qui est parti rejoindre le Seigneur je sais que tu veilles sur moi et que tu es fier de moi. Ce n'est pas la fin, mais plutôt un commencement.*

Valerie Mazingi

TABLE DES MATIERES

Introduction Générale	1
Chapitre I : Modèles Réduits et Tables Vibrantes: Etat de l'Art	
1. Introduction.....	4
2. Aperçu sur les travaux antérieurs.....	4
3. Conclusion	44
Chapitre II :	
Tables Vibrantes en Génie Parasismique	
1. Introduction :.....	46
2. Nécessité de valider les modèles numériques par des essais physiques :	46
3. Historique de développement des tables vibrantes :.....	47
4. Tables vibrantes en génie civil :.....	48
5. objectif :	48
6. Domaine d'utilisation :	48
7. Objectif de l'utilisation des tables vibrantes :	49
8. Développement :	49
9. Principales tables vibrantes dans le monde :.....	50
9.1. Japon :.....	50
9.2. États-Unis – UC San Diego (Californie) :.....	51
9.3. La table vibrante AZELEE du centre européen de recherche et de formation avancée en génie civil (CEA) :.....	51
9.4. Table vibrante en algérie :	52
9.4.1. La Table Vibrante du CGS :.....	52
9.4.2. La table vibrante de laboratoire de dynamique de structures de l'université Hassiba Benbouali de Chlef :	53

10.	Description de la table vibrante RISAM :.....	55
10.1.	Dimensions d'une table vibrante :.....	55
10.2.	Constituant d'une table vibrante :.....	57
10.2.1.	Partie mécanique :.....	57
10.2.2.	Partie hydraulique :.....	59
10.2.3.	Partie électronique :.....	62
10.2.3.1.	Contrôleur numérique MTS 793 :.....	63
10.2.3.2.	Station builder :.....	64
10.2.3.3.	Station manager :.....	65
10.2.3.4.	Présentation générale du logiciel STEX-Pro :	66
11.	Conclusion :	67

Chapitre III :

Lois de similitude et modèles réduits

1.	Introduction :.....	69
2.	Définition et fondements des lois de similitude :.....	69
2.1.	Origine et principes généraux des lois de similitude :.....	69
3.	Historique et applications en génie civil :.....	71
3.1.	Historique :	71
3.2.	Applications en génie civil :	72
4.	Modèles et simulation dimensionnelle :	73
4.1.	Modèles et simulations :	73
5.	Première propriété de similitude et notation de Mandel :.....	75
6.	Deuxième propriété de la similitude :.....	76
7.	Similitude restreinte et effet d'échelle ;.....	76
8.	Effet d'Échelle : Distorsion et Limitations des Modèles Réduits.....	77

9. Lois de similitudes	79
10. Trois types de Similitude :	83
10.1. Similitudes Géométriques.....	83
10.1.1. Proportion entre le modèle et la structure réelle :	83
10.1.2. L'un des défis de la modélisation géométrique est de gérer les effets d'échelle :	84
10.2. Similitudes Cinématiques :	84
10.2.1. Conservation des vitesses et des accélérations entre le modèle et le prototype	85
10.2.2. Relation entre les déplacements, vitesses et accélérations.....	85
10.3. Similitudes Dynamiques :	86
10.3.1. Relation entre les forces appliquées au modèle et celles du prototype	86
10.3.2. Critères de conservation de l'inertie, de la gravité et des forces de frottement	86
11. Importance des nombres dimensionnels	87
12. Application des lois de similitude aux essais sur table de vibration.....	87
13. Méthode de conception des relations de similarité	87
14. Choix des échelles et adaptation des matériaux.....	87
15. Conclusion :	88

Chapitre IV :

Détermination des caractéristique dimensionnelle et physiques du modèle réduit

1. Introduction.....	90
2. Lois de similitude des modèles réduits	90
3. Développement de critères de similitude.....	91
3.1. L'analyse dimensionnelle :	91
3.2. Condition d'égalité :	91

3.3.	Dérivation des facteurs d'échelle (μ, λ, τ)	92
4.	Modèle Réelle : P3 du Pont VI33 1780m	92
5.	Le Théorème pi de Buckingham	94
5.1.	Lister toutes les variables et leurs dimensions.....	94
5.2.	Identifier le nombre de dimensions fondamentales	95
5.3.	Déterminer le nombre de groupes sans dimension (termes pi)	95
5.4.	Sélectionner des variables répétitives	96
5.5.	Former des groupes sans dimension (termes Π).....	96
6.	Groupes adimensionnels finaux :	101
7.	Définir les facteurs d'échelle	101
8.	Appliquer les facteurs d'échelle aux groupes sans dimension.....	101
8.1.	Mise à l'échelle du module d'élasticité (E)	101
8.2.	Mise à l'échelle de l'accélération (a).....	102
8.3.	Echelle pour Vitesse(V).....	102
8.4.	Échelle de la force (F) :	103
8.5.	Résistance à la traction du béton (f_t)	104
8.6.	Module de cisaillement (Gs).....	104
8.7.	Vitesse des ondes de cisaillement (Vs).....	105
9.	Modèle réduit	107
10.	Conclusion :	108

Chapitre V :

Identification des périodes et des fréquences propres du modèle réduit

1.	Introduction :	110
2.	Objectifs des essais :	110
2.1.	Objectifs généraux des essais sur table vibrante :	110

2.2.	Objectifs spécifiques de l'étude :	111
3.	Matériels utilisés :	112
4.	Déroulement des manipulations expérimentales :	113
4.1.	Préparation du modèle réduit :	113
4.2.	Phases de l'essai :	113
5.	Présentation du modèle réduit :	114
5.1.	Caractéristiques géométriques :	114
5.2.	Caractéristiques physiques :	117
5.2.1.	Calcul de volume du tube :	117
5.2.2.	Estimation de la masse en mouvement du spécimen :	119
6.	Méthodes d'analyse :	122
6.1.	Méthode analytique :	122
6.1.1.	Sens XX :	122
6.1.1.1.	Calcul de la rigidité du spécimen k :	122
6.1.1.2.	Calcul de pulsation propre du spécimen :	123
6.1.1.3.	La période T :	123
6.1.2.	Sens YY :	124
6.1.2.1.	La rigidité :	124
6.1.2.2.	La pulsation du spécimen ω :	124
6.2.	Méthode numérique :	125
6.2.1.	Modélisation numérique du spécimen :	125
6.3.	Méthode expérimentale :	127
6.3.1.	Excitation avec signal de bruit blanc :	127
6.3.2.	Mode opératoire de mesure des fréquences propres :	127
6.3.3.	Traitement des résultats sous bruit blanc :	140

7.	Comparaison entre les trois méthodes :	142
7.1.	Convergence générale :	142
7.2.	Origine des différences :	144
7.3.	Importance de la validation croisée :	144
8.	Conclusion :	145

Chapitre VI :

Identification expérimentale de l'amortissement du modèle réduit

1.	Introduction :	147
2.	Mouvements dynamiques :	147
3.	Equation de mouvement dynamique :	149
4.	Vibration forcée harmonique :	151
5.	Méthode demi-puissance (bande passante) :	154
6.	Vibration libre :	157
7.	Méthode de décrément :	160
8.	Application expérimentale des Méthodes d'identification de l'amortissement : ..	161
8.1.	Détermination de l'amortissement pour le modèle à 1 DDL par la méthode de décrément logarithmique :	161
8.1.1.	Sens XX : (Essai 1)	162
8.1.2.	Sens XX : (Essai 2)	169
8.1.3.	Interprétation des résultats :	172
8.1.4.	Comparaison entre les deux essais :	173
8.1.5.	Sens YY : (Essai 1)	174
8.1.6.	Sens YY : (Essai 2)	178
8.1.7.	Interprétation des résultats :	180
8.1.8.	Comparaison entre les deux essais :	182

8.1.9. Comparaison des deux sens :	183
8.2. Détermination de l'amortissement pour un spécimen à 1 DDL par la méthode de demi-puissance :	184
8.2.1. Sens XX :	184
8.2.2. Sens YY :	186
8.2.3. Comparaison de l'amortissement obtenu par la méthode de demi-puissance :	187
9. Comparaison entre les deux méthodes :	188
10. Conclusion :	189

Chapitre VII :

Etude sismique du modèle réduit : Application du séisme de Kobe

1. Introduction.....	192
2. Le séisme de Kobe 1995 :	193
2.1. Le tremblement de terre qui a bouleversé la ville	193
2.2. Proximité de l'épicentre par rapport à la zone urbaine.	195
2.3. Tectonique et risque sismique à Kobe, Japon.....	195
3. Les accélérations maximales du sol (PGA) enregistrées lors du séisme de Kobe :	196
4. Leçon tirées du séisme de kobe	198
4.1. Données sismiques réalistes	198
4.2. Référence pour la réponse structurelle	198
4.3. Développement et validation de conceptions parasismiques	198
4.4. Simulation de scénarios sismiques critiques	198
5. L'évolution des codes du bâtiment après Kobe.....	199
5.1. Renforcement des codes du bâtiment.	199
5.2. Amélioration de la résilience face aux séismes :	199

6.	Objectifs de l'étude	199
7.	Méthodologie Experimentale.....	200
7.1.	Modèle réduit d'une pile d'un pont.....	200
7.2.	Configuration expérimentale et simulation sismique	201
8.	Résultats expérimentaux et simulations.....	202
8.1.	Données expérimentales	202
8.2.	Analyse sismique à l'aide du logiciel STEX PRO.....	203
8.2.1.	RÉSULTATS :	204
8.2.2.	Sens XX :	204
8.2.3.	Sens YY :	207
8.3.	Interprétation et comparaison des résultats :	209
8.3.1.	Sens XX :	209
8.3.2.	Sens YY:	211
9.	Conclusion :	214
	Conclusion Générale.....	215
	Références bibliographique	217

LISTE DES FIGURES

Figure 1 Essai sur table vibrante d'une maison en maçonnerie non chaînée.....	5
Figure 2 Essai sur table vibrante d'une maison en maçonnerie confinée	6
Figure 3 Maillage du modèle bidimensionnel complet incluant la table vibration	7
Figure 4 Structure CAMUS ancrée à la table vibrante Azalée (photo CFA).....	8
Figure 5 Comparaison du déplacement inter-étage entre la structure principale et la structure avec amortissement pour une excitation de type El Centro et Kobe.....	10
Figure 6 Géométrie du modèle type S.....	12
Figure 7 Modèle de géométrie du plan de type B et solives de plancher.....	13
Figure 8 Modèle réduit à ossature d'acier et instrumentation.....	15
Figure 9 profil latéral des pentes du model ayant échouée	17
Figure 10 Représentation schématique du système de table vibrante du CGS	20
Figure 11 Le portique en acier monté sur la table vibrante (a) et son modèle en éléments finis (b)	22
Figure 12 Modes de vibrations de la structure	23
Figure 13 Photos du modèle : (a) modèle en cours de construction ; (b) modèle terminé.....	25
Figure 14 Pied du spécimen pour fixation sur la table vibrante.....	27
Figure 15 output de décompression avec un seuil de 0,1 Hz	30
Figure 16 configuration de tests transversaux.....	32
Figure 17 configuration d'essai longitudinal	32
Figure 18 Modèle RCC à l'échelle 1/4 monté sur table vibrante (Modèle final)	33
Figure 19 Fissures après le dernier cycle	34
Figure 20 Le modèle sur la table vibrante avec l'instrumentation.....	36
Figure 21 Vue de la structure du prototype FB.....	37

Figure 22 Spectres de réponse en accélération pour un amortissement de 2 % dans les directions horizontale et verticale : (a) Direction X, (b) Direction Y, (c) Direction Z	37
Figure 23 Vue de Face du Spécimen.....	39
Figure 24 Photos du modèle réduit fixé sur la table de RISAM	40
Figure 25 Période et fréquence propres du spécimen	41
Figure 26 Seismic isolator and components.....	42
Figure 27 Modèles expérimentaux. (a) Modèle de test initial (les unités sont en mm). (b) Modèle de test amélioré (les unités sont en mm).....	43
Figure 28 overview of shaking table (Masayoshi Nakashima, 2018)	50
Figure 29 Le projet TallWood est une tour de 10 étages construite en bois massif. (Sukel, 2023).....	51
Figure 30 Table vibrante AZELEE. (Dupont, 2012)	52
Figure 31 Vue de la table vibrante du CGS	53
Figure 32 vue globale de système de la table de vibration de laboratoire de DDS Chlef.....	54
Figure 33 schéma descriptif du système de vibration	54
Figure 34 illustre les principaux éléments d'une la table vibrante typique	56
Figure 35 Vue extérieure du laboratoire	56
Figure 36 vue intérieure du laboratoire	57
Figure 37 Représentation 3D du massif (a) et (b)	58
Figure 38 Caisson de la table vibrante de RISAM.....	58
Figure 39 Centrale hydraulique (HPU) de la table de RISAM	60
Figure 40 vue interieure du HPU	60
Figure 41 Servovalve de la table vibrante de RISAM	61
Figure 42 Fonctionnement de HPU manuellement ou à distance	61
Figure 43 Le service hydraulique collecteur (HSM) de la table vibrante de RISAM.....	62
Figure 44 le système électronique	63

Figure 45 Schéma typique du système contrôleur table vibrante.....	64
Figure 46 fenêtre principale de station Builder	65
Figure 47 Fenêtre principale de Station Manager	66
Figure 48 principe des lois de similitude	72
Figure 49 Facteur d'échelle suivant la notation de Mandel	76
Figure 50 Similitude géométrique dans les tests de modèles.....	83
Figure 51 Les écoulements à surface libre sont cinématiquement similaires, leurs échelles de longueur et de temps étant liées par le nombre de Froude	85
Figure 52 Similarité dynamique dans l'écoulement des vannes. Le modèle et le prototype produisent des polygones de force homologues identiques si les nombres de Reynolds et de Froude sont identiques	86
Figure 53 Vue de pont Tlelat, Tlemcen.....	93
Figure 54 Vue d'ensemble en plan et en élévation du pont – Profil longitudinal.....	93
Figure 55 Pile P3 97+183.....	94
Figure 56 Modèle réduit du Pont.....	107
Figure 57 Plaque en acier de fixation du spécimen.....	115
Figure 58 présentation du spécimen placé sur la table vibrante.....	115
Figure 59 pied à coulisse	116
Figure 60 Schéma de Positionnement des Éléments du Spécimen	117
Figure 61 caractéristique du tube	118
Figure 62 Photo de l'échantillon	119
Figure 63 Détermination de la masse par pesée directe	120
Figure 64 Modèle numérique du spécimen établi par SAP2000.....	125
Figure 65 mode 1.....	126
Figure 66 Mode 2	126
Figure 67 Période et Fréquence propre obtenu à partir du modèle numérique	126

Figure 68 Ouverture du fichier de contrôle	128
Figure 69 Fenêtre ouverte de MTS793	129
Figure 70 Création d'un nouveau projet via STEX Pro.....	130
Figure 71 Association du fichier de configuration (setup) au contrôleur MTS 793	131
Figure 72 Sélection du contrôleur	131
Figure 73 Configuration de Station Drive.....	132
Figure 74 Configuration des canaux de sortie.....	133
Figure 75 Création d'un Model	133
Figure 76 Association du modèle au fichier de configuration (setup) correspondant	134
Figure 77 Introduction des données de Drive Shape.....	135
Figure 78 Introduction de l'amplitude du Drive (Bruit blanc).....	136
Figure 79 Génération du signal de bruit blanc	136
Figure 80 Chargement du signal Drive	137
Figure 81 Envoi du signal Drive à la table vibrante et génération du fichier Response	138
Figure 82 Accélération temporelle, accélération de la table mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens XX	138
Figure 83 Réponse en déplacement mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens XX (graphe bleu).....	139
Figure 84 déplacement axial mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens YY	139
Figure 85 accélération de la table mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens XX.....	140
Figure 86 Accélération temporelle mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens YY	140
Figure 87 La transformée de Fourier de l'accélération mesurée en le sens (XX) sous bruit blanc	141

Figure 88 La transformée de Fourier de l'accélération mesurée en le sens (YY) sous bruit blanc	142
Figure 89 La fréquences mesuré expérimentalement, analytiquement et numériquement selon le sens XX	143
Figure 90 La fréquences mesuré expérimentalement, analytiquement et numériquement selon le sens YY	144
Figure 91 Charge harmonique.....	148
Figure 92 Charge périodique quelconque	148
Figure 93 Charge transitoire.....	149
Figure 94 Forme déformée du cadre sous une charge latérale dynamique	149
Figure 95 diagramme	149
Figure 96 Facteur d'amplification dynamique et angle de phase pour la réponse harmonique en régime permanent	153
Figure 97 Courbe de réponse en fréquence pour un système modérément amorti	155
Figure 98 Réponse en vibration libre des structures	159
Figure 99 Enregistrement d'accélération d'un système vibrant librement.....	160
Figure 100 Exemple de Valeurs imposés en vibration libre (Essai 1)	163
Figure 101 Variation de l'accélération en vibrations harmoniques (Essai01).....	164
Figure 102 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 1).....	164
Figure 103 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 2).....	165
Figure 104 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 3).....	165
Figure 105 Valeurs imposés en vibration libre (Essai 02)	169
Figure 106 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 1).....	170
Figure 107 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 2).....	170
Figure 108 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 3).....	170
Figure 109 :	174

Figure 110 Valeurs imposés en vibration harmonique. (Essai 1)	175
Figure 111 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 1).....	175
Figure 112 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 2).....	176
Figure 113 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 3).....	176
Figure 114 Valeurs imposés en vibration harmonique. (Essai2)	178
Figure 115 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 1).....	178
Figure 116 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 2).....	179
Figure 117 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 3).....	179
Figure 118 Comparaison des amortissements obtenus par la méthode des décrets 183	
Figure 119 Réponse en Fréquence du spécimen dans le sens souple (XX) au bruit blanc 184	
Figure 120 graphe représente la valeur de f1 et f2 dans le sens XX	185
Figure 121 Réponse en Fréquence du spécimen dans le sens rigide (YY) au bruit blanc 186	
Figure 122 graphe représente la valeur de f1 et f2 dans le sens YY	187
Figure 123 Localisation de Kobe,Japon	194
Figure 124 Destruction massive du pont.....	194
Figure 125 Proximité de epicentre par rapport a la zone urbaine	195
Figure 126 Tectonique zone de subduction.....	196
Figure 127 Accélérogramme mis à l'échelle du séisme de Kobe de 1995 au Japon	197
Figure 128 Modèle réduit de la pile du pont placée sur la table vibrante	200
Figure 129 Disposition des capteurs d'accéléromètre (a) et de déplacement (b).....	201
Figure 130 Sens XX	202
Figure 131 Sens YY	202
Figure 132 Accélération maximale enregistrée par le logiciel STEX pro du modèle réduit (PGA)	204
Figure 133 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 10 %	205

Figure 134 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 20 %	205
Figure 135 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 25 %	205
Figure 136 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 50 %	206
Figure 137 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 75 %	206
Figure 138 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 100 %	206
Figure 139 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 10 %	207
Figure 140 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 20 %	207
Figure 141 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 25 %	208
Figure 142 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 50 %	208
Figure 143 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 75 %	209
Figure 144 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 100 %	209
Figure 145 PGA du modèle réduit sens XX.....	210
Figure 146 PGA du modèle réduit sens YY.....	212

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 Spécifications principales de la table vibrante de laboratoire RISAM	55
Tableau 2 Quantités de similitude de Cauchy	81
Tableau 3 Facteurs d'échelle entre prototype et modèle	82
Tableau 4 récapitulatif des lois de similitude (analyse dimensionnelle).....	94
Tableau 5 dimension du modèle réduit	107
Tableau 6 Caractéristiques géométriques et le volume de plaque de fixation	117
Tableau 7 les dimensions la masse et la masse volumique de l'échantillon	119
Tableau 8 La fréquences mesuré expérimentalement, analytiquement et numériquement selon le sens XX	142
Tableau 9 Variation de la Fréquence et de l'Amplitude de l'Excitation dans le sens XX	162
Tableau 10 Variation de la Fréquence et de l'Amplitude de l'Excitation dans le sens YY ...	162
Tableau 11 Calcul des caractéristiques dynamiques obtenu lors d'essai 1	168
Tableau 12 Calcul des caractéristiques dynamiques obtenu lors de (Essai 2)	171
Tableau 13 Tableau comparative entre les deux essais selon le sens XX.....	173
Tableau 14 Calcul des caractéristiques dynamiques obtenu lors d'Essai 1	176
Tableau 15 Calcul des caractéristiques dynamiques obtenu lors d'essai 2	179
Tableau 16 Résumé des caractéristiques dynamiques identifiés.....	181
Tableau 17 Résultats de calcul d'amortissement pour le sens XX par la méthode de demi puissance	186
Tableau 18 Résultats de calcul d'amortissement pour le sens YY par la méthode de demi puissance	187
Tableau 19 comparaison des résultats obtenue par la méthode de demi puissance	187
Tableau 20 Comparaison entre la méthode du décrément logarithmique et la méthode de demi-puissance	188

Tableau 21 les PGA et les PGD de la table.....	202
Tableau 22 les PGA de chaque réponse	210
Tableau 23 PGA du modèle réduit sens YY	211

Introduction

Générale

L'étude du comportement dynamique des structures sous sollicitations sismiques est un domaine fondamental du génie civil, notamment pour concevoir des infrastructures capables de résister aux tremblements de terre. Dans ce contexte, les modèles réduits et les essais sur table vibrante constituent des outils expérimentaux essentiels permettant d'étudier la réponse sismique des structures de manière contrôlée et reproductible. Ce travail de mémoire s'inscrit dans cette perspective, avec pour objectif principal de démontrer la pertinence des modèles réduits dans l'analyse dynamique des structures, en s'appuyant sur des expérimentations sur table vibrante.

Le mémoire est structuré en sept chapitres qui s'articulent de manière logique pour accompagner le lecteur de l'état de l'art à l'application pratique, en passant par la modélisation, l'expérimentation et l'interprétation des résultats.

- Le **Chapitre I** présente un état de l'art sur les modèles réduits et les tables vibrantes, en exposant les différentes approches adoptées dans la littérature et les avancées technologiques en matière d'expérimentation sismique.
- Le **Chapitre II** est consacré à la description des tables vibrantes utilisées en génie parasismique, leur fonctionnement, leurs applications ainsi que les principales installations à travers le monde et en Algérie.
- Le **Chapitre III** traite des lois de similitude, base théorique incontournable pour concevoir des modèles réduits fidèles à la réalité. Les types de similitude (géométrique, cinématique, dynamique) y sont discutés, ainsi que les méthodes de transposition entre prototype et modèle réduit.
- Le **Chapitre IV** expose la détermination des caractéristiques physiques et dimensionnelles du modèle réduit étudié dans ce travail, avec l'application concrète des lois de similitude sur un cas réel, à savoir une pile de pont.
- Le **Chapitre V** aborde l'identification des périodes et fréquences propres du modèle réduit à travers une approche combinée : analytique, numérique et expérimentale. Une comparaison entre les trois méthodes est également présentée.
- Le **Chapitre VI** est consacré à l'identification expérimentale de l'amortissement du modèle réduit. Deux méthodes classiques sont utilisées : celle du décrément

Introduction

logarithmique et celle de la demi-puissance, appliquées dans les deux directions principales (XX et YY).

- Enfin, le **Chapitre VII** présente une étude sismique expérimentale du modèle réduit en utilisant comme cas de charge le séisme de Kobe (1995). Ce chapitre illustre concrètement la réponse du modèle sous excitation réelle et permet d'évaluer la pertinence globale de la démarche expérimentale.

Ce mémoire vise à démontrer l'efficacité des essais sur modèles réduits et leur contribution précieuse à la compréhension du comportement dynamique des structures, en particulier dans le contexte de la prévention du risque sismique.

Chapitre I :
Modèles Réduits et Tables
Vibrantes : Etat de l'Art

1. Introduction

L'analyse du comportement dynamique des structures exposées à des secousses sismiques représente un défi significatif en génie civil, particulièrement dans l'objectif d'optimiser la conception parasismique des édifices et infrastructures. Grâce à l'avancement des méthodes de simulation et d'expérimentation, les scientifiques ont conçu des instruments sophistiqués, comme les tests sur plate-forme vibrante, qui permettent de reproduire avec précision les conséquences des séismes sur des modèles réduits ou des structures à échelle réelle.

L'amortissement et la capacité des structures à résister aux charges dynamiques. L'incorporation de technologies novatrices, comme les amortisseurs visqueux, les isolateurs de fondation ou les systèmes de dissipation d'énergie, a contribué à renforcer la résilience des structures face aux tremblements de terre.

Cette revue de littérature vise à exposer un récapitulatif des progrès scientifiques et technologiques dans le secteur de l'expérimentation sismique sur table vibrante, en soulignant les approches prédominantes employées, les conclusions tirées et les orientations futures concernant l'amélioration des structures exposées aux risques sismiques.

Depuis le début des années 1990, diverses recherches se sont penchées sur les effets des tremblements de terre sur différentes catégories de structures, qui vont des édifices en béton renforcé aux structures en acier, sans oublier les ponts et autres infrastructures géotechniques. Ces travaux s'appuient sur des méthodes expérimentales associées à des simulations numériques afin de déterminer les fréquences propres.

2. Aperçu sur les travaux antérieurs

- Zacek (1990) a mené une étude approfondie sur la construction parasismique des bâtiments est décrit ci-dessous. Cette recherche examine l'impact des séismes sur les structures et les principes fondamentaux permettant de les rendre plus résistantes. L'objectif de cette étude est de comprendre les effets destructeurs des tremblements de terre et de proposer des solutions constructives adaptées.

L'étude met en évidence plusieurs phénomènes, notamment la résonance du bâtiment avec le sol, la torsion d'ensemble et les oscillations différentielles, qui influencent le

comportement des constructions face aux séismes. Des essais sur table vibrante ont été réalisés pour analyser ces effets et évaluer les solutions les plus efficaces. (Zacek, 1990)

Les résultats montrent que la conception structurelle joue un rôle clé dans la résistance aux tremblements de terre. La capacité des bâtiments à se déformer sans rupture (ductilité), la répartition symétrique des rigidités, ainsi que l'utilisation de matériaux adaptés sont des facteurs déterminants. L'étude souligne également l'importance des éléments de contreventement, des chaînages et des joints sismiques pour limiter les risques d'effondrement. (Zacek, 1990)

Enfin, la recherche conclut que la maîtrise des techniques de construction parasismique permet de réduire considérablement les pertes humaines et matérielles lors d'un séisme. En intégrant ces principes dès la phase de conception, il est possible d'optimiser la sécurité des structures et d'assurer leur pérennité face aux secousses sismiques. (Zacek, 1990)



Figure 1 Essai sur table vibrante d'une maison en maçonnerie non chaînée

- Comme une autre base de données, le travail de Semblat et Auameur portant le comportement sismique d'un bâtiment dans le cadre du projet CAMUS (1997-1998), en partenariat avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). L'objectif était de modéliser numériquement la réaction d'un bâtiment soumis à des sollicitations sismiques et de comparer ces résultats aux essais réalisés sur la table vibrante du Commissariat à l'énergie atomique (CEA). Depuis les années 1990, les tests sur modèles réduits ont permis d'approfondir la compréhension du comportement

dynamique des structures, en s'appuyant sur des lois de similitude garantissant une représentation précise des conditions réelles. (Semblat, 1999)



Figure 2 Essai sur table vibrante d'une maison en maçonnerie confinée

La table vibrante, employée dans ce projet, repose sur plusieurs composants essentiels : une structure mécanique, un système de commande électronique et des dispositifs de fixation des maquettes. Le modèle étudié est une structure en béton faiblement armé à murs porteurs, solidement ancrée à la table vibrante afin d'éviter les effets de soulèvement constatés dans des expériences précédentes, telles que le projet CASSBA. Les paramètres de masse volumique et les propriétés des matériaux ont été ajustés afin d'assurer la pertinence des simulations par rapport aux conditions réelles. (Semblat, 1999)

L'étude de la réponse dynamique linéaire a été conduite à l'aide du logiciel CÉSAR-LCPC, permettant de déterminer les modes propres et les fréquences naturelles de la structure. Deux approches ont été adoptées : une modélisation bidimensionnelle et une modélisation tridimensionnelle incluant la table vibrante et ses supports. Les résultats indiquent que l'intégration de la table vibrante dans la modélisation permet d'obtenir des fréquences propres plus fidèles aux valeurs expérimentales. La souplesse des supports de la table induit un mode propre vertical, inexistant lorsque la structure est modélisée isolément. (Semblat, 1999)

Les simulations numériques ont également démontré que les modes de flexion jouent un rôle majeur dans la réponse dynamique du bâtiment. En utilisant la méthode de superposition modale, la contribution de chaque mode à la réponse globale a pu être analysée. La

comparaison avec les mesures expérimentales a permis d'affiner la précision du modèle. (Semblat, 1999)

En conclusion, cette étude a mis en évidence l'importance d'intégrer les supports de la table vibrante dans la modélisation pour obtenir des prédictions fiables. La structure à murs porteurs présente une bonne résistance aux charges sismiques, limitant la transmission des efforts aux éléments porteurs. Les prochaines étapes incluront l'analyse de la réponse dynamique non linéaire du bâtiment afin d'approfondir la compréhension des effets irréversibles du chargement sismique. (Semblat, 1999)

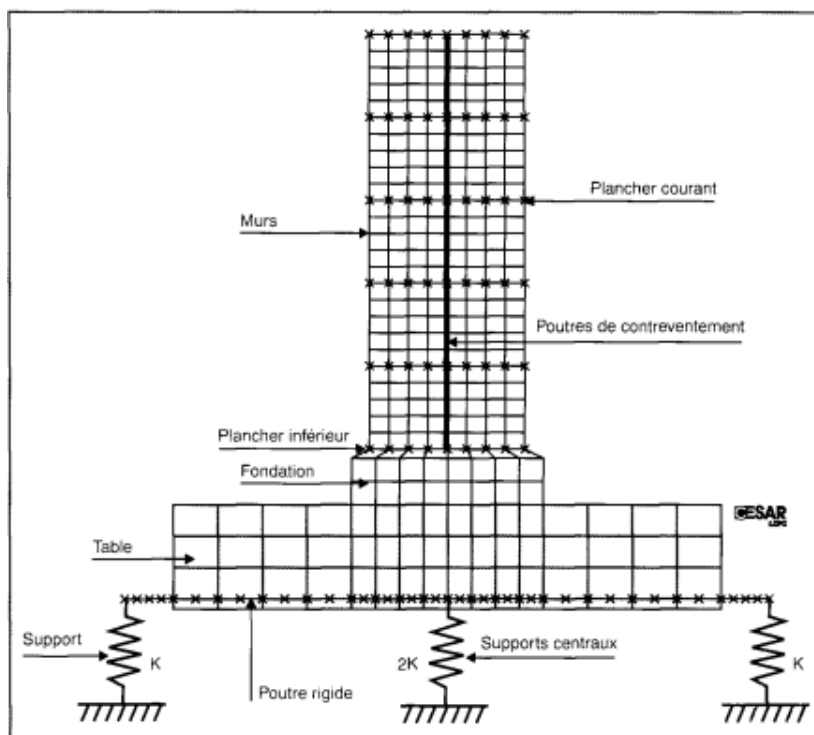


Figure 3 Maillage du modèle bidimensionnel complet incluant la table vibration

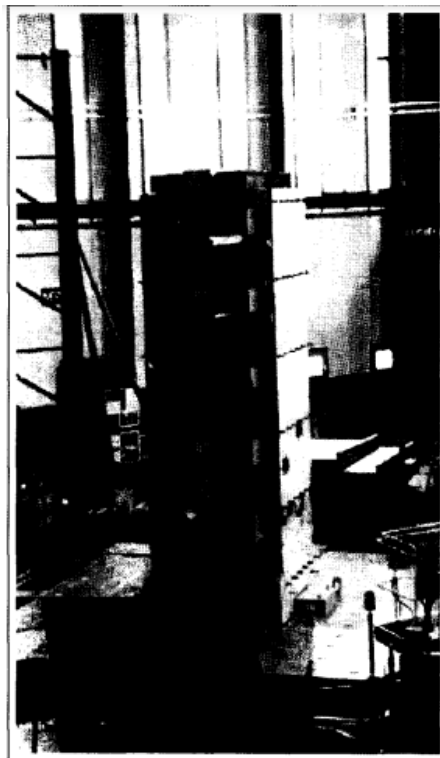


Figure 4 Structure CAMUS ancrée à la table vibrante Azalée (photo CFA)

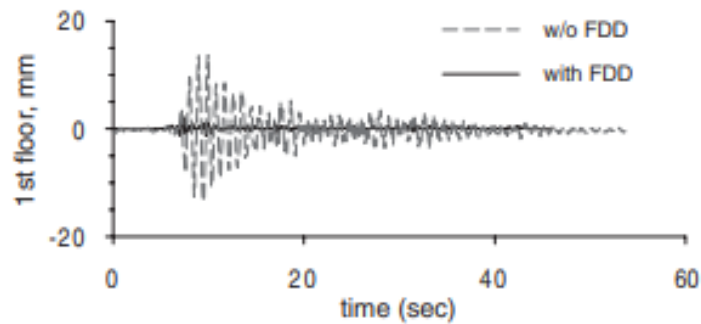
- Liao et al. (2004) ont étudié un dispositif d'amortissement par friction (FDD : *Friction Damped Device*) installé sur une charpente en acier contreventée à trois étages, soumise à une excitation sismique au sein de l'installation d'essais à grande échelle du Centre national de recherche en ingénierie sismique (NCREE) à Taïwan. L'objectif principal de ces essais était d'évaluer l'efficacité des dispositifs de dissipation d'énergie pour limiter les déplacements et les dommages subis par la structure. Cette réduction des déplacements est obtenue par l'ajout de rigidité et/ou d'un mécanisme d'amortissement. (Liao, 2004)

Les dispositifs basés sur le rendement des matériaux, la friction ou la dissipation viscoélastique apportent à la fois rigidité et amortissement, tandis que les amortisseurs visqueux se limitent à augmenter l'amortissement de la charpente. (Liao, 2004) Une autre finalité de l'étude était de comparer les déplacements prévus par l'analyse Pushover non linéaire avec ceux obtenus lors des essais. Cette analyse statique permet de déterminer la courbe de capacité d'une structure et de la convertir en spectre de capacité. (Liao, 2004)

La structure testée était une charpente en acier de trois étages, avec une hauteur sous plafond de 3 m et une travée de 4,5 m dans le sens du séisme. L'ensemble pesait environ 34

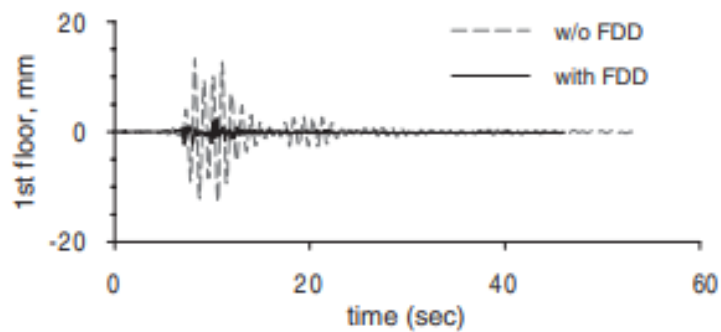
tonnes, et deux dispositifs FDD étaient installés à chaque étage. Les essais ont été réalisés à l'aide d'une table vibrante en utilisant trois enregistrements sismiques : le séisme d'El Centro (1940, composante EW), celui de Kobe (1995) et celui de Chi-Chi (1999). Différents niveaux d'accélération maximale du sol (PGA : *Peak Ground Acceleration*) ont été appliqués, pour un total de 14 tests. (Liao, 2004)

El Centro, 0.05g

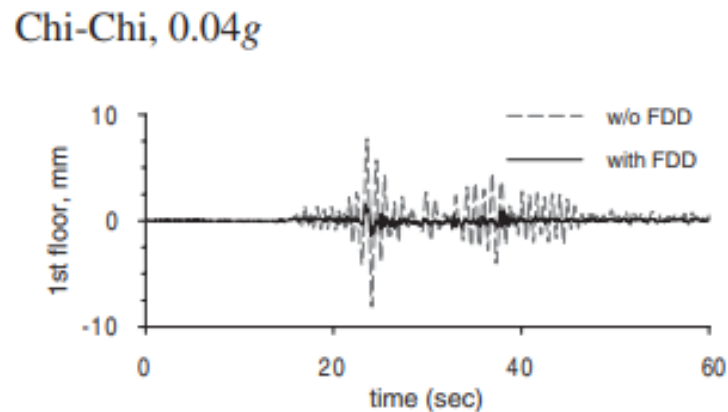


(a)

Kobe, 0.05g



(b)



(c)

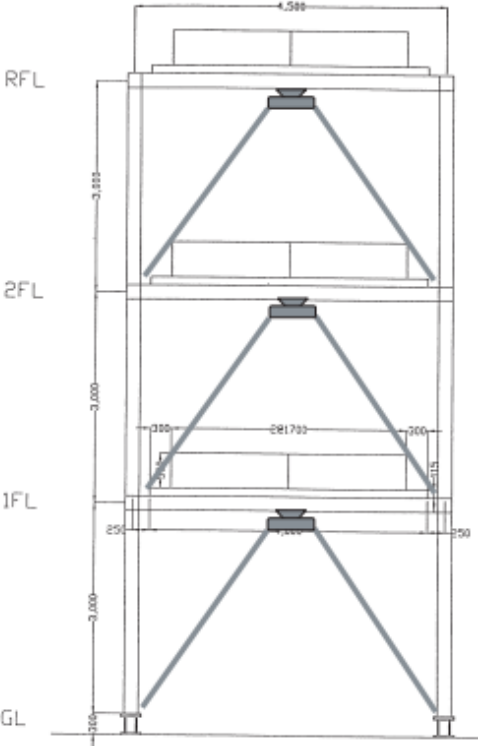
Figure 5 Comparaison du déplacement inter-étage entre la structure principale et la structure avec amortissement pour une excitation de type El Centro et Kobe

Le logiciel DRAIN-2DX a été utilisé pour la simulation numérique de la réponse dynamique des cadres avec et sans amortisseurs par friction. L'évaluation expérimentale s'est appuyée sur la table vibrante, reproduisant des mouvements sismiques de type champ lointain et proche de la faille. La simulation numérique a montré une bonne concordance avec les résultats expérimentaux, apportant ainsi des données précieuses pour la conception de bâtiments intégrant des FDD. (Liao, 2004)

L'analyse du spectre de capacité a permis d'estimer les déplacements sismiques de la structure avec amortisseurs. Les résultats obtenus sont en accord avec les essais pour le séisme d'El Centro, mais sous-estiment les déplacements pour les séismes de Kobe et Chi-Chi. Ces deux derniers étant de type quasi-failles, ils génèrent des secousses plus destructrices que celles des séismes de champ lointain. (Liao, 2004)



(a) Photos de la structure d'essai, avec l'amortisseur fixé.



(b)

- L'étude menée par Paulo Candeias, A. Campos Costa et Ema Coelho en 2004, intitulée " Shaking Table Tests of 1:3 Reduced Scale Models of Four Story Unreinforced Masonry Buildings", explore la vulnérabilité sismique des bâtiments en maçonnerie non armée à travers des essais sur table vibrante. Présentée lors de la 13^e Conférence Mondiale sur le Génie Parasismique à Vancouver, cette recherche vise à analyser la résistance des bâtiments portugais de type "Gaioleiro", avant et après renforcement, afin d'établir des courbes de vulnérabilité adaptées à l'évaluation globale du risque sismique. (Candeias, 2004)

L'étude porte sur des modèles réduits à l'échelle 1:3 de bâtiments en maçonnerie non armée de quatre étages, avec des murs porteurs en pierre et des planchers en bois. Deux configurations de bâtiments ont été testées :

- Prototype S : un bâtiment isolé avec des façades présentant 28,6 % d'ouvertures.
- Prototype B : un bâtiment inséré dans un îlot urbain, avec des murs latéraux intégrant des cheminées de ventilation verticale.

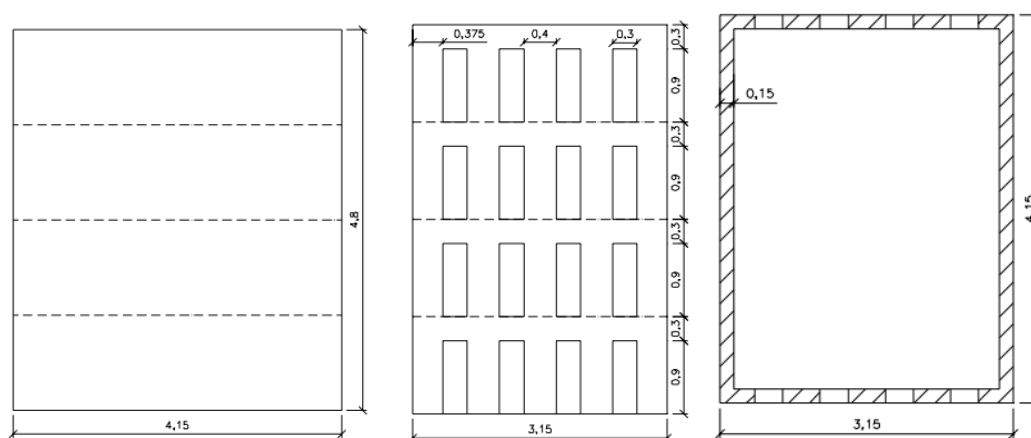


Figure 6 Géométrie du modèle type S

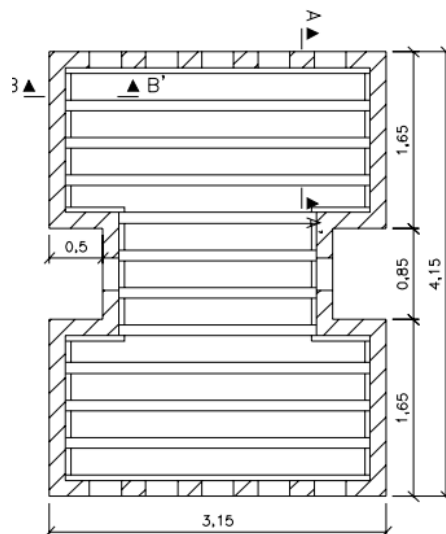


Figure 7 Modèle de géométrie du plan de type B et solives de plancher

Les modèles ont été soumis à des excitations sismiques sur une table vibrante tridimensionnelle du LNEC (Laboratoire National d'Ingénierie Civile, Portugal). Les séquences de tests ont été conçues pour évaluer la dégradation progressive des structures en fonction de l'intensité des sollicitations sismiques, avec une instrumentation permettant de mesurer les accélérations et les déformations. (Candeias, 2004)

Différentes stratégies de renforcement ont été étudiées afin d'améliorer la résistance des bâtiments face aux séismes :

1. Renforcement des connexions murs-planchers avec des connecteurs en acier et des bandes en fibre de verre collées à l'époxy.
2. Connexion entre murs opposés à l'aide de tirants en acier pour limiter les déplacements hors du plan.
3. Renforcement des poteaux de façade par des bandes en fibre de verre et des ancrages en acier pour réduire les fissurations et améliorer la stabilité globale.

Les résultats préliminaires ont révélé que les modèles non renforcés présentaient des modes d'effondrement typiques, notamment :

- Fissuration généralisée des murs extérieurs.
- Décollement et effondrement hors du plan des façades.
- Perte de stabilité des étages supérieurs sous sollicitations sismiques.

En revanche, les modèles renforcés ont montré une amélioration significative du comportement structurel, avec une réduction des déplacements et une meilleure cohésion entre les éléments porteurs. Toutefois, les analyses numériques, encore en cours, permettront d'affiner ces observations et d'établir des courbes de vulnérabilité précises pour ce type de bâtiment.

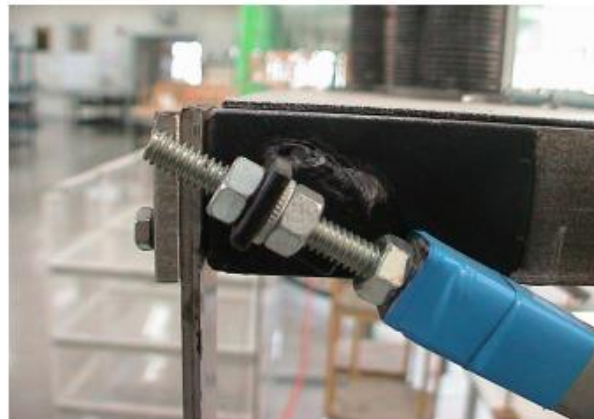
En conclusion, cette étude met en évidence l'importance des mesures de renforcement sismique pour les bâtiments en maçonnerie non armée. Elle souligne également la nécessité d'optimiser les méthodes de réhabilitation à grande échelle afin de limiter les coûts et d'améliorer la sécurité des infrastructures existantes en milieu urbain. (Candeias, 2004)

- L'étude menée en 2006 par M. Cerda, R. Boroschek, G. Farías, O. Moroni et M. Sarrazin, intitulée "*Shaking Table Test of a Reduced-Scale Structure with Copper-Based SMA Energy Dissipation Devices*", explore l'intégration d'amortisseurs à mémoire de forme à base de cuivre pour renforcer la résistance sismique des structures. (5) Présentée lors de la 8^e Conférence Nationale Américaine sur le Génie Parasismique à San Francisco, cette recherche évalue l'efficacité des dispositifs SMA (alliages à mémoire de forme) dans la réduction des vibrations induites par un séisme. (Cerda.M., 2006)

Les essais expérimentaux ont été réalisés sur une maquette réduite d'un bâtiment à ossature métallique de trois étages, testée avec et sans amortisseurs SMA. Ces derniers, composés de fils en alliage cuivre-aluminium-béryllium (Cu-Al-Be), ont été placés en contreventement à chaque niveau de la structure. La simulation des secousses sismiques s'est appuyée sur des enregistrements historiques de séismes (Sylmar, Kobe, Taft, El Centro et Lloleto), reproduits sur une table vibrante MOOG.) (Cerda.M., 2006)



(a) modèle et amortisseurs



(b) : mécanisme de tension de l'amortisseur



(c) cellule de charge et potentiomètre

Figure 8 Modèle réduit à ossature d'acier et instrumentation

Les résultats ont montré des améliorations notables grâce aux amortisseurs SMA. Sans renforcement, la structure présentait une fréquence propre de 2,5 Hz et un amortissement équivalent de 0,59 %. Avec les amortisseurs en place, la fréquence est montée à 3,7 Hz et l'amortissement à 5,95 %, entraînant une réduction de 60 % des accélérations et des déplacements maximaux. Cette performance s'explique par l'augmentation de la rigidité et la dissipation d'énergie des fils SMA lors de leur déformation. (Cerda.M., 2006)

L'étude a également mis en évidence la capacité des fils Cu-Al-Be à conserver une déformation réversible jusqu'à 3,75 %, assurant une dissipation efficace de l'énergie sans perte durable de performance. Toutefois, des variations de rigidité entre les fils ont été observées, probablement dues aux différences de traitement thermique des alliages. De plus, après 25 minutes d'excitation sismique en bruit blanc, certains fils ont montré des signes de fatigue, soulignant la nécessité d'optimiser leur précontrainte et leur traitement pour améliorer leur durabilité. (Cerda.M., 2006)

En conclusion, cette recherche confirme que les alliages à mémoire de forme à base de cuivre offrent une solution prometteuse pour améliorer la résistance sismique des structures métalliques. Leur capacité à absorber et restituer l'énergie en fait une alternative intéressante aux dispositifs d'amortissement classiques. Cependant, des études complémentaires sont requises pour adapter cette technologie aux structures de grande échelle et optimiser sa longévité. (Cerda.M., 2006)

- L'étude de Debabrata Giri et A. Sengupta (2010), intitulée "*Dynamic Behavior of Small-Scale Model Slopes in Shaking Table Tests*", analyse le comportement dynamique des pentes de remblais à petite échelle soumises à des essais sur table vibrante. Publiée dans l'*International Journal of Geotechnical Engineering*, cette recherche compare les résultats expérimentaux aux analyses numériques effectuées avec le logiciel FLAC afin d'évaluer la réponse des pentes aux sollicitations sismiques. (Giri.D, 2010)

Les essais ont été réalisés sur des modèles réduits constitués de sable moyen local, avec une teneur en eau de 3 % et des hauteurs de 0,15 m, 0,18 m et 0,21 m. Tous ont été soumis à une accélération maximale du sol (PGA) de 0,1 g pour étudier l'amplification des accélérations et les mécanismes de déformation. Des accéléromètres placés à la base et au

sommet des pentes ont permis de surveiller la réponse dynamique en temps réel. (Giri.D, 2010)

Les résultats montrent que les surfaces de rupture sont peu profondes et confinées à l'intérieur des pentes, en accord avec les observations sur les glissements de terrain induits par les séismes. L'accélération s'amplifie vers l'extérieur, tandis que les déplacements au sommet augmentent avec la hauteur de la pente. De plus, des fissures de traction sont apparues près du sommet, notamment pour les pentes de 0,15 m. (Giri.D, 2010)

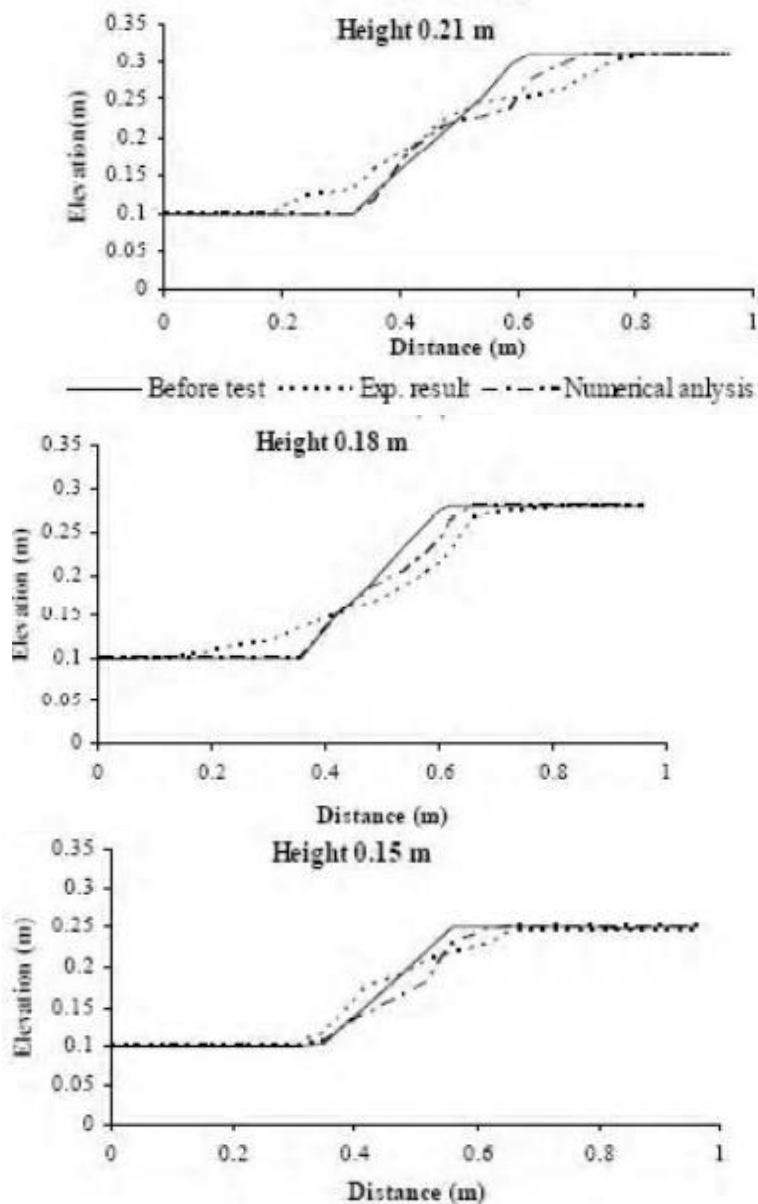


Figure 9 profil latéral des pentes du model ayant échouée

Les simulations numériques sous FLAC ont permis de comparer ces observations avec des modèles théoriques. Si les déplacements au sommet ont été correctement reproduits, le logiciel n'a pas totalement capté le phénomène de gonflement et de mouvement extérieur observé au pied des pentes lors des essais physiques. (Giri.D, 2010)

En conclusion, cette étude met en évidence l'intérêt des essais sur table vibrante pour analyser la réponse dynamique des pentes de remblais en conditions sismiques. Elle souligne également l'importance de l'amplification des accélérations dans le processus de déformation et les limites des modèles numériques pour prédire les mécanismes de rupture. Ces résultats constituent une base précieuse pour l'amélioration de la conception des infrastructures géotechniques en zones sismiques. (Giri.D, 2010)

- Talbi et Benlalam ont présenté, en 2013 à l'université de Blida, un mémoire de master en génie civil portant sur l'identification des caractéristiques dynamiques de la masse de réaction de la table vibrante du CGS. Ce travail s'inscrit dans le cadre des recherches en génie parasismique, notamment sur l'impact des vibrations sismiques sur les structures. L'objectif principal du mémoire est d'étudier la masse de réaction de la table vibrante du CGS (Centre de Génie Sismique) afin de comprendre son interaction avec le sol et d'améliorer la précision des essais dynamiques réalisés en laboratoire.

Pour atteindre cet objectif, plusieurs méthodes ont été mises en place. Tout d'abord, les auteurs ont développé un modèle analytique permettant de déterminer les propriétés modales de la masse de réaction sous différentes sollicitations dynamiques. Ensuite, deux modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis (EF) ont été élaborés afin de simuler plus précisément le comportement du système. Une étude paramétrique a été réalisée pour analyser l'influence de divers paramètres sur la réponse vibratoire du système. (Saad, 2013)

Les résultats obtenus montrent que la propagation des vibrations dans le sol environnant est relativement faible, ce qui signifie que la table vibrante du CGS ne cause pas d'interférences majeures avec les infrastructures avoisinantes. De plus, les modèles analytiques et numériques ont permis d'identifier des fréquences propres du système et de repérer des zones potentiellement sujettes à des phénomènes de résonance, ce qui est essentiel pour la sécurité des essais sismiques. (Saad, 2013)

En conclusion, cette étude met en évidence l'importance de la modélisation avancée pour l'évaluation des structures soumises aux vibrations sismiques. Les perspectives futures

incluent l'amélioration des modèles numériques et l'intégration de nouvelles techniques expérimentales pour affiner les prévisions et optimiser la conception des infrastructures parasismiques. (Saad, 2013)

- Dans le domaine du génie parasismique, les tables vibrantes sont couramment utilisées avec des modèles réduits pour simuler le comportement des structures. Cependant, notre recherche a mis en évidence le développement de tables vibrantes à grande échelle, conçues pour tester des structures en taille réelle. (Faking quakes at full scale: Giant shake tables simulate earthquakes to make buildings safer, s.d.)

Oleson (2014) met en avant l'importance de ces équipements dans la recherche parasismique, retraçant leur évolution depuis leur origine au Japon au XIXe siècle jusqu'aux installations modernes telles qu'E-Defense au Japon et l'Université de Californie à San Diego. Son étude souligne leur rôle essentiel dans l'évaluation des performances des bâtiments face aux séismes, en reproduisant des conditions réalistes. Il présente également des expériences menées sur ces dispositifs, illustrant les avancées en conception parasismique. Enfin, il insiste sur leur contribution majeure à la prévention des risques sismiques et à la protection des populations et infrastructures. (Faking quakes at full scale: Giant shake tables simulate earthquakes to make buildings safer, s.d.)

- Airouche et coll. (2015) ont étudié le comportement dynamique d'une table vibrante à six degrés de liberté du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), en développant un modèle numérique validé par des essais expérimentaux. L'objectif principal de cette étude était de caractériser les performances de la table vibrante et de vérifier la fiabilité du modèle développé pour reproduire fidèlement les mouvements observés lors des essais sismiques. (Airouche, 2015)

La structure testée était une plateforme métallique rigide de 6,1 m × 6,1 m, actionnée par 12 vérins servo-hydrauliques, dont 8 dans les directions horizontales et 4 dans la direction verticale, avec une capacité de charge de 60 tonnes. Pour caractériser les propriétés dynamiques de cette table vibrante, des essais de bruit blanc, d'excitation harmonique et de simulation sismique ont été réalisés. Les essais visaient notamment à identifier la réponse dynamique du système, incluant les fréquences propres de la colonne d'huile, les forces de frottement et les masses et moments d'inertie effectifs. (Airouche, 2015)

Le programme informatique Simulink® a été adopté dans cette étude pour la simulation numérique du comportement de la table vibrante. La modélisation a pris en compte l'interaction entre les composants hydrauliques, mécaniques et électroniques du système. Une validation expérimentale a été réalisée en comparant les déplacements et accélérations mesurés sur la table vibrante aux résultats de simulation. Les comparaisons ont montré une bonne corrélation, confirmant la précision du modèle développé. (Airouche, 2015)

Les résultats ont révélé que les servovalves pouvaient être modélisées avec des fonctions de transfert du premier ou du second ordre, et que les forces de frottement, bien que présentes, avaient un impact négligeable sur les performances globales du système. Ce modèle validé constitue un outil précieux pour l'optimisation des essais sismiques, permettant d'anticiper le comportement de la table avant les tests et d'améliorer l'analyse des structures testées. (Airouche, 2015)

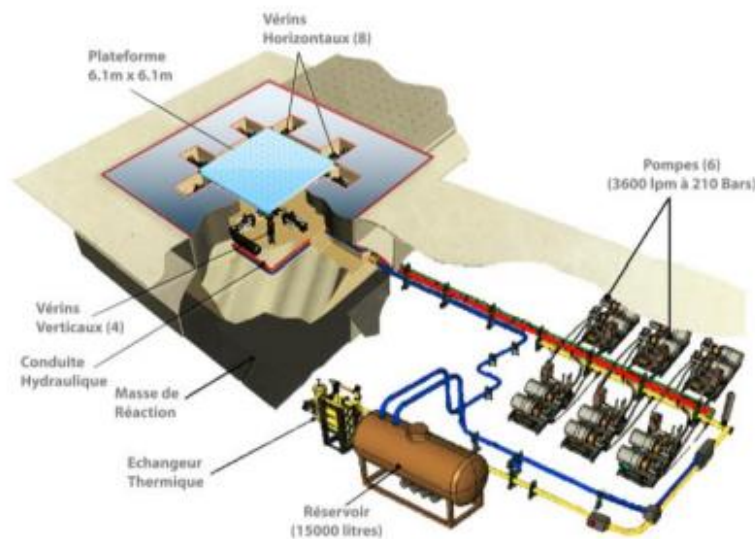
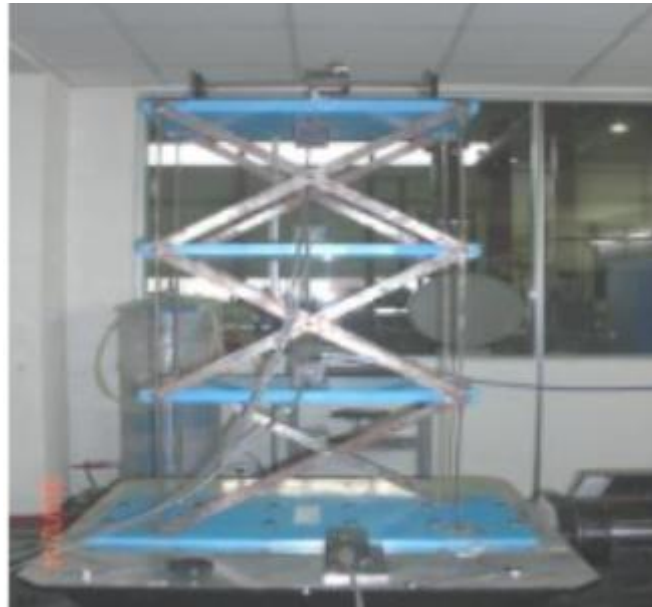


Figure 10 Représentation schématique du système de table vibrante du CGS

- L'étude réalisée par HAMDAOUI Karim, BOUMECHRA Nadir et AYAD Mohammed en 2018 porte sur l'identification des caractéristiques dynamiques d'un modèle réduit par la technique « input-output ». Cette recherche a été menée au Département de Génie Civil de la Faculté de Technologie de l'Université de Tlemcen, en Algérie, avec des essais expérimentaux effectués au laboratoire de mécanique structurelle de l'Université de Pavie, en Italie. (Hamdaoui, 2018)

L'objectif principal de cette étude est d'identifier les caractéristiques dynamiques d'un portique métallique à travers l'analyse de sa réponse vibratoire. Pour ce faire, les chercheurs ont utilisé la technique "input-output", qui consiste à exciter la structure par un mouvement dynamique et à mesurer sa réponse à l'aide de capteurs. L'intérêt de cette approche est double : d'une part, elle permet de caractériser précisément les fréquences propres, périodes et modes de vibration de la structure ; d'autre part, elle offre un moyen de valider un modèle numérique en éléments finis en comparant les résultats expérimentaux avec les prévisions numériques. Cette recherche s'inscrit dans une démarche plus large visant à améliorer le contrôle de la santé des structures et à développer des méthodes permettant de détecter d'éventuels dommages structurels. (Hamdaoui, 2018)



(a)



(b)

Figure 11 Le portique en acier monté sur la table vibrante (a) et son modèle en éléments finis (b)

Pour mener cette étude, les chercheurs ont réalisé des essais sur un portique métallique à trois niveaux, ayant une hauteur de 38 cm par étage et un poids total de 150 kg. Ce portique a été soumis à une excitation sinusoïdale sur une table vibrante de 1x1 m², avec trois amplitudes différentes (0,5 ; 1 et 2 m/s²). Des accéléromètres uni-axiaux ont été placés à chaque niveau du portique afin d'enregistrer la réponse vibratoire de la structure. L'analyse des signaux a ensuite été réalisée à l'aide du logiciel MATLAB, permettant d'extraire les fréquences propres de la structure. Enfin, un modèle tridimensionnel en éléments finis a été construit à l'aide du logiciel SAP2000, avec un ajustement des paramètres pour qu'ils correspondent aux résultats expérimentaux. (Hamdaoui, 2018)

Les résultats de cette étude montrent une bonne corrélation entre les valeurs expérimentales et celles obtenues par modélisation numérique. Les trois premiers modes de vibration présentent une erreur inférieure à 5%, confirmant la validité de la technique "input-output" pour l'identification dynamique des structures. Cependant, une différence plus marquée a été observée sur le cinquième mode de vibration, avec une erreur atteignant 29%. Cette divergence pourrait être due à la nature métallique de la structure ainsi qu'aux conditions aux limites et aux effets des assemblages. (Hamdaoui, 2018)



Figure 12 Modes de vibrations de la structure

En conclusion, cette étude a démontré que la technique "input-output" permet d'identifier avec précision les caractéristiques vibratoires d'une structure. Elle constitue un outil performant pour la surveillance de l'état des structures et la détection des dégradations. Cette approche expérimentale ouvre ainsi la voie à de nouvelles recherches sur le contrôle de la santé des bâtiments et infrastructures, notamment pour améliorer leur résistance aux sollicitations dynamiques et sismiques. (Hamdaoui, 2018)

- En 2019, Shujin Li, Cai Wu et Fan Kong ont mené une étude à la School of Civil Engineering and Architecture de l'Université de Wuhan, en Chine, afin d'analyser la résistance aux séismes d'un immeuble de grande hauteur en béton armé avec des murs de cisaillement. Leur objectif était d'évaluer la capacité d'un tel bâtiment à supporter des secousses sismiques, même au-delà des limites fixées par la réglementation chinoise JGJ3-2010. (Li, 2019)

Pour cela, ils ont réalisé un test sur table vibrante en construisant une maquette à l'échelle 1/30 du bâtiment Shimao de Wuhan, un gratte-ciel de 56 étages mesurant 179,6 mètres. L'étude s'est concentrée sur l'analyse des vibrations, des réactions de la structure face à différentes intensités sismiques et sur la comparaison des résultats expérimentaux avec une simulation numérique. Une méthode de détection des dommages basée sur un modèle mathématique a également été utilisée. (Li, 2019)



(a)



(b)

Figure 13 Photos du modèle : (a) modèle en cours de construction ; (b) modèle terminé

Le modèle réduit a été fabriqué avec des matériaux reproduisant au mieux ceux du bâtiment réel, notamment du micro-béton et des tiges d'acier galvanisé. Il a ensuite été soumis à plusieurs types de secousses :

- Onde d'El Centro (accélération maximale de $3,41 \text{ m/s}^2$)
- Onde de Taft ($1,53 \text{ m/s}^2$)
- Onde sismique artificielle (USER1) ($0,18 \text{ m/s}^2$)

Des capteurs ont mesuré les accélérations et les déplacements à différents niveaux de la structure. Les données recueillies ont été analysées avec MATLAB et comparées aux résultats d'une simulation sous ANSYS. (Li, 2019)

Les conclusions montrent que sous des secousses modérées, le bâtiment reste stable, avec peu de vibrations et aucune fissure apparente. En revanche, face à un séisme plus intense, des fissures importantes et un éclatement du béton apparaissent, réduisant considérablement la résistance latérale du bâtiment. L'analyse a aussi mis en évidence un effet de torsion et un phénomène de fouet particulièrement marqués aux derniers étages, ce qui peut représenter un point de faiblesse. (Li, 2019)

En résumé, bien que le bâtiment Shimao respecte les normes sismiques chinoises, l'étude suggère des améliorations pour renforcer sa structure, notamment en minimisant les effets de torsion dans les étages supérieurs. La combinaison d'expérimentations physiques, de simulations numériques et de techniques d'identification des dommages s'avère être une approche efficace pour optimiser la conception des immeubles de grande hauteur face aux séismes. (Li, 2019)

- L'étude menée en 2020 par Senous Nadjib et Hamdoun Tejjdine à l'Université Abou-Bekr Belkaid – Tlemcen porte sur l'analyse dynamique d'une maquette en acier formé à froid. Réalisée dans le cadre d'un mémoire de Master en structures, cette recherche combine une approche expérimentale sur table vibrante et une modélisation numérique. (Nadjib, 2020)

L'objectif principal est double : d'une part, examiner le fonctionnement de la table vibrante récemment installée au laboratoire RISAM, et d'autre part, analyser la réponse dynamique du spécimen en acier soumis à une charge sismique. L'étude prévoyait une comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques obtenus avec ANSYS, mais cette étape n'a pas pu être menée à bien en raison de contraintes techniques. (Nadjib, 2020)



Figure 14 Pied du spécimen pour fixation sur la table vibrante

La démarche adoptée commence par une revue détaillée de la littérature sur l'utilisation des tables vibrantes en génie sismique, suivie de la modélisation du spécimen. Un accent particulier est mis sur les caractéristiques des profilés en acier formés à froid, leur processus de fabrication et leurs avantages structurels. (Nadjib, 2020)

Les essais ont permis d'identifier les fréquences propres et les modes de vibration du spécimen, offrant ainsi des premières observations sur son comportement dynamique. Bien que l'absence de validation numérique limite l'interprétation des résultats, cette étude souligne l'intérêt des tests expérimentaux pour la compréhension du comportement des structures métalliques. Elle constitue une base solide pour de futures recherches visant à approfondir l'analyse des structures en acier formé à froid sous sollicitation sismique. (Nadjib, 2020)

- À l'instar d'autres bases de données, l'étude menée par Hajduk (2020) à l'Université des Sciences Appliquées de Ferrara, en Italie, est présentée ci-dessous. Cette recherche porte sur l'application de modèles physiques à l'analyse du comportement dynamique des structures, en prenant les ponts comme cas d'étude. Son objectif est de concevoir un modèle physique d'un pont à haubans. (Nishida, s.d)

Compte tenu des spécifications de la table vibrante utilisée, les modes et fréquences de vibration du modèle doivent être inférieurs à 4,8 Hz. Pour y parvenir, plusieurs conceptions ont été réalisées et comparées afin de sélectionner la plus optimale. Le modèle retenu a ensuite été testé sur une table vibrante. Les résultats préliminaires ont mis en évidence la fréquence naturelle d'un phénomène physique, soulignant l'importance de la composition du modèle sur la réponse dynamique de la structure. (Nishida, s.d)

Cette recherche repose sur une analyse dynamique linéaire, où les mouvements du sol sont reproduits par une table vibrante générant un chargement harmonique. En conclusion, l'étude montre que le choix des matériaux joue un rôle essentiel. D'une part, leur impact sur les résultats a été démontré ; d'autre part, l'expérimentation a mis en avant l'importance de la table vibrante pour évaluer la capacité des câbles du pont et mieux comprendre les propriétés dynamiques des ponts et autres structures. (Nishida, s.d)

- Lee et Ma (2020) de l'Université de Technologie en Malaisie ont étudié le développement d'un blockhaus basé sur le système de construction industrialisé (IBS), conçu pour offrir une protection renforcée contre les catastrophes naturelles. Ce concept s'inspire des abris sécurisés recommandés par l'Agence Fédérale de Gestion des Urgences (FEMA) aux États-Unis. L'innovation repose sur l'utilisation de blocs préfabriqués en béton armé, conçus pour être assemblés et démontés rapidement afin de garantir la sécurité des occupants face aux événements imprévisibles. (Time history shaking table test and seismic performance analysis of Industrialised Building System (IBS) block house subsystems, s.d)

Pour évaluer la performance sismique du blockhaus IBS, des essais chronologiques ont été menés sur une table vibrante à l'aide de modèles réduits à l'échelle 1:5. Ces tests ont utilisé le signal sismique du tremblement de terre de Sabah en 2015, avec un niveau d'accélération du sol (PGA) de 0,126 g comme entrée, afin de simuler des conditions réalistes. Les modèles de colonnes et de sous-châssis ont été soumis à des intensités sismiques croissantes pour analyser leur réponse dynamique et leur comportement structurel. (Time history shaking table test and seismic performance analysis of Industrialised Building System (IBS) block house subsystems, s.d)

Les résultats ont révélé que les deux modèles de blockhaus IBS ont résisté à des niveaux élevés de vibrations sans subir de dommages majeurs, même lorsque l'intensité atteignait un PGA de 1 g. L'analyse des données a inclus l'évaluation des réponses d'accélération, des

déplacements, des cycles d'hystérésis ainsi que l'observation des schémas de fissuration sur les modèles réduits. De plus, la comparaison entre les résultats expérimentaux et l'analyse par éléments finis (FEA) a montré une forte corrélation, validant ainsi la fiabilité des tests chronologiques et des simulations numériques pour l'évaluation des performances sismiques du blockhaus IBS. (Time history shaking table test and seismic performance analysis of Industrialised Building System (IBS) block house subsystems, s.d)

Cette étude met en évidence l'importance des essais dynamiques et de l'analyse numérique dans la compréhension du comportement des structures soumises aux charges sismiques. Elle démontre également la capacité du blockhaus IBS à offrir une protection efficace contre les catastrophes naturelles, tout en soulignant les avancées significatives dans le domaine de la construction préfabriquée pour renforcer la sécurité et la résilience des habitations. (Time history shaking table test and seismic performance analysis of Industrialised Building System (IBS) block house subsystems, s.d)

- L'étude menée par Karlel Isaac Dy Cornejo en 2021 porte sur la conception et la simulation d'une table vibrante mono-axiale, un dispositif permettant de reproduire les effets des séismes en laboratoire. Réalisée dans le cadre d'un Master of Science en ingénierie structurelle et génie parasismique à la San Francisco State University, cette recherche a été conduite au sein du Structural Hazards Lab. (Isaac, 2021)

L'objectif principal était de concevoir une table vibrante compacte et transportable, capable de simuler des secousses sismiques avec précision. Pour cela, le projet s'est articulé autour de deux axes : la conception physique de la table et le développement de sa simulation numérique. (Isaac, 2021)

La démarche a débuté par une étude des tables vibrantes existantes, suivie d'une modélisation assistée par ordinateur (CAO) à l'aide des logiciels Autodesk Inventor et Fusion 360. La table a été équipée d'un actionneur servo-hydraulique MTS et d'un système de roulements linéaires, garantissant des déplacements précis. (Isaac, 2021)

En parallèle, une simulation numérique a été élaborée avec MATLAB/Simulink afin d'évaluer les performances du dispositif avant sa fabrication. Celle-ci intègre un contrôleur PID et un compensateur de retard Adaptive Time Series (ATS), optimisant la précision des tests en réduisant les délais liés aux systèmes hydrauliques. (Isaac, 2021)

Les simulations ont révélé que la table vibrante ne mobilise pas pleinement la puissance de l'actionneur, ouvrant la voie à d'éventuelles améliorations, comme l'augmentation de la charge utile et de la taille de la table. Néanmoins, dans sa configuration actuelle, elle constitue déjà un outil efficace pour la recherche et l'enseignement en génie parasismique. (Isaac, 2021)

En conclusion, cette étude jette les bases d'une table vibrante performante et accessible, intégrant des outils de simulation avancés pour une meilleure analyse du comportement des structures face aux séismes. (Isaac, 2021)

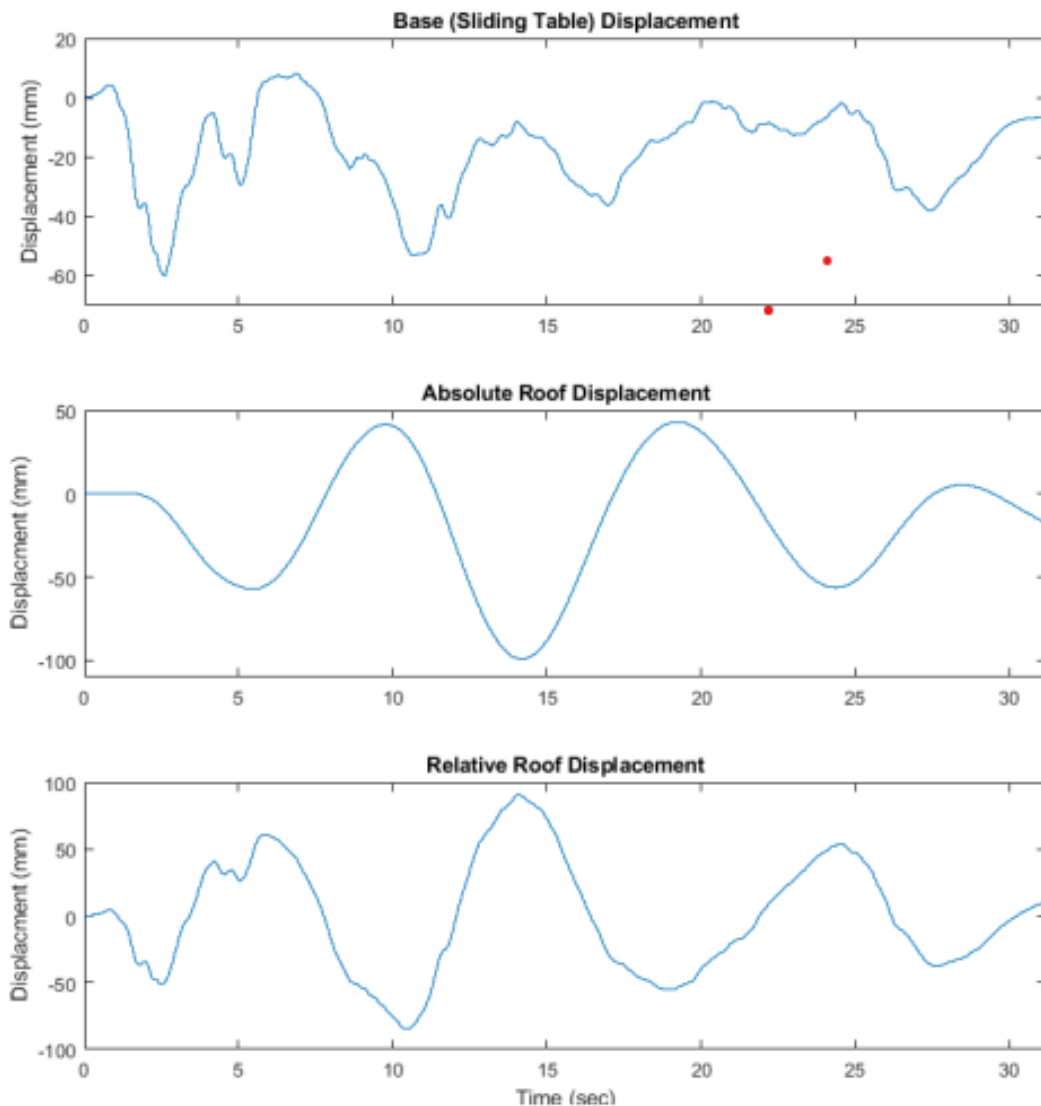


Figure 15 output de décompression avec un seuil de 0,1 Hz

- L'étude menée par John S. McCartney en 2021, intitulée "*Shake Table Tests on Geotechnical Structures at Multiple Scales*", se concentre sur l'évaluation des

performances sismiques des abutments de ponts renforcés mécaniquement (MSE bridge abutments) à l'aide de tests réalisés sur une table vibrante. L'objectif principal de cette recherche est d'analyser la stabilité de ces structures sous des charges sismiques et d'évaluer les performances de modèles réduits testés en laboratoire en comparaison avec des structures grandeur nature. (McCartney, 2021)

Pour mener à bien cette étude, les chercheurs ont utilisé une méthodologie basée sur des essais à échelle réduite avec un facteur d'échelle de 1/2. Ces essais ont été réalisés sur une table vibrante, et plusieurs configurations de ponts ont été testées en faisant varier les caractéristiques des matériaux de renforcement. Les tests ont inclus des secousses appliquées dans des directions longitudinales et transversales afin d'analyser les mouvements des sièges du pont ainsi que les déformations des murs d'abutment. Une instrumentation dense a été mise en place avec de nombreux capteurs permettant de mesurer les déplacements, les accélérations et les contraintes dans les matériaux utilisés. De plus, les tests sismiques ont été réalisés en reproduisant des accélérations inspirées de séismes réels, tels que ceux d'Imperial Valley en 1940, de Maule en 2010 et de Northridge en 1994. (McCartney, 2021)

Les résultats des essais ont permis d'identifier plusieurs tendances significatives. Tout d'abord, les déplacements des murs d'abutment sont plus marqués en haut qu'en bas, avec des déformations maximales observées lors du séisme de Northridge. Ensuite, il a été démontré que l'espacement et la rigidité des renforcements influencent directement ces déformations. Plus les renforcements sont rigides, plus les déplacements résiduels sont réduits, améliorant ainsi la stabilité globale de la structure. En ce qui concerne la stabilité du siège du pont, les mesures ont révélé que la sédimentation sous les sièges de ponts est restée relativement limitée, avec un affaissement maximal de 0.28 pouces et un tassement résiduel de 0.06 pouces. Enfin, l'étude a mis en évidence un phénomène d'amplification des accélérations, celles-ci augmentant avec la hauteur de l'abutment et atteignant un facteur d'amplification de 1.8 au niveau du tablier du pont. (McCartney, 2021)

En conclusion, cette recherche met en évidence l'utilité des essais sur table vibrante pour mieux comprendre le comportement dynamique des abutments de ponts en conditions sismiques. Les résultats montrent qu'en optimisant les renforcements et les configurations de conception, il est possible d'améliorer significativement la résistance des ponts aux tremblements de terre et de limiter les risques de dommages structurels. (McCartney, 2021)



Figure 16 configuration de tests transversaux

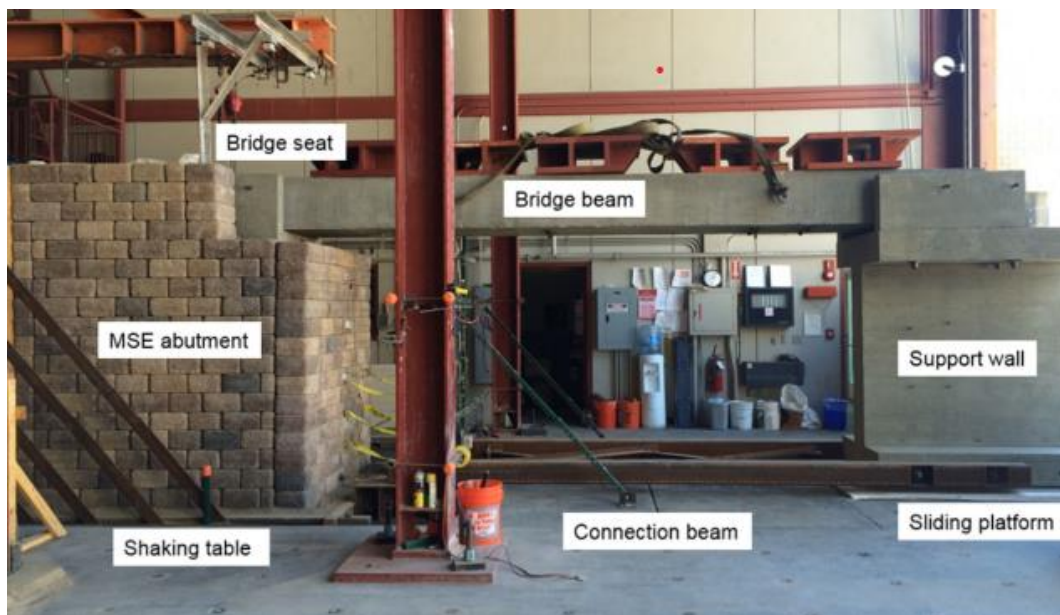


Figure 17 configuration d'essai longitudinal

- L'étude menée par M. Arastu et K. Moin en 2023, intitulée "Seismic Analysis of Reinforced Concrete Frame Using Shake Table Test", explore le comportement sismique des structures en béton armé à travers des essais sur table vibrante. Publiée dans le *Journal of Applied Engineering Sciences*, cette recherche vise à mieux comprendre la réponse dynamique des cadres en béton armé face aux séismes, en

évaluant des paramètres clés tels que la période naturelle, l'amortissement, l'accélération des étages et les modes de dégradation de la structure. (Arastu, 2023)

Pour mener cette étude, les chercheurs ont construit un modèle réduit à l'échelle 1/4 d'un bâtiment cadre en béton armé à quatre étages. Ce modèle a été soumis aux secousses sismiques reproduisant l'historique du tremblement de terre d'El Centro de 1940, connu pour son intensité destructrice. Afin de garantir la fiabilité des résultats, la structure a été conçue selon les principes de similitude et ancrée à la table vibrante à l'aide de plaques de base et de boulons haute résistance. (Arastu, 2023)



Figure 18 Modèle RCC à l'échelle 1/4 monté sur table vibrante (Modèle final)



Figure 19 Fissures après le dernier cycle

Avant le début des essais, les propriétés mécaniques des matériaux ont été analysées en laboratoire. Le béton utilisé affichait une résistance à la compression de 25 MPa après sept jours, tandis que les armatures présentaient une résistance à la traction de 500 N/mm² pour les barres longitudinales et de 250 N/mm² pour les étriers. L'ensemble du modèle a ensuite été soumis à différentes accélérations de pointe (PGA), allant de 0,4g à 2,0g, afin d'évaluer la manière dont il réagissait à des intensités croissantes de vibrations sismiques. (Arastu, 2023)

Les observations issues des essais ont révélé que la fréquence propre initiale du modèle, mesurée à 9,80 Hz avec un amortissement de 5,18 %, diminuait progressivement après chaque test, indiquant une perte de rigidité causée par l'endommagement de la structure. L'analyse des accélérations a mis en évidence un phénomène d'amplification dynamique, où les valeurs enregistrées aux étages supérieurs dépassaient celles relevées à la base. Les dommages les plus marqués sont apparus aux jonctions poutre-colonne, confirmant leur rôle critique dans la résistance du bâtiment face aux secousses sismiques. (Arastu, 2023)

En conclusion, cette étude souligne l'importance d'une conception optimisée des structures en béton armé pour mieux résister aux séismes. La réduction progressive de la rigidité structurelle sous des charges répétées met en évidence la nécessité de renforcer les zones vulnérables, notamment les nœuds poutre-colonne. Malgré certaines divergences entre les valeurs théoriques et les mesures expérimentales, les résultats obtenus offrent une base précieuse pour affiner les simulations numériques et améliorer les normes de construction parasismique. (Arastu, 2023)

- L'étude menée en 2023 par Mustafa Qasim Dows et Hayder A. Al-Baghdadi s'intéresse à la réponse dynamique d'un bâtiment en acier à deux étages soumis à une excitation sismique. Les chercheurs ont combiné des approches déterministes et non déterministes afin d'analyser l'impact des séismes sur la structure. Cette recherche, réalisée au Département de Génie Civil de l'Université de Bagdad, a été publiée dans le *Journal of the Mechanical Behavior of Materials*. (Dows, 2023)

L'objectif principal était d'évaluer la réaction du bâtiment face aux séismes en utilisant trois méthodes complémentaires. Tout d'abord, une approche déterministe basée sur l'analyse en historique temporel (THA) a permis d'observer comment l'intensité du séisme influence la structure. Ensuite, une approche non déterministe reposant sur la vibration aléatoire stationnaire (SRVA) a été utilisée pour identifier les fréquences dominantes impactant le bâtiment. Enfin, une validation expérimentale a été réalisée grâce à des essais sur table vibrante d'un modèle réduit à l'échelle 1:6, simulant le séisme d'El Centro 1940 (NS) à différentes intensités (0.05g, 0.15g et 0.32g). (Dows, 2023)

La méthodologie adoptée repose sur la construction d'un modèle réduit en acier, respectant les proportions du bâtiment grandeur nature. La structure, conçue selon les normes de l'American Institute of Steel Construction (AISC), est composée de colonnes HEA 320, de poutres IPE 400 et d'un plancher en béton de 10 cm d'épaisseur. Parallèlement, une modélisation numérique a été réalisée avec le logiciel Abaqus afin de comparer les résultats théoriques et expérimentaux. (Dows, 2023)

Les résultats ont montré que si l'intensité du séisme influence la structure, elle ne modifie pas forcément son comportement global. L'approche SRVA s'est révélée particulièrement efficace pour identifier les fréquences dominantes affectant la structure, ce qui n'était pas toujours évident avec l'analyse THA. De plus, les essais sur table vibrante ont

démontré que la variation de la fréquence naturelle du bâtiment joue un rôle clé dans son comportement dynamique. (Dows, 2023)

En conclusion, cette étude met en évidence l'importance de l'approche non déterministe pour comprendre les effets des séismes sur les structures. Elle souligne que la réponse d'un bâtiment ne dépend pas uniquement de l'intensité du séisme, mais aussi de son contenu fréquentiel et de la manière dont celui-ci interagit avec la structure. Ces résultats constituent une contribution précieuse à l'ingénierie parasismique en apportant des éléments clés pour la conception de bâtiments métalliques plus résistants aux séismes. (Dows, 2023)



Figure 20 Le modèle sur la table vibrante avec l'instrumentation

- Zhang et coll. (2024) ont mené des essais sur table vibrante et des analyses numériques afin d'examiner les effets de l'isolation de base sur la réponse sismique d'une charpente en acier avec toiture à grande portée. L'étude visait à évaluer comment les interactions entre les vibrations horizontales et verticales influencent l'efficacité des appuis en caoutchouc comme système d'isolation. (Zhang, 2024)

Les essais ont été réalisés sur un modèle réduit (échelle 1/40) d'une structure en acier, testé avec et sans isolation de base. Trois types de mouvements sismiques ont été appliqués :

une excitation horizontale bidirectionnelle (2D) et une excitation tridimensionnelle incluant une composante verticale (3D). Les résultats ont montré que sous excitation 2D, la toiture du modèle à base fixe présentait des accélérations verticales importantes, tandis que sous excitation 3D, l'isolation de base réduisait efficacement les vibrations horizontales mais n'atténuait pas directement les accélérations verticales. (Zhang, 2024)

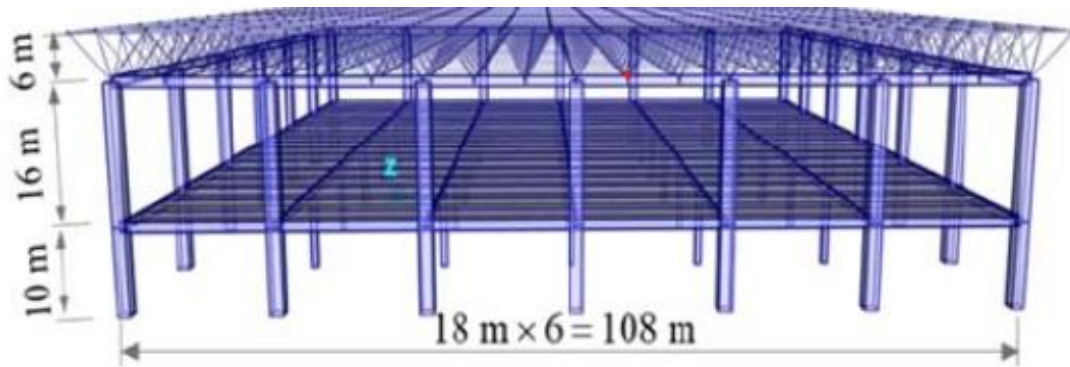


Figure 21 Vue de la structure du prototype FB

L'analyse numérique, réalisée avec SAP2000, a confirmé ces observations en mettant en évidence l'influence des charges axiales sur le comportement mécanique des appuis isolants. L'étude a également révélé que l'isolation permettait de réduire d'environ 40 % la réponse verticale causée par le couplage des vibrations horizontales et verticales. Toutefois, une amplification des accélérations horizontales a été observée dans le modèle isolé sous excitation 3D, nécessitant une prise en compte spécifique dans la conception des structures à grande portée. (Zhang, 2024)

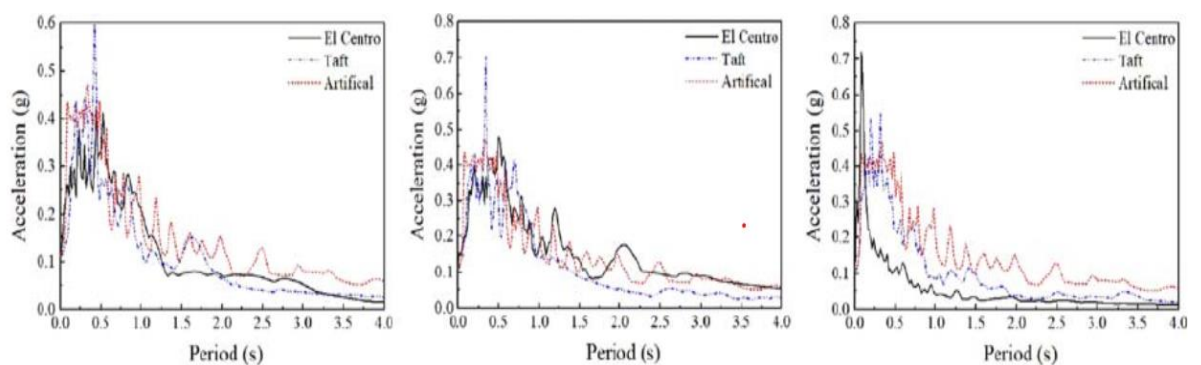


Figure 22 Spectres de réponse en accélération pour un amortissement de 2 % dans les directions horizontale et verticale : (a) Direction X, (b) Direction Y, (c) Direction Z

Ces résultats soulignent l'importance de considérer les interactions dynamiques entre les vibrations horizontales et verticales lors de la conception de structures isolées à la base,

notamment pour assurer la sécurité et la performance des bâtiments à toiture de grande envergure. (Zhang, 2024)

- L'étude menée en 2024 par Feriel Mamette Benhamada et Nabila Benyagoub porte sur la simulation expérimentale et numérique des paramètres dynamiques des structures. Ce travail, réalisé dans le cadre d'un Master en Génie Civil, spécialité Structure, a été soutenu à l'Université Ain Témouchent - Belhadj Bouchaib, au sein du Département de Génie Civil et Travaux Publics. (Benhamada, 2024)

L'objectif principal de cette recherche est d'analyser la réponse dynamique des structures en acier soumises à une excitation sismique en combinant une approche expérimentale sur table vibrante et une modélisation numérique. L'étude vise ainsi à mieux comprendre les caractéristiques vibratoires des structures, notamment les fréquences propres, les périodes amorties et le taux d'amortissement, afin d'améliorer la conception parasismique des bâtiments. (Benhamada, 2024)

La méthodologie repose sur une campagne expérimentale réalisée sur la table vibrante du laboratoire RISAM de l'Université de Tlemcen. Un spécimen en acier à trois degrés de liberté a été testé sous différentes excitations dynamiques afin d'identifier ses paramètres vibratoires. L'amortissement a été déterminé à l'aide de deux méthodes : le décrement logarithmique et la méthode de demi-puissance. Parallèlement, une modélisation numérique a été effectuée avec le logiciel SAP2000 afin de confronter les résultats expérimentaux aux prévisions théoriques. (Benhamada, 2024)

Les résultats obtenus montrent que les périodes propres mesurées expérimentalement sont en adéquation avec celles calculées analytiquement, ce qui valide la méthodologie adoptée. L'analyse comparative entre l'approche expérimentale et la modélisation numérique met en évidence la fiabilité des modèles de calcul pour prédire le comportement vibratoire des structures. (Benhamada, 2024)

En conclusion, cette étude souligne l'intérêt de combiner essais sur table vibrante et simulations numériques pour une meilleure compréhension des paramètres dynamiques des structures. Ces résultats constituent une base solide pour le contrôle de la santé des structures et l'optimisation de la conception des bâtiments face aux séismes. (Benhamada, 2024)



Figure 23 Vue de Face du Spécimen

- La recherche menée en 2024 par Radia Hanaa Brahim et Yasmin Makdjoum porte sur la mesure expérimentale des caractéristiques dynamiques des structures à l'aide d'une table vibrante. Ce travail, réalisé dans le cadre d'un mémoire de Master en Génie Civil, spécialité Structures, a été soutenu à l'Université Ain Temouchent - Belhadj Bouchaib, au sein du Département de Génie Civil et Travaux Publics. Son objectif principal est d'analyser la réponse dynamique d'un modèle réduit de structure métallique soumis à une excitation sismique, en associant une approche expérimentale sur table vibrante, une modélisation analytique et une simulation numérique. Cette étude vise à caractériser les fréquences propres, l'amortissement et la réponse en accélération afin d'améliorer la compréhension du comportement dynamique des structures. (Brahim, 2024)



Figure 24 Photos du modèle réduit fixé sur la table de RISAM

L'approche adoptée repose sur une série d'essais expérimentaux réalisés à l'aide de la table vibrante du laboratoire RISAM. Le modèle testé est un portique en acier à trois degrés de liberté, soumis à différentes sollicitations dynamiques. Deux techniques ont été employées pour estimer les paramètres dynamiques. D'une part, l'analyse des vibrations libres à l'aide du bruit blanc a permis d'identifier les fréquences propres. D'autre part, l'excitation harmonique contrôlée a été utilisée pour mesurer les accélérations et étudier le comportement vibratoire du modèle. En complément, une modélisation numérique avec le logiciel SAP2000 a été réalisée afin de confronter les résultats expérimentaux aux prédictions théoriques. De plus, une étude paramétrique inspirée du concept des amortisseurs de masse accordés (TMD) a été menée pour examiner l'influence de la répartition des masses sur la réponse dynamique de la structure. (Brahim, 2024)

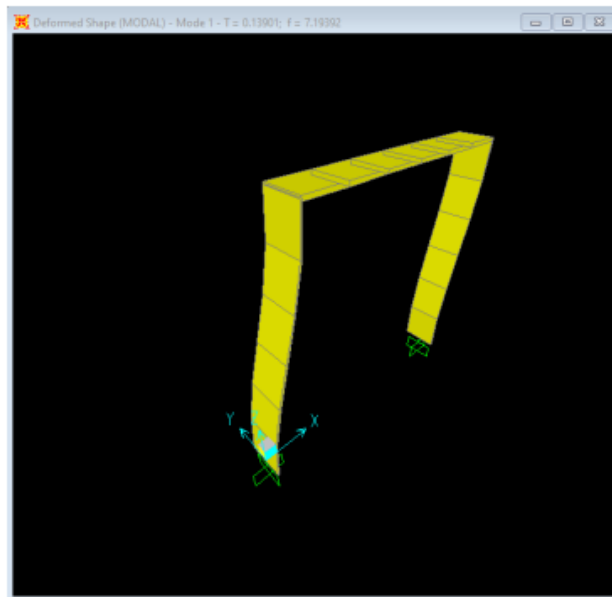


Figure 25 Période et fréquence propres du spécimen

Les observations obtenues révèlent une bonne corrélation entre les valeurs expérimentales, analytiques et numériques, ce qui valide la démarche adoptée. L'analyse met en évidence l'efficacité de la table vibrante pour identifier les caractéristiques dynamiques des structures et assurer un contrôle précis de leur état de santé structurelle. En conclusion, ces travaux démontrent que l'association des essais expérimentaux et des simulations numériques est essentielle pour l'analyse dynamique des structures. Cette recherche apporte une contribution significative au domaine du génie parasismique en offrant des perspectives pour l'optimisation de la conception des structures métalliques face aux séismes. (Brahim, 2024)

- L'étude menée par Öztürk, H., Çelebi, E., et Kaya, C. en 2024 porte sur l'évaluation expérimentale de la performance sismique d'un modèle de bâtiment en acier multi-étages, équipé d'un système de base isolante de type roulant. L'objectif principal de cette recherche est d'analyser l'efficacité de cette technologie d'isolation sismique pour réduire les effets des tremblements de terre sur des structures critiques telles que les hôpitaux, les centres de télécommunications et les installations industrielles. (Öztürk, 2024)

Pour mener à bien cette étude, les chercheurs ont conçu un modèle réduit de bâtiment multi-étages en acier, spécialement modifié afin de correspondre aux caractéristiques dynamiques d'un prototype réel. Ce modèle a ensuite été équipé d'un isolateur sismique basé

sur des billes mobiles se déplaçant sur un support roulant, une innovation permettant de minimiser la transmission des vibrations sismiques. (Öztürk, 2024)



Figure 26 Seismic isolator and components

L'expérimentation a été réalisée sur une table vibrante uni-axiale, où le modèle a été soumis à six niveaux d'accéléérations sismiques différentes, variant de 0.50 g à 2.50 g. Lors de ces essais, les chercheurs ont mesuré et comparé les vibrations et déplacements aux niveaux de la base et du sommet du bâtiment, à la fois avec et sans le dispositif d'isolation. Afin d'assurer la fiabilité des résultats, les données de vibration ont été filtrées pour éliminer tout bruit parasite, puis analysées en comparant les déplacements et accélérations observés entre les deux configurations. (Öztürk, 2024)

Les résultats obtenus ont montré que l'isolateur sismique a permis de réduire de 50 % l'accélération mesurée au sommet du bâtiment par rapport à un modèle sans isolation. De

plus, dans le cas des séismes les plus violents, correspondant à un pic d'accélération de 2.50 g, le déplacement horizontal du bâtiment a été réduit de 56 % grâce à la présence de l'isolateur. Ces observations démontrent que le système d'isolation de base permet de limiter significativement les forces de cisaillement et les déplacements inter-étages, contribuant ainsi à une amélioration notable de la résilience structurelle du bâtiment. (Öztürk, 2024)

En conclusion, cette recherche met en avant l'efficacité du système d'isolation à roulement pour atténuer les effets des tremblements de terre. Ces résultats soulignent l'importance d'intégrer de telles technologies dans les infrastructures critiques, afin de garantir leur stabilité et leur fonctionnement même en cas de séisme de forte intensité

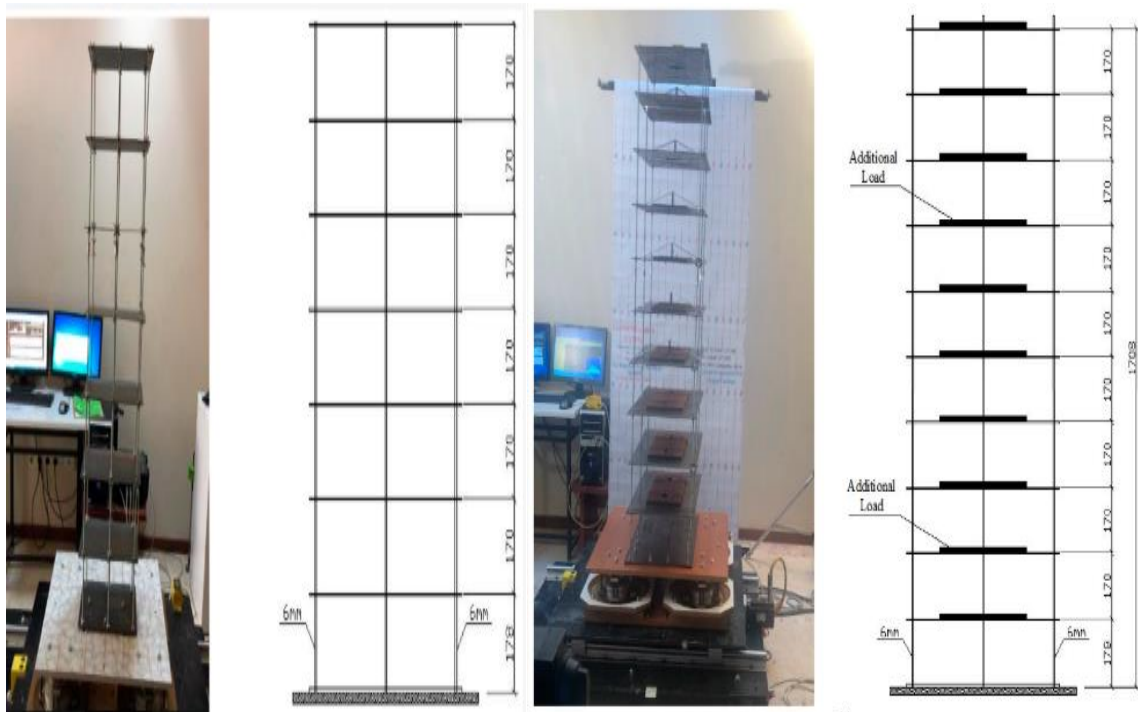


Figure 27 Modèles expérimentaux. (a) Modèle de test initial (les unités sont en mm). (b) Modèle de test amélioré (les unités sont en mm).

3. Conclusion

Cette revue des recherches sur le comportement sismique des structures révèle que les essais sur table vibrante sont indispensables pour mieux comprendre comment les bâtiments réagissent aux tremblements de terre. Ils offrent une manière concrète de tester les stratégies de renforcement et de confirmer la fiabilité des modèles numériques.

Les résultats des études montrent clairement que la conception structurelle influence profondément la résistance aux séismes. Des techniques telles que le contreventement, l'amortissement et l'isolation sismique se sont révélées efficaces pour réduire les dégâts et assurer la sécurité des occupants. Cependant, des défis restent à relever, notamment pour mieux représenter les comportements non linéaires des matériaux, prévoir les effets à long terme des secousses répétées et ajuster les modèles numériques pour qu'ils reflètent encore mieux la réalité.

L'avenir de la recherche parasismique passe par une collaboration renforcée entre l'expérimentation en laboratoire et la simulation numérique, ainsi que par l'intégration de nouvelles technologies. En unissant ces approches, il sera possible de concevoir des bâtiments plus solides, plus durables et capables de protéger les vies humaines face aux catastrophes naturelles.

En définitive, rendre nos structures plus résistantes aux séismes n'est pas seulement une question de technique, mais un engagement pour la sécurité des communautés et la préservation de notre patrimoine construit.

Chapitre II :

Tables Vibrantes en Génie Parasismique

1. Introduction :

Dans le domaine du génie parasismique, les essais sismiques représentent un outil fondamental pour évaluer la performance des structures soumises à des sollicitations dynamiques, notamment les tremblements de terre. Ces essais permettent de mieux comprendre le comportement des ouvrages de génie civil face aux contraintes sismiques, en identifiant leurs points faibles, en validant les modèles numériques, et en testant des systèmes de protection tels que les isolateurs sismiques. Parmi les différentes approches expérimentales, les essais sur tables vibrantes constituent la méthode la plus réaliste pour simuler les effets d'un séisme en laboratoire. Ils consistent à appliquer, en temps réel, des mouvements enregistrés ou synthétiques à la base d'un modèle réduit, permettant ainsi de reproduire de manière précise les forces d'inertie et les réponses dynamiques générées par un séisme.

L'évolution des tables vibrantes, depuis leurs premières versions rudimentaires jusqu'aux systèmes électrohydrauliques modernes à plusieurs degrés de liberté, a permis d'améliorer la qualité et la précision des tests. Aujourd'hui, elles sont devenues des plateformes de recherche incontournables, utilisées non seulement pour la validation de théories et de calculs numériques, mais aussi pour le développement de nouvelles technologies de construction parasismique. En Algérie, plusieurs laboratoires disposent de ces installations, dont le laboratoire RISAM de l'Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, qui est équipé d'une table vibrante mono axiale performante.

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'étude expérimentale menée au sein de ce laboratoire. Il vise à présenter la table vibrante du RISAM dans sa globalité, à travers la description de ses composantes mécaniques, hydrauliques et électroniques, tout en mettant en lumière son rôle dans l'analyse du comportement sismique des structures. Cette démarche s'insère dans une logique de renforcement de la sécurité parasismique en Algérie, en alliant recherche expérimentale, modélisation numérique et observation terrain.

2. Nécessité de valider les modèles numériques par des essais physiques :

Les chercheurs soulignent que, bien que le développement des modèles numériques en dynamique des structures ait connu des avancées majeures grâce à la puissance croissante des ordinateurs, il reste essentiel de les valider par des essais physiques. En effet, la précision des

résultats obtenus numériquement dépend largement de la formulation des modèles et des hypothèses qu'ils intègrent.

Les essais expérimentaux jouent un rôle crucial dans plusieurs aspects. Ils permettent de vérifier la justesse des hypothèses adoptées dans les modèles, d'identifier les comportements non-linéaires ou complexes qui pourraient être négligés ou mal représentés par les modèles, et de calibrer les paramètres des modèles numériques à partir de données expérimentales fiables.

En résumé, la complémentarité entre la modélisation numérique et la validation expérimentale est essentielle pour garantir la fiabilité des analyses dynamiques, et pour s'assurer que les structures conçues résisteront efficacement aux sollicitations réelles, telles que celles générées par des événements sismiques.

3. Historique de développement des tables vibrantes :

La table vibrante a vu le jour à la fin du XIXe siècle au Japon, où la première version manuelle fut conçue. Cependant, ce n'est qu'au début du XXe siècle que les progrès ont été transférés à l'université de Stanford, aux États-Unis, avec l'ajout d'un moteur électrique permettant un mouvement oscillatoire plus précis dans une seule direction. La réponse de l'éprouvette était alors enregistrée mécaniquement à l'aide de stylos sur un tambour rotatif. Les grands tremblements de terre des années 1920 ont ravivé l'intérêt pour ces dispositifs à Stanford, donnant naissance à une table unidirectionnelle se déplaçant sur des rails. Ce système était alimenté soit par un pendule frappant une extrémité (l'autre étant contrebalancée par des ressorts), soit par une roue équipée d'une masse excentrique fixée à la table. Un aspect notable de cette conception était la possibilité d'ajuster la taille de la masse excentrique au fur et à mesure que le mouvement harmonique progressait, offrant ainsi un moyen de contrôler la fréquence. Dans les années 1950, l'université de Californie a construit une table utilisant un pendule similaire, mais cette fois soutenue par des barres verticales flexibles dans une seule direction, en remplacement des rails. L'avènement de la Seconde Guerre mondiale avait aussi facilité l'accès à des appareils électriques permettant de mesurer la réponse. Parallèlement, en Italie, l'utilisation de pendules a été combinée à des dispositifs contrarotatifs de masse, offrant un meilleur contrôle des fréquences, tandis que des réseaux d'exciteurs électrodynamiques étaient également déployés. Enfin, au Japon, le mouvement était généré par le relâchement de ressorts comprimés.

L'idée d'utiliser un piston rempli d'huile pour générer un apport de force a été introduite au MIT après le tremblement de terre de Long Beach en 1933, sur une table suspendue par des câbles. Deux innovations majeures ont marqué cette époque. La première était un dispositif analogique permettant d'utiliser un enregistrement réel de tremblement de terre comme source d'entrée, et la seconde consistait en un contrôle du mouvement via une boucle de rétroaction à commande électrique, pilotée par erreur. Le perfectionnement de ces concepts dans les tables vibrantes modernes a dû attendre les progrès de l'ingénierie de contrôle développée pendant la Seconde Guerre mondiale, suivi de l'augmentation des vitesses de calcul numérique. Cette évolution s'est achevée vers 1985, lorsque les avancées ont permis un contrôle à 6 degrés de liberté, grâce à des actionneurs remplis d'huile. Cependant, à cette époque, il restait encore des limites à la capacité de contrôler en temps réel avec des entrées et un support multiple. (Severn, 2010)

4. Tables vibrantes en génie civil :

Les tables vibrantes sont des plateformes mécaniques qui simulent les effets des séismes sur des structures réduites à l'échelle manière précise et en temps réel. Elles sont utilisées dans le génie civil pour effectuer des tests dynamiques expérimentaux sur des maquettes de bâtiments ou d'éléments structuraux et pour étudier la réponse élastique et plastique des structures soumises à des vibrations sismiques.

5. objectif :

- Vérifier la performance sismique de structures (résistance, points faibles),
- Déterminer les caractéristiques dynamiques comme la période propre ou l'amortissement.
- Vérifier la performance sismique de structures (résistance, points faibles).
- Déterminer les caractéristiques dynamiques comme la période propre ou l'amortissement.
- Valider des théories de conception ou des mesures de renforcement structurel.

6. Domaine d'utilisation :

Les essais sur table vibrante permettent :

- De tester divers types de structures : (maçonnerie, cadres en béton, ponts, structures isolées ou amorties, etc.
- D'observer les effets de l'onde sismique sur des structures à grande portée (ponts, pipelines, etc.) grâce à des systèmes de tables vibrantes en réseau (array system)
- De simuler différentes directions de vibrations, (mono-, bi-, ou tri-axiales, jusqu'à six degrés de liberté).

7. Objectif de l'utilisation des tables vibrantes :

- Observer les réponses dynamiques sismiques des structures complexes, notamment celles présentant des irrégularités (plans ouverts, porte-à-faux, structures suspendues.....).
- Vérifier l'efficacité de systèmes d'isolation sismique, comme les isolateurs à base de caoutchouc/plomb, en comparant les réponses de structures isolées vs non isolées.
- Évaluer les performances sismiques réelles, comme les accélérations, déplacements, déformations et réponses en torsion, sous différents niveaux de séismes (mineur, modéré, majeur).
- Valider les hypothèses de conception et les calculs numériques, en confirmant la stabilité et la sécurité de la structure face aux séismes simulés.
- Étudier l'atténuation de l'accélération transmise aux étages supérieurs par le système d'isolation, un facteur critique pour les bâtiments sensibles comme les musées. (Liu, 2016)

8. Développement :

Le développement en Chine a évolué en plusieurs étapes depuis les années 1960, passant des systèmes mécaniques simples aux systèmes électrohydrauliques multi-axes modernes, avec une tendance actuelle à :

- L'agrandissement des tables pour tester à l'échelle réelle.
- La création de réseaux de tables pour tester des structures complexes et de grande taille.

- L'intégration de contrôles numériques et intelligents (comme les algorithmes PID, flous ou à réseau de neurones)
- L'ouverture vers des systèmes connectés en réseau pour la collaboration entre laboratoires.

En résumé, les tables vibrantes sont des outils incontournables pour simuler et analyser le comportement des structures face aux séismes, et elles jouent un rôle central dans la conception parasismique moderne. (Gao, 2019)

9. Principales tables vibrantes dans le monde :

9.1. Japon :

Le Japon possède la plus grande table vibrante sismique 3D du monde au sein du centre E-Defense. Mesurant 20 par 15 mètres, elle peut supporter des structures pesant jusqu'à 1 200 tonnes et simuler des accélérations allant jusqu'à 1,5 g verticalement et 1 g horizontalement. Exploitée par le *National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (NIED)*, cette installation a mené plus de 100 expériences en grandeur réelle, notamment sur des bâtiments à plusieurs étages et des maisons en bois. En 2009, un immeuble de sept étages a été soumis à une simulation équivalente à un séisme de magnitude 6,7, fournissant des données précieuses sur le comportement structurel.

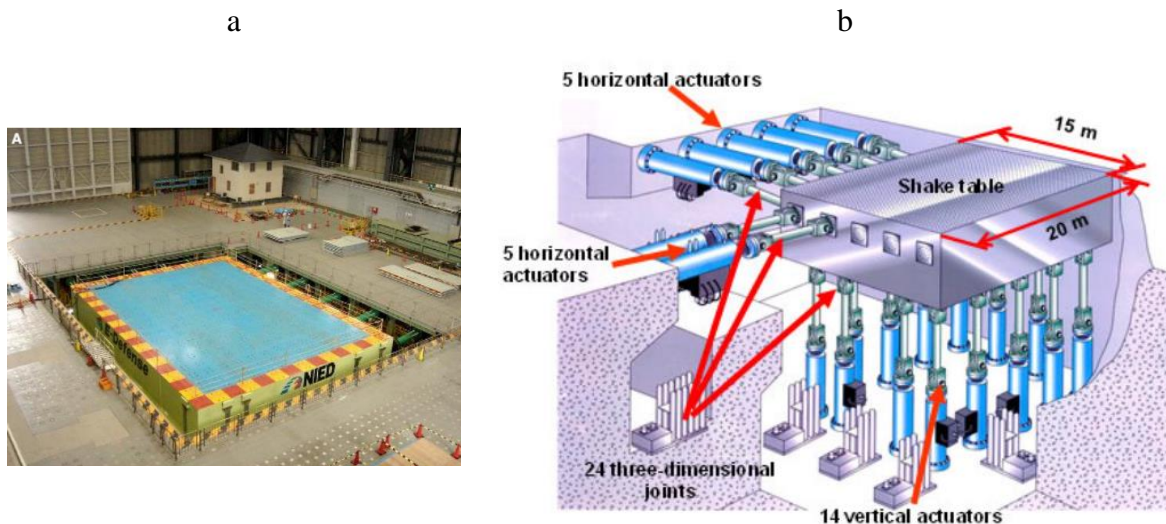


Figure 28 aperçu de la table vibrante (Masayoshi Nakashima, 2018)

9.2. États-Unis – UC San Diego (Californie) :

L'Université de Californie à San Diego (UCSD) dispose de la plus grande table vibrante extérieure au monde. Elle mesure 12,2 par 7,6 mètres et peut accueillir des structures allant jusqu'à 2 000 tonnes. Depuis sa création en 2004, cette installation a été essentielle pour tester divers types de structures, notamment des ailes d'hôpitaux, des ponts et des éoliennes. En 2023, elle a mené un essai marquant sur un bâtiment en bois massif de 10 étages, démontrant sa capacité à simuler des conditions sismiques réalistes.



Figure 29 Le projet TallWood est une tour de 10 étages construite en bois massif.

(Sukel, 2023)

9.3. 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 30 Table vibrante AZELEE. (Dupont, 2012)

9.4. Table vibrante en algérie :

9.4.1. La Table Vibrante du CGS :

Le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) en Algérie dispose d'une table vibrante avancée, développée par MTS Systems Corporation. Cette plateforme, mesurant 6,1 m x 6,1 m, est capable de simuler des séismes dans six degrés de liberté (translations longitudinales, transversales, verticales, ainsi que rotations en roulis, tangage et lacet).

Conçue pour tester des structures complètes ou des équipements industriels jusqu'à **60 tonnes**, la table peut atteindre des déplacements maximaux de ± 250 mm en horizontal et ± 100 mm en vertical, avec des vitesses de pointe de 1,1 m/s (horizontal) et 0,8 m/s (vertical). Les accélérations maximales atteignent ± 1 g horizontalement et $\pm 0,8$ g verticalement.

la table vibrante du CGS constitue un outil majeur pour l'avancement de la recherche en génie parasismique en Algérie, offrant la possibilité de tester des structures à grande échelle avec une très haute fidélité.



(a)

(b)

(c)

Figure 31 Vue de la table vibrante du CGS

9.4.2. La table vibrante de laboratoire de dynamique de structures de l'université Hassiba Benbouali de Chlef :

Dans le cadre du renforcement de ses capacités en génie parasismique, le Centre Universitaire de Chlef a installé au sein de son Laboratoire de Dynamique des Structures une table vibrante monoaxiale. Cet équipement, conçu pour simuler les sollicitations sismiques, permet de reproduire des mouvements horizontaux précis afin d'étudier le comportement dynamique des structures. Principalement destinée aux recherches expérimentales, la table vibrante est utilisée pour tester la résistance dynamique de différents matériaux et assemblages, analyser la réponse sismique de structures traditionnelles et modernes, et valider les résultats issus de modèles numériques. Elle constitue également un outil pédagogique majeur pour la formation des étudiants et chercheurs aux techniques expérimentales du génie parasismique. Associée à des dispositifs de mesure sophistiqués, tels que des accéléromètres et des capteurs de déplacement, elle permet un enregistrement précis des réponses structurelles sous excitation dynamique. L'installation de cette table vibrante représente une avancée significative pour le Centre Universitaire de Chlef, qui se dote ainsi d'une plateforme expérimentale moderne, propice au développement de recherches appliquées sur la vulnérabilité sismique des bâtiments et infrastructures, tout en favorisant les collaborations scientifiques nationales et internationales.

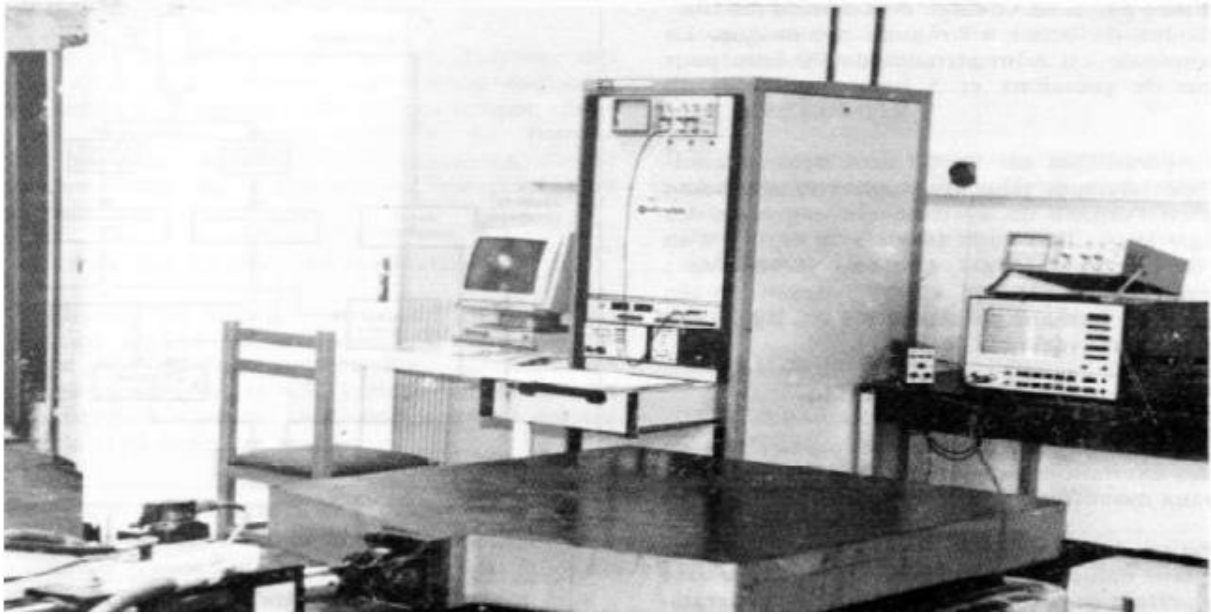


Figure 32 vue globale de système de la table de vibration de laboratoire de DDS Chlef

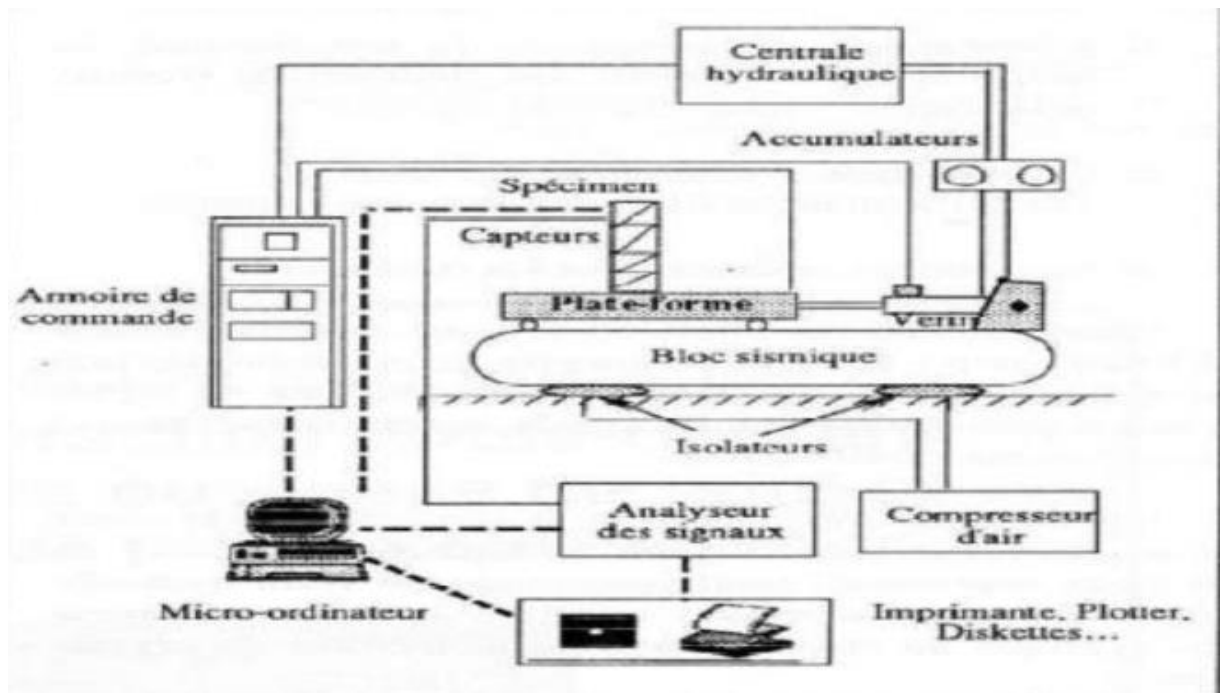


Figure 33 schéma descriptif du système de vibration

((CGS), 1994, pp. 2-6)

10. Description de la table vibrante RISAM :

10.1. Dimensions d'une table vibrante :

Le laboratoire de recherche RISAM (*RISK Assessment and Management*) de l'Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen (Faculté de Technologie) est équipé d'une table vibrante monoaxiale. Celle-ci est installée dans un laboratoire d'une superficie de 7,7 m × 15,6 m. La figure 1 présente une vue d'ensemble du laboratoire, tandis que la figure 2 illustre l'organisation intérieure.

Les composants principaux de cette installation comprennent :

- Une plateforme métallique rigide de 1,5 m × 1,5 m, Installée sur un massif de réaction en béton armé de 3,5 m × 5,5 m pour une profondeur de 3 m,
- Un système hydraulique avancé pour la génération des mouvements vibratoires,
- Une série d'actionneurs haute performance,
- Un système d'acquisition de données à 44 canaux,
- Et un pont roulant d'une capacité de 2 tonnes.

Cette infrastructure permet de reproduire des sollicitations sismiques réalistes dans une direction unique, offrant un environnement de test performant pour l'étude du comportement dynamique des structures . (MEBREK, 2022/2023)

Tableau 1 Spécifications principales de la table vibrante de laboratoire RISAM

Dimensions de la table :	1.5 Max 1.5 m
Masse max du spécimen	2tonnes Bande
Passante en temps réel	2048 Hz
Accélération maximale	±1.0g
Déplacement Maximal	±0.25m
Vitesse maximale	± 1 m/s
Force d'actionneur max	42 Kn
Moments de renversement max	10 tm
Fréquence de fonctionnement	0 to 50 Hz

(Corporation.M.S, 2013)

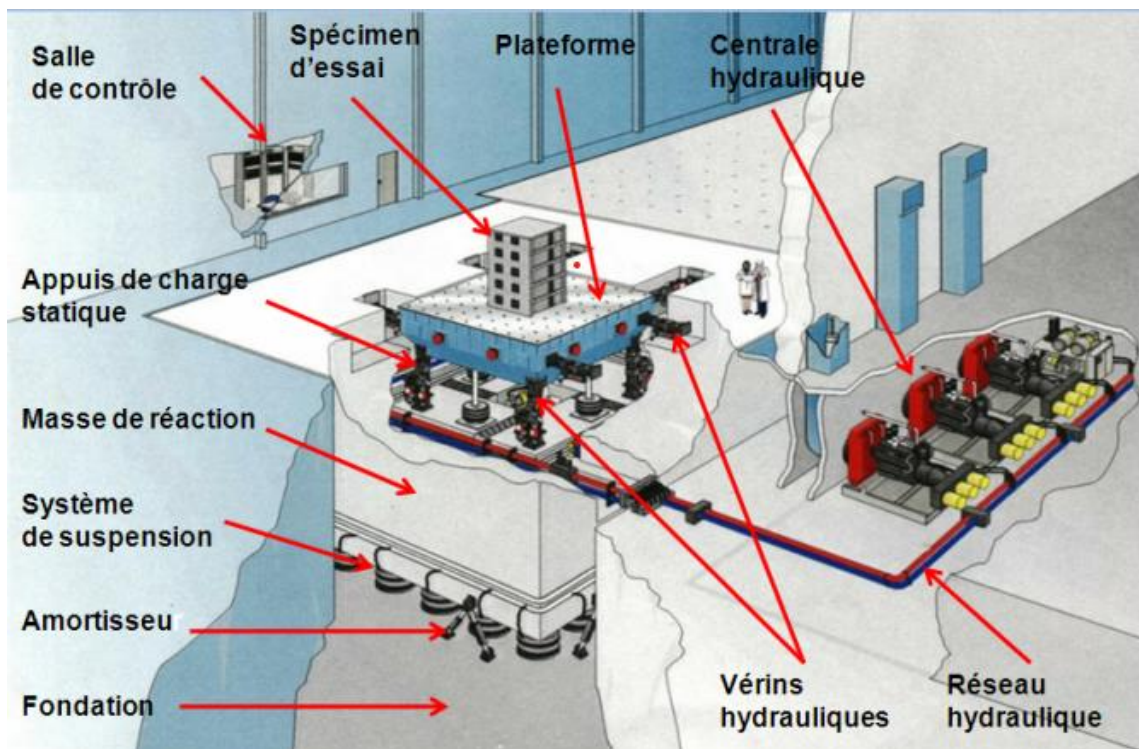


Figure 34 illustre les principaux éléments d'une la table vibrante typique (Schafer.B, 2013).



Figure 35 Vue extérieure du laboratoire



Figure 36 vue intérieure du laboratoire

10.2. Constituant d'une table vibrante :

La structure de la table vibrante du RISAM repose sur trois composantes fondamentales : la mécanique, l'hydraulique et l'électronique. Chacune de ces composantes sera présentée en détail dans les sections suivantes :

10.2.1. Partie mécanique :

Dans la partie mécanique on trouve principalement la masse de réaction et la plateforme

- Masse de réaction Il s'agit d'un massif en béton armé de profondeur de 3m, les dimensions en plan sont réduites à 3,5 m x 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 (BENZEGHADI.M-MEBREK.A,2023)

- **Bloc sismique ou masse de réaction :**

La masse de réaction est constituée d'un massif en béton armé d'une profondeur de 3 mètres, avec des dimensions planifiées de 3.5 m sur 5.5 m . Sa partie supérieure se présente sous la forme d'une boîte ouverte, comprenant des réservations et des passages pour la tuyauterie hydraulique et le câblage électrique. (Algerienne, n.d)

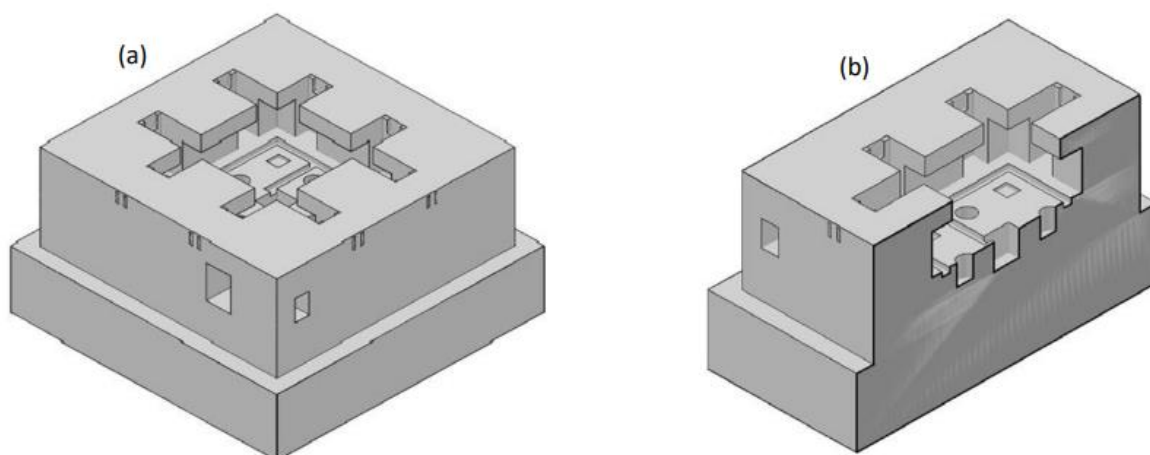


Figure 37 Représentation 3D du massif (a) et (b)

(Airouche A. , 2015)

- **Caisson ou plateforme :**

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 massive minimise l'interaction table-spécimen et conduit à un meilleur contrôle de la table (Bouanani, 2022).

La surface destinée à l'installation des spécimens d'essai comporte un total de 152 trous d'ancrage, d'un diamètre de 16 mm, répartis régulièrement tous les 19,69 cm dans les directions longitudinale et transversale.

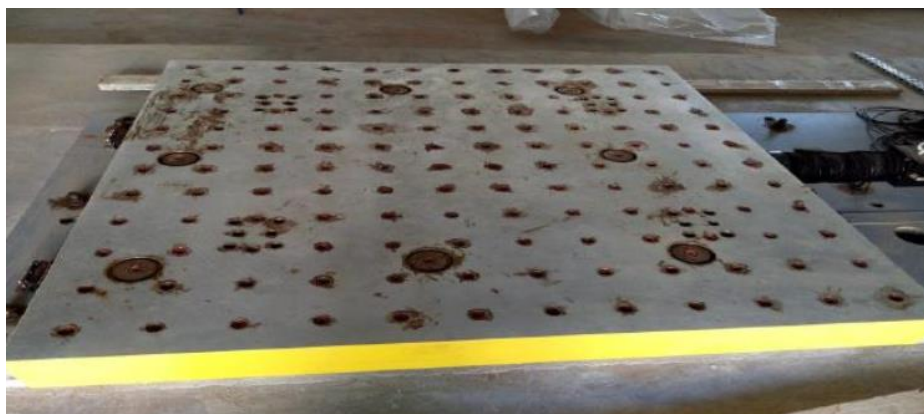


Figure 38 Caisson de la table vibrante de RISAM

10.2.2. Partie hydraulique :

Le système hydraulique repose principalement sur deux éléments clés : le groupe hydraulique (HPU) et le collecteur de service hydraulique (HSM). Le fluide sous pression, généré par le HPU, est distribué via le HSM vers la servo-valve, laquelle commande précisément le mouvement de l'actionneur.

- **Groupe hydraulique HPU :**

Les figures 4,5 et 6 présentent les composants du groupe hydraulique (HPU) ainsi que leur disposition. Le HPU fournit le fluide hydraulique sous pression nécessaire au fonctionnement des actionneurs. Il est constitué principalement d'un réservoir, de pompes, de moteurs, d'un échangeur de chaleur, ainsi que de divers capteurs, garantissant un fonctionnement optimal

Parmi les éléments clés, on retrouve :

- La servo- valve (Figure 40),
- L'accumulateur de pression,
- La pompe hydraulique.

L'échangeur thermique régule la température du fluide grâce à une vanne de contrôle, tandis qu'un système de filtration maintient la propreté du fluide. Le collecteur hydraulique permet de regrouper les flux issus des différentes pompes.

L'actionneur, quant à lui, est responsable de la génération de la force et du mouvement. Il est équipé d'un capteur LVDT assurant un retour précis sur la position. Le HPU est conçu pour démarrer en basse pression, une mesure qui vise à prolonger la durée de vie des composants. Une fois utilisé, le fluide est renvoyé au réservoir via le collecteur.

La figure 39 offre une vue interne détaillée du HPU, tandis que la figure 41 illustre ses modes de commande, qu'ils soient manuels ou à distance.



Figure 39 Centrale hydraulique (HPU) de la table de RISAM



Figure 40 vue interieure du HPU

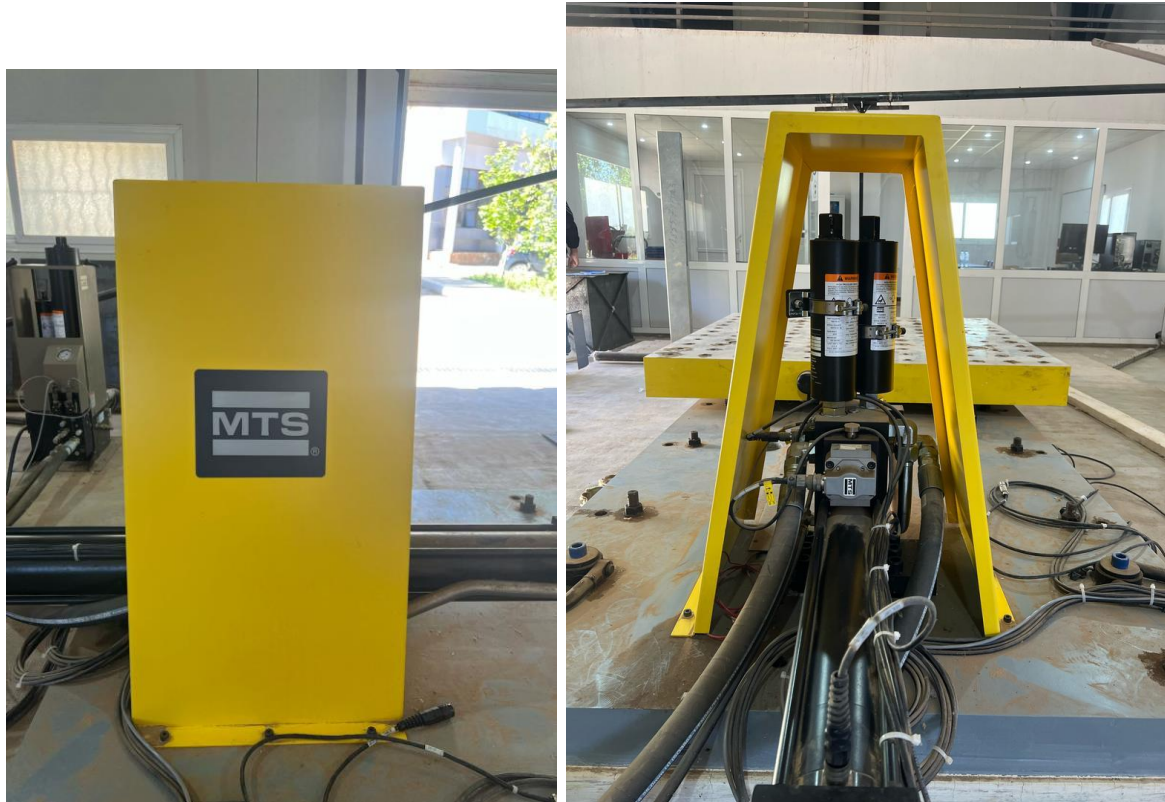


Figure 41 Servovalve de la table vibrante de RISAM



Figure 42 Fonctionnement de HPU manuellement ou à distance

- **Le service hydraulique collecteur HSM :**

Le collecteur de service hydraulique (HSM) (voir Figure 46) constitue un élément clé du système de la table vibrante utilisée pour les essais dynamiques des structures. Sa fonction principale est de recevoir le fluide hydraulique sous haute pression en provenance du groupe hydraulique (HPU), puis de le distribuer de manière uniforme aux différents actionneurs de la table, notamment les vérins hydrauliques.

En plus de cette distribution, le HSM joue un rôle crucial dans la régulation de la pression du fluide. Il garantit ainsi une alimentation équilibrée, essentielle pour assurer des mouvements synchronisés et précis de la plateforme vibrante lors des essais.



Figure 43 Le service hydraulique collecteur (HSM) de la table vibrante de RISAM

10.2.3. Partie électronique :

La partie électronique du système (figure 20) joue un rôle important dans le fonctionnement et le contrôle de la table vibrante. Elle est connectée au logiciel du système, ce qui permet de gérer plusieurs fonctions essentielles comme le conditionnement des signaux, l'excitation, la communication entre les composants et le contrôle des canaux, selon les besoins. Ce système est flexible et adaptable, ce qui permet de le configurer en fonction du

nombre de canaux utilisés et du type de signal à traiter. Il comprend principalement un contrôleur numérique MTS 793 et un système d'acquisition de données Stex-Pro, qui permettent de suivre et enregistrer les résultats des essais.



Figure 44 le système électronique

10.2.3.1. 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 (BENZEGHADI M MEBREK A2023).

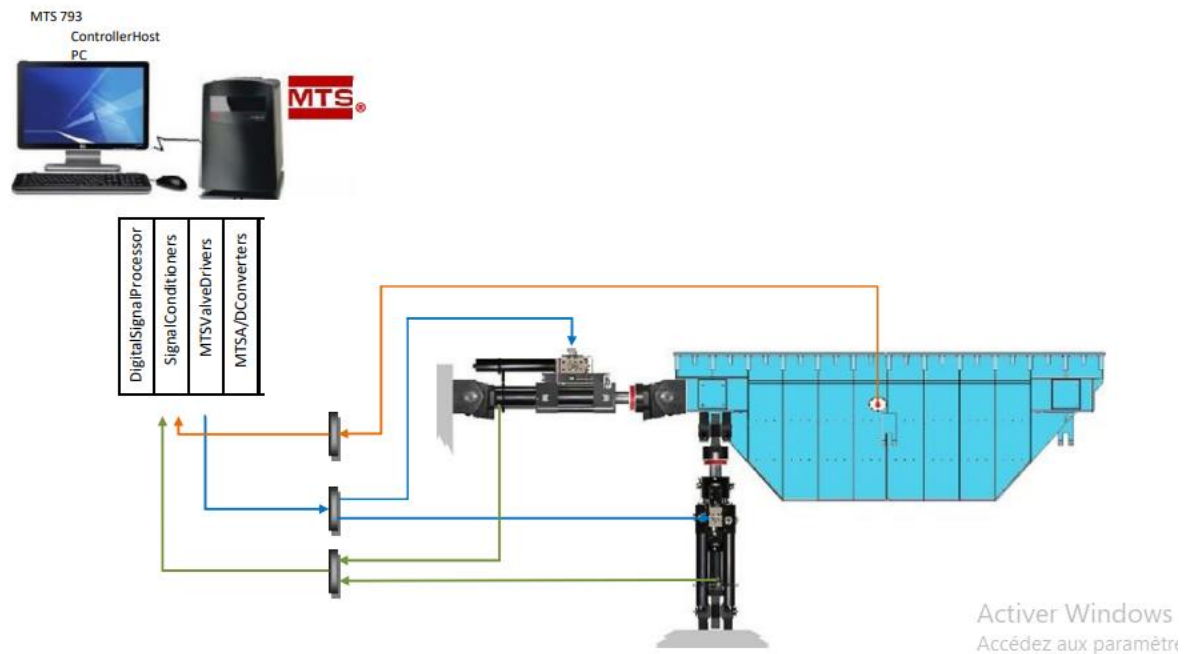


Figure 45 Schéma typique du système contrôleur table vibrante

(Airouche, 2015)

10.2.3.2. Station builder :

Il s'agit d'une application utilisée pour la conception et la configuration d'un poste de commande. Elle permet d'attribuer différentes ressources (comme des amplificateurs de servovalves, des conditionneurs, des entrées/sorties analogiques ou logiques, ainsi que des éléments liés aux commandes hydrauliques) à un fichier de configuration spécifique. Cela permet de préparer et d'adapter le système selon les besoins de l'essai ou de l'installation.

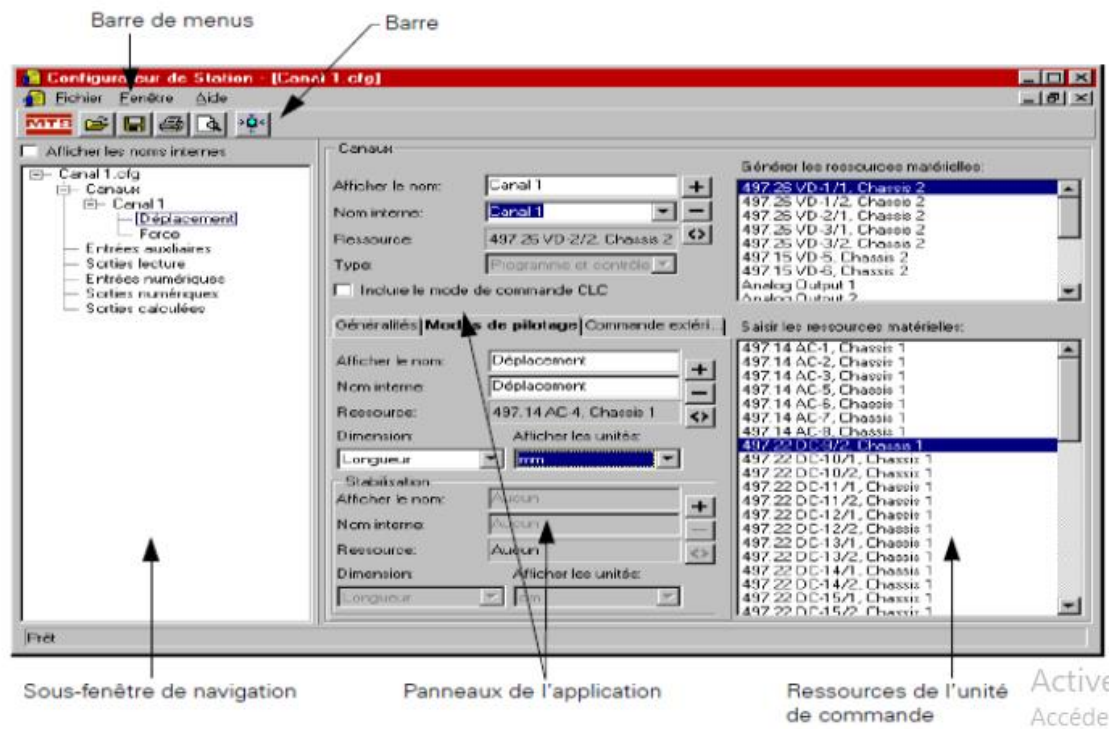


Figure 46 fenêtre principale de station Builder

10.2.3.3. Station manager :

Les commandes de la fenêtre Station Manager permettent de :

- Réaliser l'étalonnage et la mise au point du système
- Configurer des détecteurs d'erreur et de limite
- Définir et appliquer une formule algébrique à un signal afin de générer une valeur de signal calculée algébriquement
- Configurer la stabilisation et la compensation de signal
- Contrôler la pression hydraulique appliquée au poste d'essai
- Appliquer des programmations simples à l'aide du générateur de fonctions intégré
- Suivre les signaux sur les oscilloscopes et les appareils de mesure intégrés.

La figure 11 présente la fenêtre de station manager.

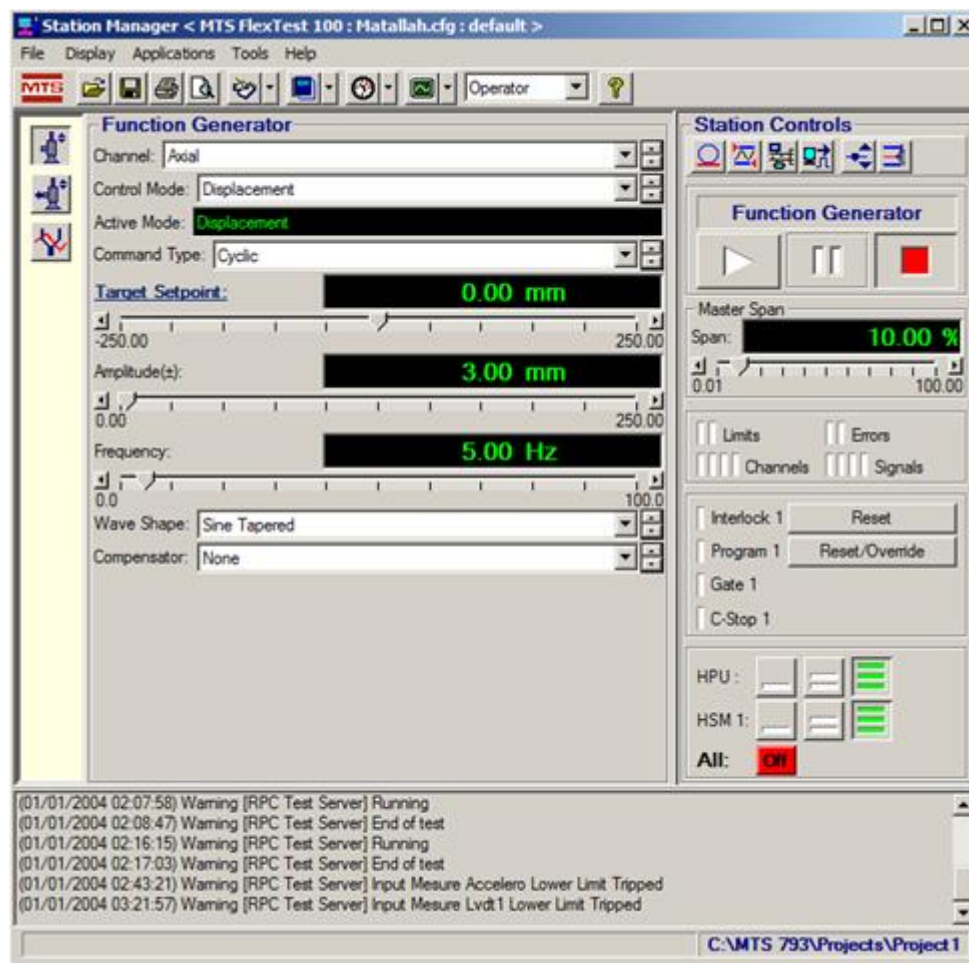


Figure 47 Fenêtre principale de Station Manager

10.2.3.4. Présentation générale du logiciel STEX-Pro :

Le système d'acquisition de données est composé de 44 canaux d'entrées conditionnées, d'un ordinateur, et d'un logiciel à interface graphique nommé STEX-Pro. Ce dernier permet la création de différents types de signaux d'excitation, ainsi que l'acquisition, le traitement et le stockage des données. De plus, le logiciel STEX-Pro peut être associé au contrôleur 793 pour le contrôle et la compensation de la table, agissant comme source primaire d'excitation lors des tests. Ce logiciel est spécifiquement développé pour contrôler la table vibrante de RISAM, permettant de générer et de contrôler les vibrations pour simuler les mouvements sismiques sur les structures à tester. Il offre des fonctionnalités avancées pour la configuration des essais, la surveillance en temps réel des données, ainsi que l'analyse des résultats. Il est également capable de gérer les systèmes de sécurité de la table pour éviter tout dommage ou danger pendant les essais. En outre, le logiciel STEX-Pro est souvent utilisé en combinaison avec d'autres logiciels de simulation de structures pour évaluer la performance des structures

soumises à des mouvements sismiques simulés, et il est conçu pour être convivial et intuitif, même pour les utilisateurs novices . (STEX, n.d)

11. Conclusion :

Les essais sismiques sur table vibrante constituent aujourd'hui une approche indispensable pour analyser le comportement réel des structures face aux sollicitations dynamiques. Grâce à leur capacité à reproduire fidèlement les mouvements du sol, ces dispositifs permettent de tester, de valider et d'améliorer les modèles numériques, tout en fournissant des données expérimentales cruciales pour la conception parasismique.

La table vibrante du laboratoire RISAM de l'Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen s'inscrit pleinement dans cette dynamique. Dotée d'un système performant et d'équipements avancés, elle offre un environnement de test efficace pour l'étude expérimentale des réponses sismiques des structures. Sa configuration mono-axiale, associée à un système hydraulique et électronique de précision, permet la réalisation d'essais rigoureux, adaptés aux besoins de la recherche et du développement en génie civil.

En définitive, cette plateforme expérimentale constitue un levier stratégique pour le progrès de l'ingénierie parasismique en Algérie. Elle contribue à améliorer la sécurité des infrastructures, à renforcer la résilience face aux séismes, et à former une nouvelle génération d'ingénieurs et de chercheurs compétents dans le domaine du risque sismique.

Chapitre III :

Lois de similitude et modèles réduits

1. Introduction :

La modélisation physique à échelle réduite est une méthode essentielle en ingénierie pour étudier et prédire le comportement des structures sous diverses sollicitations, notamment dynamiques. L'application des lois de similitude, issues de l'analyse dimensionnelle, permet d'assurer que les modèles réduits reproduisent fidèlement les phénomènes physiques observés dans les prototypes à échelle réelle. Ces lois, développées initialement en mécanique des fluides et étendues au génie civil et au génie parasismique, reposent sur trois types de similitude : géométrique, cinématique et dynamique. Elles permettent de garantir la validité des essais expérimentaux en établissant des relations rigoureuses entre les différentes grandeurs physiques des modèles et des prototypes. Cependant, l'application pratique des lois de similitude est complexe, car elle nécessite souvent des compromis et une prise en compte attentive des effets d'échelle, notamment dans les études sismiques, hydrauliques ou géotechniques.

Ainsi, la maîtrise de ces concepts constitue une base indispensable pour la conception d'essais fiables sur modèles réduits et pour l'interprétation critique des résultats obtenus.

2. Définition et fondements des lois de similitude :

2.1. Origine et principes généraux des lois de similitude :

Les lois de similitude trouvent leur origine dans l'analyse dimensionnelle, un outil mathématique permettant de comprendre et de modéliser les phénomènes physiques à différentes échelles. Initialement développées en mécanique des fluides et en aérospatiale, ces lois ont progressivement été appliquées à d'autres domaines, notamment le génie civil et parasismique. L'un des premiers scientifiques à formaliser ces principes fut Osborne Reynolds, qui introduisit le nombre de Reynolds pour caractériser les régimes d'écoulement des fluides. De la même manière, William Froude a démontré l'importance des relations de similitude en hydrodynamique pour tester des modèles réduits de navires avant leur mise en production à grande échelle. Ces travaux pionniers ont ouvert la voie à une utilisation plus large des lois de similitude, notamment en génie civil, où elles sont devenues un outil fondamental pour la conception et l'expérimentation de structures soumises à des forces dynamiques telles que les séismes.

Le principe fondamental des lois de similitude repose sur l'établissement de relations proportionnelles entre un modèle réduit et la structure réelle qu'il représente. Cela signifie que toutes les grandeurs physiques pertinentes doivent être reliées par des **facteurs de similitude**, définis de manière à assurer la conservation des équations fondamentales qui régissent le comportement du système. Trois types de similitude doivent être respectés pour garantir la validité des résultats obtenus à partir d'un modèle réduit. La **similitude géométrique** impose que toutes les dimensions du modèle soient proportionnelles à celles du prototype réel, ce qui garantit une correspondance fidèle des formes et des proportions. La **similitude cinématique** exige que les vitesses et les déplacements du modèle et du prototype soient reliés par un même facteur d'échelle, afin de préserver la cohérence des mouvements et des déformations. Enfin, la **similitude dynamique** assure que les forces qui agissent sur le modèle respectent les mêmes relations de proportionnalité que celles du prototype, ce qui permet de reproduire fidèlement les effets de phénomènes tels que la gravité, l'inertie ou les charges sismiques.

Cependant, l'application des lois de similitude dans le domaine du génie parasismique soulève plusieurs défis. Dans certains cas, il est impossible de respecter simultanément toutes les conditions de similitude, ce qui conduit à des **distorsions de similarité**. Par exemple, les propriétés mécaniques des matériaux ne varient pas toujours de manière linéaire avec l'échelle de réduction, ce qui peut entraîner des écarts entre le comportement du modèle réduit et celui de la structure réelle. De plus, les **effets d'échelle** influencent certains phénomènes physiques, notamment la propagation des fissures et les mécanismes de rupture, qui ne se comportent pas de la même manière à petite et à grande échelle. Ces limitations doivent être prises en compte lors de la conception des essais, et des ajustements doivent parfois être réalisés, par exemple en modifiant les matériaux du modèle réduit pour compenser ces effets.

En génie parasismique, les lois de similitude sont particulièrement cruciales pour la réalisation d'essais sur table vibrante, où des modèles réduits de bâtiments sont soumis à des mouvements sismiques simulés. Grâce à ces lois, il est possible d'extrapoler les résultats obtenus sur une maquette pour prévoir le comportement d'une structure réelle face à un séisme. Toutefois, les essais expérimentaux sont souvent affectés par des **incertitudes**, liées aux variations des propriétés des matériaux, aux erreurs de mesure et aux approximations nécessaires pour respecter les conditions de similitude. Pour pallier ces limitations, des méthodes probabilistes sont parfois utilisées afin d'évaluer l'impact de ces incertitudes et d'améliorer la fiabilité des prévisions obtenues à partir des modèles réduits.

Ainsi, bien que les lois de similitude constituent un outil indispensable pour l'étude et la modélisation du comportement des structures en génie parasismique, leur application requiert une approche rigoureuse et une prise en compte des différentes sources d'erreur et d'incertitude. Leur développement et leur amélioration restent un enjeu de recherche majeur, notamment pour les structures en bois, où leur application reste encore peu explorée. (Sousseau Y. , 2022)

3. Historique et applications en génie civil :

3.1. Historique :

L'évolution des lois de similitude débute avec **Newton (1686)** sur le mouvement des fluides, suivie par **Fourier (1822)** avec la similitude thermique. **Bertrand (1848)** formalise le premier principe de similitude, puis **Buckingham** introduit le **théorème π** au début du **20^e siècle**. Enfin, **Kirpichev et Guchman (1930)** complètent la théorie avec un troisième théorème, établissant un cadre essentiel pour la modélisation physique et les essais en génie civil. (Guo, 2023)

L'historique des lois de similitude en génie civil montre que ces concepts ont d'abord été développés dans les années **1960** dans les domaines de l'aérospatial et de l'aéronautique. Ce n'est qu'à la fin du **XX^e siècle** que ces lois ont été appliquées aux structures en génie civil, notamment pour les constructions en **béton armé** et **métalliques**. (Sousseau Y. E., 2019)

Dès le début du **XX^e siècle**, des chercheurs comme Buckingham ont posé les bases de l'analyse dimensionnelle, permettant d'établir des relations entre un prototype et son modèle réduit. Cette approche s'est rapidement imposée dans l'ingénierie, notamment en mécanique des sols et en génie civil, où elle a permis d'étudier le comportement des structures face aux charges et aux sollicitations environnementales. (Habib, 1989)

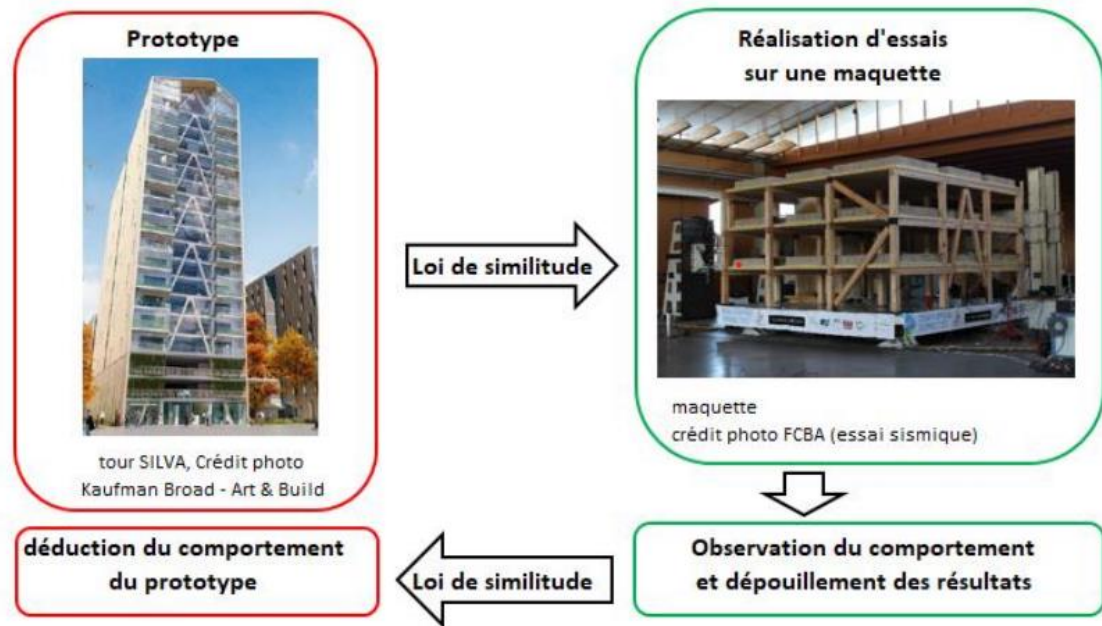


Figure 48 principe des lois de similitude

(Sousseau Y. E., 2019)

3.2. Applications en génie civil :

Les lois de similitude trouvent de nombreuses applications en génie civil, notamment dans les domaines de la dynamique des structures, de l'hydraulique et de la géotechnique.

Dans le domaine sismique, l'un des champs d'application les plus importants concerne l'étude du comportement dynamique des structures face aux séismes. Les lois de similitude sont essentielles pour modéliser le comportement de bâtiments ou de ponts sur **table vibrante**, permettant ainsi de reproduire les effets d'un séisme à l'échelle réduite. Elles servent également à étudier la réponse sismique de structures existantes, et à simuler leur comportement **non linéaire**, notamment les phénomènes de plastification ou de rupture.

En hydraulique et en génie côtier, les modèles réduits sont utilisés pour analyser le comportement de digues, de barrages ou d'aménagements portuaires. Ces modèles doivent respecter la **similitude de Froude**, qui permet de reproduire fidèlement les effets de la gravité, des vagues et des courants à l'échelle du modèle.

En géotechnique, les lois de similitude sont mises en œuvre pour étudier la **stabilité des pentes**, le comportement des sols, les glissements de terrain et les fondations profondes. Des dispositifs comme les **centrifugeuses géotechniques** ou les **tables vibrantes** sont utilisés

pour réaliser ces essais, tout en respectant des similitudes mécaniques précises portant sur les contraintes, la perméabilité ou la résistance des matériaux. (Shing, 1984)

4. Modèles et simulation dimensionnelle :

4.1. Modèles et simulations :

L'étude d'un phénomène réel peut être limitée par des contraintes techniques, financières ou théoriques, rendant l'observation directe insuffisante. La simulation devient alors un outil essentiel pour analyser ces phénomènes en testant un modèle qui les représente. Ce modèle repose sur une théorie, une abstraction de la réalité.

Si la théorie est validée, la simulation permet d'évaluer ou de vérifier le comportement du système étudié. En revanche, si la théorie est incertaine, la simulation aide à tester sa pertinence en la confrontant à la réalité. Les modèles sont largement utilisés dans plusieurs domaines, notamment en génie civil, où ils servent à la conception d'ouvrages et à la réalisation d'essais en laboratoire.

Il existe deux types de modèles : les modèles numériques et les modèles analogiques.

Les **simulations numériques** sont basées sur une formulation mathématique du problème en utilisant les lois de la physique et des hypothèses complémentaires. Les résultats peuvent être obtenus par des solutions analytiques ou par des calculs numériques réalisés sur ordinateur.

Les **simulations analogiques**, quant à elles, reposent sur des mécanismes physiques qui reproduisent le phénomène étudié par analogie. Elles sont particulièrement utilisées lorsque les modèles numériques sont inexistantes, imprécis ou trop complexes à traiter. Un exemple classique est l'utilisation de conducteurs électriques pour simuler l'écoulement de l'eau dans un milieu perméable.

Parmi les modèles analogiques, les modèles réduits sont couramment employés en raison de leur ressemblance structurelle avec la réalité. Ils permettent d'étudier un phénomène à une échelle plus petite que celle du prototype, c'est-à-dire du système réel.

L'élaboration d'un modèle, qu'il soit numérique ou analogique, suit plusieurs étapes :

1. Identification des phénomènes et des paramètres à étudier.

2. Définition du prototype en précisant ses caractéristiques dimensionnelles et structurelles.
3. Élaboration d'une théorie servant de base à la simulation.
4. Construction du modèle et réalisation des expériences.

Avant toute simulation, l'analyse des équations théoriques permet de comprendre les relations entre les variables du problème. Cette étude relève de l'analyse dimensionnelle, qui constitue le fondement des théories de la similitude dimensionnelle. (CIBLAC, s.d)

3.2 L'analyse dimensionnelle :

L'analyse dimensionnelle est l'étude de la forme générale des équations régissant un phénomène physique. Elle s'intéresse aux dimensions des variables intervenant dans les équations scientifiques. La propriété d'homogénéité des équations, c'est-à-dire leur indépendance par rapport au système d'unité, permet, à partir des relations entre les variables dimensionnelles de former un système équivalent de variables sans dimensions qui sont des produits des précédentes. Cette opération permet de réduire le nombre de variables décrivant le problème physique en ne considérant que des paramètres adimensionnels. (CIBLAC, s.d)

Le théorème de Vaschy-Buckingham (Théorème π) :

le théorème de Buckingham 1914, également connu sous le nom de théorème π , constitue une pierre angulaire de l'analyse dimensionnelle appliquée aux lois de similitude en génie civil. Ce théorème permet de reformuler des équations physiques impliquant plusieurs variables dimensionnelles en une relation entre variables *adimensionnelles*, appelées nombres π . dans un problème comprenant n grandeurs physiques où il y a m dimensions fondamentales, on peut réécrire ces grandeurs physiques en $(n-m)$ paramètres adimensionnels :

$$i = n - m$$

Où

i : nombre de groupes adimensionnels nécessaires.

n : nombre de grandeurs physique

m : nombre de dimensions fondamentales

Soient $A_1, A_2, A_3, \dots, A_n$ les différentes grandeurs physiques : comme la vitesse, la pression, etc. Entre toutes ces quantités, il y a une relation de la forme

Si on a une relation de la forme :

$$f(q_1, q_2, q_3, \dots, q_n)$$

où chaque q_i est une grandeur physique, alors on peut la réécrire comme :

$$f(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-k})$$

avec chaque π_i un produit de puissances des grandeurs physiques, tel que :

$$\pi_i = q_1^{a_1}, q_2^{a_2}, q_3^{a_3}, \dots, q_n^{a_n}$$

et π_i est sans dimension

5. Première propriété de similitude et notation de Mandel :

La **première propriété de similitude** repose sur le principe fondamental selon lequel un modèle réduit est représentatif d'un prototype à condition que les grandeurs adimensionnelles qui régissent le phénomène soient conservées. Cela signifie que les équations qui décrivent le comportement du système doivent être **invariantes** entre le modèle et le prototype, garantissant ainsi une similitude parfaite.

Dans ce cadre, la **notation de Mandel** est utilisée pour exprimer les facteurs d'échelle reliant les grandeurs physiques du modèle réduit et du prototype. Cette notation consiste à définir des **coefficients de similitude**, notés généralement λ_x où chaque coefficient indique le rapport entre une grandeur du modèle et celle du prototype. Ces coefficients sont déterminés en respectant les conditions d'homogénéité dimensionnelle et les lois physiques gouvernant le système étudié.

Ainsi, pour garantir une similitude complète, il est essentiel d'établir des relations précises entre les grandeurs mécaniques et physiques du modèle et du prototype. Cela permet non seulement d'assurer la validité des extrapolations à l'échelle réelle, mais aussi d'optimiser les tests expérimentaux et la modélisation des structures complexes. (Sousseau Y. E., 2019)

Soit u_p une grandeur relative au prototype et u_m la grandeur correspondante pour le modèle réduit.

On note alors avec une étoile le rapport de ces deux grandeurs :

$$u^* = \frac{u_m}{u_p}$$

u^* est le facteur d'échelle attaché à la grandeur u .

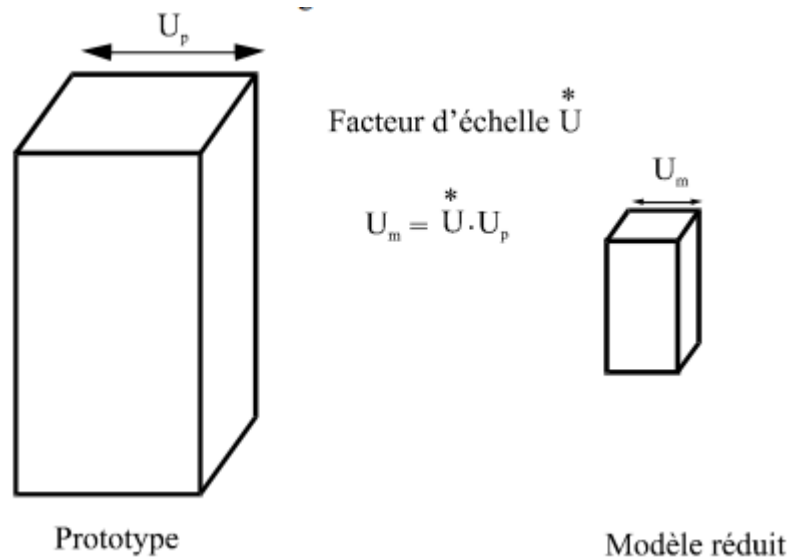


Figure 49 Facteur d'échelle suivant la notation de Mandel

6. Deuxième propriété de la similitude :

La deuxième propriété de la similitude découle du théorème de Vaschy-Buckingham et stipule qu'un modèle réduit est représentatif du prototype si les paramètres adimensionnels décrivant complètement les deux systèmes sont identiques simultanément. Lorsque cette condition est remplie, on parle de similitude complète.

7. Similitude restreinte et effet d'échelle ;

Dans la pratique, il est souvent difficile, voire impossible, d'atteindre une similitude complète. Pour surmonter ces contraintes, certains facteurs sont négligés au profit d'autres jugés plus importants en fonction du phénomène étudié. Ce compromis conduit à une **similitude restreinte**.

Il est crucial, lors d'une similitude restreinte, de s'assurer que les phénomènes négligés aient la même importance dans le prototype et le modèle réduit. Un exemple classique est la tension superficielle : insignifiante pour les vagues océaniques mais prédominante dans un modèle réduit de port avec des vagues inférieures à 3 cm de hauteur.

L'**effet d'échelle** désigne l'influence variable d'un même phénomène selon les dimensions de l'objet étudié. Une manière de limiter ces effets consiste à augmenter la taille du modèle réduit autant que possible. (Sousseau, 2019)

6.1 Similitude Restreinte :

La **similitude restreinte** est une approche adoptée lorsque la reproduction exacte d'un phénomène à échelle réduite est impossible. En mécanique des sols et en génie civil, la conception d'un modèle réduit vise à respecter certaines lois physiques et mathématiques afin d'extrapoler les résultats au prototype réel. Cependant, des contraintes techniques rendent souvent la **similitude parfaite irréalisable**, d'où l'adoption de **similitudes partielles** où seuls certains paramètres clés sont conservés.

Dans ce cadre, la similitude repose sur trois principes fondamentaux :

1. **Géométrie proportionnelle** : Le modèle doit respecter les rapports d'échelle du prototype.
2. **Conservation des efforts et des contraintes** : La répartition des charges et la réponse mécanique du matériau doivent être correctement représentées.
3. **Respect des conditions aux limites et du mode de chargement** : Les interactions avec l'environnement doivent être prises en compte avec précision.

Toutefois, dans de nombreux cas, l'utilisation de **matériaux équivalents** est nécessaire pour remplacer ceux du prototype tout en conservant des propriétés mécaniques similaires. Cette méthode est couramment utilisée lorsque les matériaux réels ne peuvent pas être reproduits fidèlement à une échelle réduite. Par exemple, en modélisation des fondations, il est fréquent de substituer un sol naturel par un matériau granulaire dont le comportement en compression et en cisaillement est similaire.

L'un des défis de la **similitude restreinte** réside dans le choix des facteurs d'échelle à appliquer, notamment en ce qui concerne les **lois de comportement non linéaires** des matériaux, où certaines propriétés mécaniques ne suivent pas une mise à l'échelle directe.

8. Effet d'Échelle : Distorsion et Limitations des Modèles Réduits

L'**effet d'échelle** désigne les écarts entre les résultats obtenus sur un modèle réduit et ceux du prototype réel, dus à des variations de comportement des matériaux ou des

interactions mécaniques spécifiques à l'échelle considérée. En géotechnique, ces effets sont particulièrement visibles lorsque des surfaces de rupture se forment ou lorsque le comportement du sol dépend fortement de la taille des particules.

Les principales causes des effets d'échelle incluent :

- **La variabilité des propriétés mécaniques des matériaux** : En diminuant l'échelle, certaines caractéristiques comme la cohésion et le frottement interne peuvent être modifiées.
- **La taille des grains du sol** : Lorsqu'un modèle réduit utilise un matériau granulaire, la distribution des particules peut différer de celle du sol réel, influençant la résistance et la rigidité du modèle.
- **La localisation des déformations** : Dans certains cas, la rupture ne se produit pas de manière uniforme, mais plutôt sous forme de surfaces de glissement progressives, créant une **surestimation des résistances** dans les petits modèles.

Par exemple, dans des essais sur des **ancres marines dans le sable**, on a observé que la force de traction mesurée sur un modèle réduit ne suivait pas une loi de similitude linéaire avec le prototype. Cela est dû à un phénomène de dilatance qui modifie la résistance du sol en fonction de l'échelle du test.

Un autre exemple est celui des **murs de soutènement**, où l'effet d'échelle se manifeste par une surestimation de la pression exercée par le sol sur la structure. Ce phénomène est lié au fait que, dans un petit modèle, la surface de glissement mobilisée est proportionnellement plus grande qu'en grandeur réelle, entraînant une résistance plus importante.

Pour corriger ces effets d'échelle, plusieurs solutions sont envisageables :

- **Utilisation de la centrifugeuse** : Elle permet de compenser l'échelle des contraintes en appliquant une accélération gravitationnelle plus élevée, assurant ainsi une meilleure correspondance avec le prototype réel.
- **Adaptation des matériaux** : Le choix de matériaux aux propriétés ajustées permet de mieux représenter le comportement réel du système étudié.
- **Validation par des essais en vraie grandeur** : Lorsque cela est possible, des tests grandeur nature sont réalisés pour confirmer les résultats obtenus sur modèle réduit.

En conclusion, les effets d'échelle constituent une limite importante à l'interprétation des essais sur modèles réduits. Une analyse critique est nécessaire pour éviter des extrapolations erronées et garantir la **validité des résultats expérimentaux**. (HABIB, 1989)

9. Lois de similitudes

Lois de Cauchy et Froude :

Pour un test dynamique réel de modèles réduits sur table vibrante, La loi de Cauchy est adéquate pour les phénomènes dans lesquels les forces de rappel dérivent de relation constitutive contrainte-déformation, tandis que la loi de Froude s'applique aux cas où les forces de gravité sont importants. Ainsi, pour la modélisation réaliste de la réponse dynamique non linéaire de la structure, les lois de similitude doivent être satisfaites

La satisfaction simultanée de Cauchy et Froude conduisent aux facteurs d'échelle représentés dans le tableau suivant. (En supposant que $E_p \div E_m = 1$ c'est-à-dire le modèle et le prototype ont les mêmes propriétés matérielles). L'échelle d'accélération est l'unité tandis que l'échelle de temps est la racine carrée de l'échelle géométrique λ . Cela signifie que dans le modèle, l'échelle de temps est compressée par un facteur $\sqrt{(1/\lambda)}$ donc les accélérogrammes appliqués à la structure ont des valeurs plus courtes durées, fréquence plus élevée et mêmes accélérations. Une autre conséquence importante de la loi de similitude, est l'augmentation de la masse du modèle par rapport au prototype de référence (ρ devenir inversement proportionnel au facteur d'échelle géométrique λ). Cette relation impose des difficultés liens en termes de recherche de matériaux haute densité non standard ou d'ajout de masse au modèle sans influencer sa rigidité. Dans la présente étude, des masses supplémentaires sont appliquées sur la surface mise à l'échelle

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 :

$$k_F \text{ inertie} = k_F \text{ viscosité}$$

$$\text{Soit : } k_m * k_a = k_s * k_\mu k_v / k_L$$

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

$$\Rightarrow K_L^3 * \frac{k_V}{k_T} = K_L^2 * k_v * k_V/k_L$$

Finalement, la similitude de Reynolds s'exprime par :

$$\frac{k_V k_L}{k_v} = 1$$

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

similitudes de Cauchy

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

$$C_n = \rho \cdot v^2/E$$

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)

Tableau 2 Quantités de similitude de Cauchy

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	$m_p = p \lambda^3 m_m$
Vitesse	v	$v_p = e^{\frac{1}{2}} \rho^{-\frac{1}{2}} v_m$
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	$t_p = \lambda e^{-\frac{1}{2}} \rho^{\frac{1}{2}} t_m$
Fréquence	F	$F_m = \lambda^{-1} e^{\frac{1}{2}} \rho^{\frac{1}{2}} F_m$

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 p_p/p_m

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

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)

$$F^{\rightarrow} \text{inertie} = F^{\rightarrow} \text{pesanteur}$$

$$\text{Soit : } m_a = m_g \text{ ou : } k_a = \frac{k_v^2}{k_L}$$

$$\text{On a donc : } \frac{k_L}{k_T^2} = \frac{k_L^2}{k_T^2} \frac{1}{k_L} = \frac{k_v^2}{k_L}$$

La similitude de Froude se traduit donc par :

$$K_V = \sqrt{K_L}$$

Où :

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

K_L : Echelle de longueur.

K_T : Echelle du temps.

K_V : Echelle de vitesse.

Lois de Cauchy et Froude

Tableau 3 Facteurs d'échelle entre prototype et modèle

Paramètre	Symbole	Facteur d'échelle (Cauchy)	Facteur d'échelle (Cauchy + Froude)
Longueur	L	$L_p/L_m = \lambda$	$L_p/L_m = \lambda$
Module d'élasticité	E	$E_p/E_m = e = 1$	$E_p/E_m = e = 1$
Masse spécifique	ρ	$\rho_p/\rho_m = \rho = 1$	$\rho_p/\rho_m = \rho = \lambda^{-1}$
Aire	A	λ^2	λ^2
Volume	V	λ^3	λ^3
Masse	m	λ^3	λ^2
Déplacement	d	λ	λ
Vitesse	V	1	$\frac{1}{\lambda^2}$
Accélération	a	λ^{-1}	1
Poids	w	λ^3	λ^2
Force	F	λ^2	λ^2
Moment	M	λ^3	λ^3
Contrainte	σ	1	1
Déformation	ε	1	1
Temps	t	λ	$\frac{1}{\lambda^2}$
Fréquence	f	λ^{-1}	$\lambda^{-\frac{1}{2}}$

(Ali, 2009)

10. Trois types de Similitude :

10.1. Similitudes Géométriques

Les similitudes géométriques concernent la proportion entre un modèle réduit et la structure réelle (prototype). Dans un modèle géométrique, les dimensions des objets étudiés sont mises à l'échelle d'une taille spécifique. Cela permet de réduire la taille de structure réelle tout en maintenant les relations géométriques proportionnelles. Cela signifie que les formes du modèle et du prototype doivent être similaires, et le ratio des dimensions doit être conservé à l'échelle. (Dimensional analysis and similarity, s.d.)

C'est à dire 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 :

$$k_l = \frac{l_1}{l_2} = \text{constant. (Rouaz, 2011)}$$

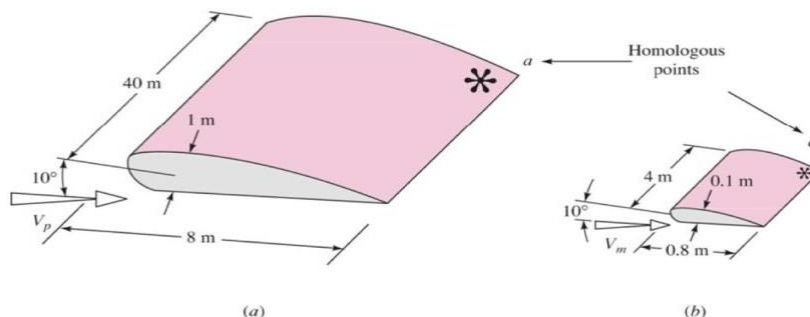


Figure 50 Similitude géométrique dans les tests de modèles

10.1.1. Proportion entre le modèle et la structure réelle :

Dans les similitudes géométriques, la proportion entre les dimensions du modèle et celles de la structure réelle est cruciale. Les longueurs, largeurs et hauteurs du modèle doivent être réduites proportionnellement à celles du prototype. Un facteur d'échelle est défini pour chaque dimension, ce qui permet de créer un modèle qui réplique les proportions du prototype tout en réduisant sa taille.

10.1.2. L'un des défis de la modélisation géométrique est de gérer les effets d'échelle :

Lorsque les dimensions d'un modèle sont réduites, des phénomènes comme la tension superficielle ou d'autres comportements physiques peuvent devenir beaucoup plus importants à une échelle plus petite. Les phénomènes qui sont négligeables à une échelle plus grande, tels que la viscosité de l'air ou les zones de contact, peuvent avoir un impact disproportionné dans un modèle réduit. Il est essentiel de comprendre ces effets pour garantir que les résultats obtenus à partir du modèle restent représentatifs du comportement de la structure réelle.

10.2. Similitudes Cinématiques :

Les similitudes cinématiques concernent la conservation des vitesses et des accélérations entre le modèle réduit et le prototype. Elles portent sur les déplacements, les vitesses et les accélérations dans un système réduit par rapport à celui du prototype. (Dimensional analysis and similarity , s.d.)

Elle 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)

$$k_l = \frac{t_1}{t_2} = \text{constant}$$

$$k_v = \frac{k_l}{k_t} \Rightarrow k_a = \frac{k_v}{k_t} = \frac{k_l}{k_t^2}$$

t_1 : temps mis à parcourir la distance L1 dans le prototype.

t_2 : temps mis à parcourir la distance L2 homologue de L1 dans le modèle.

k_v : échelle des vitesses.

k_a : échelle des accélérations.

k_t : échelle du temps

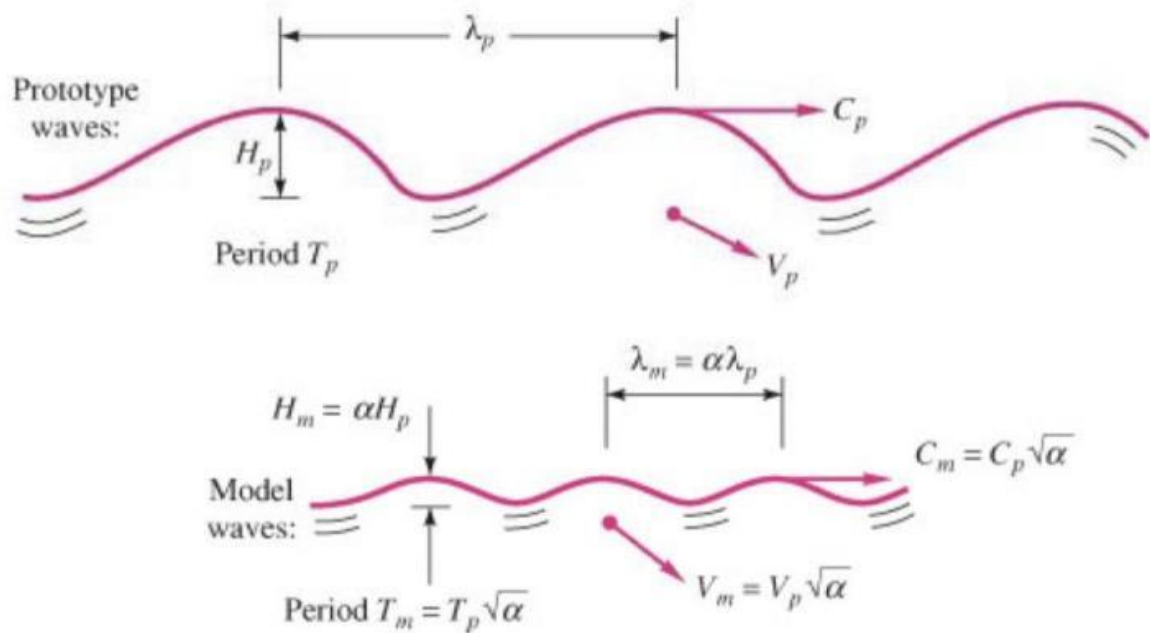


Figure 51 Les écoulements à surface libre sont cinématiquement similaires, leurs échelles de longueur et de temps étant liées par le nombre de Froude

(Dimensional analysis and similarity , s.d.)

10.2.1. Conservation des vitesses et des accélérations entre le modèle et le prototype

Dans les similitudes cinématiques, il est important que les vitesses et les accélérations à l'échelle du modèle soient proportionnelles à celles du prototype. Cela peut être réalisé en ajustant les conditions d'essai, y compris la fréquence du mouvement et les caractéristiques dynamiques du système. La conservation de ces paramètres permet de garantir que les déplacements observés dans le modèle correspondent correctement à ceux du prototype à l'échelle choisie.

10.2.2. Relation entre les déplacements, vitesses et accélérations

La relation entre les déplacements, vitesses et accélérations est déterminée par les facteurs d'échelle du temps et de la longueur. Les déplacements à l'échelle du modèle sont directement proportionnels à ceux du prototype. Les vitesses sont influencées par l'échelle du temps, et les accélérations, qui dépendent de la dynamique du système, doivent également maintenir une relation de similitude entre le modèle et le prototype.

10.3. Similitudes Dynamiques :

Les similitudes dynamiques concernent les forces appliquées au modèle réduit et comment elles se comparent à celles appliquées au prototype. Ces similitudes sont essentielles pour garantir que les comportements structuraux (comme la déformation et la résistance aux charges) sont correctement reproduits à l'échelle réduite

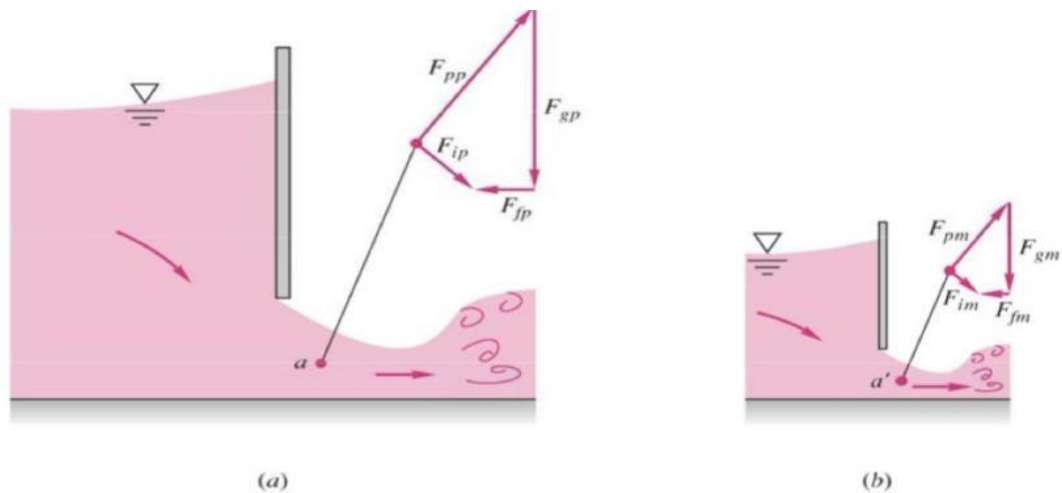


Figure 52 Similarité dynamique dans l'écoulement des vannes. Le modèle et le prototype produisent des polygones de force homologues identiques si les nombres de Reynolds et de Froude sont identiques

(Dimensional analysis and similarity , s.d.)

10.3.1. Relation entre les forces appliquées au modèle et celles du prototype

Dans les similitudes dynamiques, la relation entre les forces appliquées au modèle et celles appliquées au prototype est déterminée par les lois physiques régissant la dynamique des fluides ou des solides. Le modèle doit être soumis à des forces proportionnellement équivalentes à celles du prototype pour garantir des réponses dynamiques similaires.

10.3.2. Critères de conservation de l'inertie, de la gravité et des forces de frottement

Les critères de conservation de l'inertie, de la gravité et des forces de frottement sont essentiels dans les similitudes dynamiques. Par exemple, dans un modèle réduit, l'inertie doit être correctement simulée afin que les forces dues à l'accélération et au mouvement soient représentatives. De même, la gravité doit être conservée pour que les forces gravitationnelles

aient des effets proportionnels, et les forces de frottement doivent être prises en compte pour simuler de manière réaliste les résistances dans le modèle.

11.Importance des nombres dimensionnels

Les nombres dimensionnels, tels que le nombre de Froude, le nombre de Reynolds et le nombre de Cauchy, sont des paramètres clés dans l'analyse des similitudes dynamiques. Ces nombres aident à comprendre et à contrôler les effets physiques qui diffèrent entre le modèle réduit et le prototype. Par exemple, le nombre de Reynolds est essentiel pour simuler correctement les écoulements de fluides, tandis que le nombre de Froude est crucial pour les phénomènes liés à la gravité, tels que les vagues ou les mouvements de l'eau.

12.Application des lois de similitude aux essais sur table de vibration

Les essais sur table de vibration utilisent des modèles réduits pour étudier la réponse dynamique des structures soumises à des vibrations. Les lois de similitude jouent un rôle central dans la conception de ces essais.

13.Méthode de conception des relations de similarité

Lors de la conception des relations de similarité pour les essais sur table de vibration, il est essentiel de déterminer les facteurs d'échelle appropriés en fonction des caractéristiques spécifiques de la structure testée. Les relations de similarité doivent être élaborées en tenant compte des propriétés des matériaux, des comportements dynamiques de la structure et des forces de vibration.

14.Choix des échelles et adaptation des matériaux

Le choix des échelles et l'adaptation des matériaux sont essentiels pour garantir que le modèle réduit se comporte de manière représentative. Pour cela, il est important de sélectionner des matériaux pour le modèle qui conservent les propriétés mécaniques du prototype, telles que la rigidité et la résistance.

Sélection des matériaux pour garantir une réponse représentative : Le choix des matériaux doit garantir qu'ils répliquent les propriétés physiques et mécaniques du prototype à l'échelle réduite, en tenant compte des effets d'échelle. – Ajustement des caractéristiques mécaniques du modèle réduit.

Il peut être nécessaire d'ajuster les propriétés mécaniques du modèle réduit, telles que la densité ou la rigidité, pour garantir que le modèle se comporte de manière similaire au prototype. Cela peut impliquer l'adaptation des matériaux pour compenser les différences d'échelle, en particulier pour les essais de vibration où les fréquences naturelles et les réponses à l'excitation doivent être simulées de manière précise. (Ciblac, 2010)

15. Conclusion :

L'analyse dimensionnelle et les lois de similitude jouent un rôle fondamental dans la modélisation des comportements mécaniques et dynamiques à échelle réduite. Elles permettent de transposer avec rigueur les observations faites sur des modèles expérimentaux vers des structures réelles, tout en prenant en compte les effets de l'échelle et les contraintes liées aux matériaux. Toutefois, leur mise en œuvre pratique nécessite une attention particulière aux limites imposées par les similitudes restreintes et les distorsions d'échelle, notamment en ce qui concerne la formation des ruptures progressives ou la dissipation énergétique. En géotechnique, en hydraulique et dans les essais dynamiques sur table vibrante, le respect des lois de similitude conditionne la qualité et la fiabilité des prévisions. Ainsi, bien que puissante, la méthode requiert une approche critique et rigoureuse pour garantir la représentativité des modèles, en combinant compréhension théorique, adaptation expérimentale et analyse fine des phénomènes physiques en jeu.

Chapitre IV :

**Détermination des caractéristique
dimensionnelle et physiques du modèle
réduit**

1. Introduction

La réalisation d'un modèle réduit physique constitue une étape essentielle dans la compréhension et la prévision du comportement d'ouvrages à grande échelle. Afin d'assurer une représentation fidèle du prototype, il est indispensable de respecter les principes de similitude physique et géométrique. Ce chapitre se consacre à la détermination rigoureuse des caractéristiques dimensionnelles et physiques du modèle réduit utilisé pour l'étude d'une pile de pont dans le cadre du projet ferroviaire national. En s'appuyant sur les lois fondamentales de la similitude, notamment l'analyse dimensionnelle, le théorème π de Buckingham, et l'application de facteurs d'échelle, une méthodologie complète est développée pour garantir que le modèle réduit reproduise les phénomènes mécaniques essentiels du prototype à l'échelle choisie. Ce travail prépare ainsi le terrain pour une expérimentation fiable et représentative.

2. Lois de similitude des modèles réduits

Une compréhension des relations d'échelle est importante pour modéliser avec précision le comportement à grande échelle (prototype) au niveau du modèle réduit.

Moncarz et Krawinkler (1981) présentent différents niveaux de compétence en matière de modèles réduits.

Les **vrais** modèles exigent que les relations de similitude soient respectées pour tous les paramètres d'un système. De tels modèles sont difficiles à réaliser en raison de la complexité des problèmes d'ingénierie.

Les **modèles** adéquats mettent correctement à l'échelle les facteurs primaires, mais font des compromis pour les variables secondaires d'une manière qui minimise les erreurs dans la prédiction du modèle.

Les **modèles** déformés ne prédiront pas avec précision la réponse du prototype, à moins que des compensations difficiles ne soient appliquées aux équations de prédiction ou aux quantités physiques.

Compte tenu de cela, la performance d'un modèle de similitude dépend fortement de sa méthode de dérivation. Meymand (1998) décrit trois méthodes (de la plus simple

à la plus complexe) dans une revue complète de la similitude dans les applications géotechniques : l'analyse dimensionnelle, la théorie de la similitude (théorème Pi de Buckingham) et la méthode des équations gouvernantes.

3. Développement de critères de similitude

3.1. L'analyse dimensionnelle :

L'analyse dimensionnelle est utilisée comme base pour dériver les relations d'échelle dans cette étude. Les paramètres d'ingénierie spécifiques sont réduits aux unités fondamentales Masse Longueur Temps (MLT), et les relations d'échelle sont dérivées à l'aide des facteurs d'échelle correspondants pour la masse (μ), la longueur (λ) et le temps (τ). Ces relations sont ensuite évaluées en fonction du facteur d'échelle géométrique (λ).

Selon (Iai (1989; et Meymand (1998), pour l'analyse dimensionnelle du programme de test de la table vibrante, les quatre quantités suivantes doivent correspondre à 1:1 entre l'échelle et le prototype :

1. densité du sol (ρ_s), car une densité similaire à celle du prototype est souhaitée accélération
2. (A) , car les tests sont effectués dans un environnement de 1 g déformation (ϵ), car
3. la déformation est une quantité sans dimension
4. Ratio de Poisson

3.2. Condition d'égalité :

En appliquant ces conditions, les facteurs d'échelle peuvent être systématiquement dérivés du facteur d'échelle géométrique (λ), où les facteurs d'échelle sont le rapport entre le prototype (indice p) et le modèle (indice m). Les exemples suivants illustrent le processus de dérivation des facteurs d'échelle pour la masse (μ), la force (F), le temps (τ) et la vitesse de l'onde de cisaillement (V_s).

3.3. Dérivation des facteurs d'échelle (μ , λ , τ)

Définitions des facteurs d'échelle pour la masse (μ), la longueur (λ) et le temps (τ)

Echelle de vitesse (V)

$$\mu = \frac{M_p}{M_m} \quad \lambda = \frac{L_p}{L_m} \quad \tau = \frac{T_p}{T_m}$$

4. Modèle Réelle : P3 du Pont VI33 1780m

Dans le cadre des efforts continus de la **République Algérienne Démocratique et Populaire** pour moderniser et étendre ses infrastructures de transport, l'**Agence Nationale d'Études et de Suivi de la Réalisation des Investissements** supervise le développement d'une **nouvelle ligne ferroviaire à double voie électrifiée**, reliant l'est et l'ouest.

Ce projet d'infrastructure constitue un élément clé de la stratégie nationale visant à renforcer la connectivité régionale et l'intégration économique. Il s'inscrit plus précisément dans la réalisation du **Tronçon 1 : Oued Tlelat – Tlemcen (130 km)**, dans le cadre du corridor ferroviaire.

Le présent document ainsi que les figures associées concernent le **Tronçon 3** du projet, et portent sur les **structures de viaduc situées entre le PK 96+828 et le PK 98+608**. L'élévation longitudinale et le plan détaillé du viaduc sont inclus afin d'offrir une compréhension approfondie des caractéristiques techniques et architecturales de ce segment.

Ces éléments structurels jouent un rôle essentiel pour franchir des terrains complexes et assurer la continuité de l'exploitation ferroviaire dans la région. La conception du viaduc, sa construction ainsi que son intégration dans l'environnement environnant sont présentées dans les plans techniques et la documentation photographique ci-joints.



Figure 53 Vue de pont Tlelat, Tlemcen

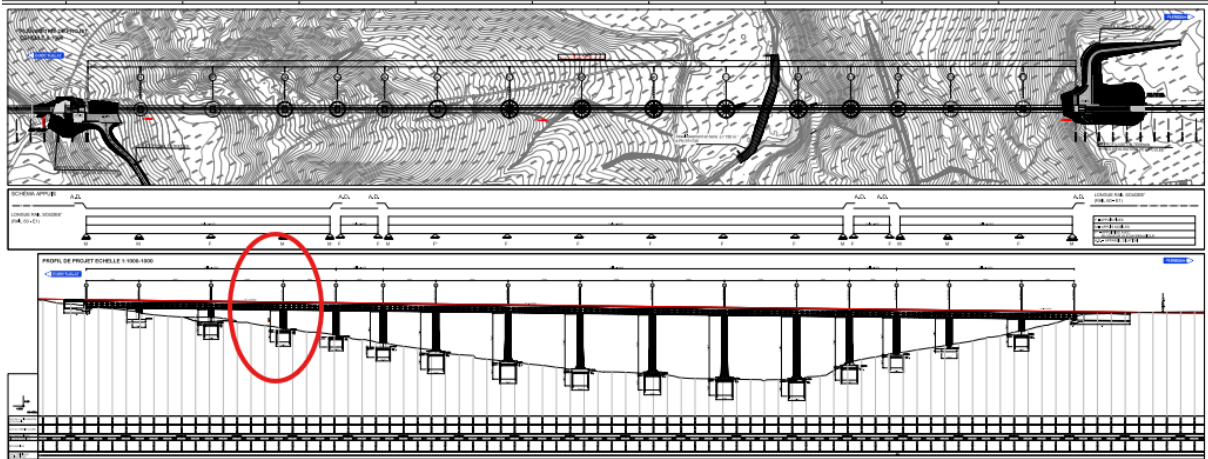


Figure 54 Vue d'ensemble en plan et en élévation du pont – Profil longitudinal

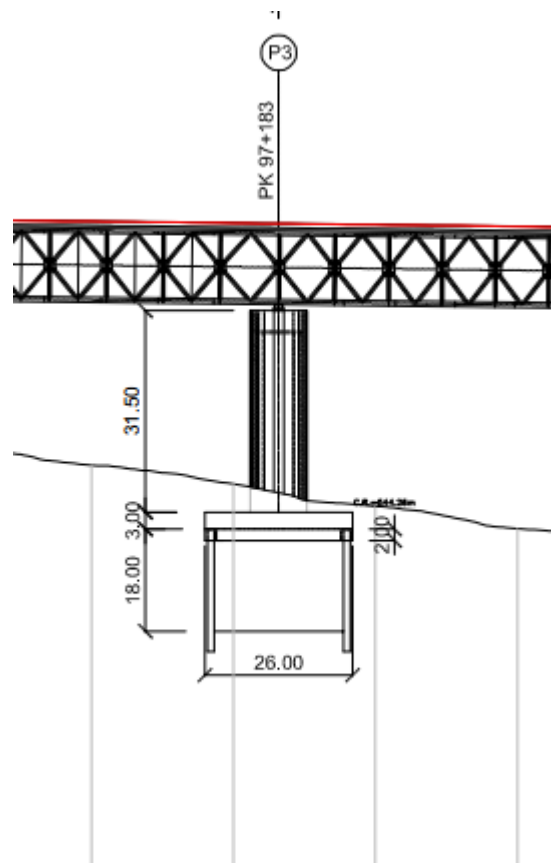


Figure 55 Pile P3 97+183

5. Le Théorème pi de Buckingham

Nous procédons à présent à l'application des étapes du théorème π de Buckingham afin de déterminer les groupes sans dimension qui régissent le phénomène étudié.

5.1. Lister toutes les variables et leurs dimensions

Tout d'abord, nous listons les 19 variables et leurs dimensions en termes de dimensions fondamentales : Masse (M), Longueur (L), and Temps (T).

Tableau 4 récapitulatif des lois de similitude (analyse dimensionnelle)

Quantité physique	Dimensions
Longueur (L)	L
Masse volumique (ρ)	ML^{-3}

Masse (m)	M
Mass d'élasticité(E)	$ML^{-1}T^{-2}$
Déformation (ϵ)	–
contrainte (s)	$ML^{-1}T^{-2}$
Coefficient de Poisson (ν)	–
Temp(T)	T
Accélération (a)	LT^{-2}
Déplacement (u)	L
Vitesse (V)	LT^{-1}
Force du béton (ft)	$ML^{-1}T^{-2}$
Force (F)	M
Module de cisaillement (G_s)	$ML^{-1}T^{-2}$
Vitesse de l'onde de cisaillement	LT^{-1}

5.2. Identifier le nombre de dimensions fondamentales

- Masse (M)
- Longueur (L)
- Temps (T)

5.3. Déterminer le nombre de groupes sans dimension (termes pi)

La théorème Pi de Buckingham stipule que le nombre de groupes sans dimension (Π) est donne par :

Nombre de Π termes = Nombre de variables- Nombre de dimensions fondamentales

Nombre de termes $\Pi = 15-3 = 12$

5.4. Sélectionner des variables répétitives

Nous devons choisir trois variables répétitives qui incluent collectivement toutes les dimensions fondamentales (M, L, T).

1. Longueur (L) – [L]
2. Densité de masse (ρ) – [M L⁻³]
3. Temps (T) – [T]

5.5. Former des groupes sans dimension (termes Π)

Nous formons maintenant des groupes sans dimension en combinant les répétitives avec chacune des variables restantes. Chaque terme Π est de la forme :

$$\Pi = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot (\text{Variable})$$

Où a, b, and c sont des exposants choisis pour rendre le groupe sans dimension.

Π_1 : Déformation (ϵ)

La déformation est déjà sans dimension, donc :

$$\Pi_1 = \epsilon$$

Π_2 : Coefficient de Poisson (ν)

Le coefficient de Poisson est déjà sans dimension, donc :

$$\Pi_2 = \nu$$

Π_3 : Module d'élasticité (E)

$$\Pi_3 = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot E$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [ML^{-1}T^{-2}] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M : b + 1 = 0 \Rightarrow b = -1$$

$$L : a - 3b - 1 = 0 \Rightarrow a - 3(-1) - 1 = 0 \Rightarrow a + 3 - 1 = 0 \Rightarrow a = -2$$

$$T : c - 2 = 0 \Rightarrow c = 2$$

Ainsi :

$$\Pi_3 = L^{-2} \cdot \rho^{-1} \cdot T^2 \cdot E = \frac{ET^2}{\rho L^2}$$

Π_4 : Contrainte (σ)

$$\Pi_4 = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot \sigma$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [ML^{-1}T^{-2}] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b + 1 = 0 \Rightarrow b = -1$$

$$L: a - 3b - 1 = 0 \Rightarrow a - 3(-1) - 1 = 0 \Rightarrow a + 3 - 1 = 0 \Rightarrow a = -2$$

$$T: c - 2 = 0 \Rightarrow c = 2$$

Ainsi :

$$\Pi_4 = L^{-2} \cdot \rho^{-1} \cdot T^2 \cdot \sigma = \frac{\sigma T^2}{\rho L^2}$$

Π_5 : Accélération (a)

$$\Pi_5 = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot a$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [LT^{-2}] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b = 0$$

$$L: a - 3b + 1 = 0 \Rightarrow a - 0 + 1 = 0 \Rightarrow a = -1$$

$$T: c - 2 = 0 \Rightarrow c = 2$$

Ainsi :

$$\Pi_5 = L^{-1} \cdot \rho^0 \cdot T^2 \cdot a$$

Ainsi :

$$\Pi_5 = L^{-1} \cdot \rho^0 \cdot T^0 \cdot a = \frac{aT^2}{L}$$

Π_6 : Déplacement (u)

$$\Pi_6 = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot u$$

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [L] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b = 0$$

$$L: a - 3b + 1 = 0 \Rightarrow a - 0 + 1 = 0 \Rightarrow a = -1$$

$$T: c = 0$$

Ainsi :

$$\Pi_6 = L^{-1} \cdot \rho^0 \cdot T^0 \cdot u = \frac{u}{L}$$

Π_7 : Vitesse (V)

$$\Pi_7 = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot V$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [LT^{-1}] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b = 0$$

$$L: a - 3b + 1 = 0 \Rightarrow a - 0 + 1 = 0 \Rightarrow a = -1$$

$$T: c - 1 = 0 \Rightarrow c = 1$$

Ainsi :

$$\Pi_7 = L^{-1} \cdot \rho^0 \cdot T^1 \cdot V = \frac{VT}{L}$$

Π_8 : Résistance à la traction du béton (ft)

$$\Pi_8 = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot ft$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [ML^{-1} T^{-2}] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b + 1 = 0 \Rightarrow b = -1$$

$$L: a - 3b - 1 = 0 \Rightarrow a - 3(-1) - 1 = 0 \Rightarrow a + 3 - 1 = 0 \Rightarrow a = -2$$

$$T: c - 2 = 0 \Rightarrow c = 2$$

Ainsi :

$$\Pi_8 = L^{-2} \cdot \rho^{-1} \cdot T^2 \cdot ft = \frac{ftT^2}{\rho L^2}$$

Π_9 : Force (F)

$$\Pi_9 = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot F$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [MLT^{-2}] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b + 1 = 0 \Rightarrow b = -1$$

$$L: a - 3b + 1 = 0 \Rightarrow a - 3(-1) + 1 = 0 \Rightarrow a + 3 + 1 = 0 \Rightarrow a = -4$$

$$T: c - 2 = 0 \Rightarrow c = 2$$

Ainsi :

$$\Pi_9 = L^{-4} \cdot \rho^{-1} \cdot T^2 \cdot F = \frac{FT^2}{\rho L^4}$$

Π_{10} : Module de cisaillement du sol

$$\Pi_{10} = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot Gs$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [ML^{-1} T^{-2}] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b + 1 = 0 \Rightarrow b = -1$$

$$L: a - 3b - 1 = 0 \Rightarrow a - 3(-1) - 1 = 0 \Rightarrow a + 3 - 1 = 0 \Rightarrow a = -2$$

$$T: c - 2 = 0 \Rightarrow c = 2$$

Ainsi :

$$\Pi_{10} = L^{-2} \cdot \rho^{-1} \cdot T^2 \cdot G_s = \frac{G_s T^2}{\rho L^2}$$

Π_{11} : Vitesse des ondes de cisaillement (Vs)

$$\Pi_{11} = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot V_s$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [LT^{-1}] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b = 0$$

$$L: a - 3b + 1 = 0 \Rightarrow a - 0 + 1 = 0 \Rightarrow a = -1$$

$$T: c - 1 = 0 \Rightarrow c = 1$$

Ainsi :

$$\Pi_{11} = L^{-1} \cdot \rho^0 \cdot T^1 \cdot V_s = \frac{V_s T}{L}$$

Π_{12} : Masse (m)

$$\Pi_{12} = L^a \cdot \rho^b \cdot T^c \cdot m$$

Dimensions de remplacement :

$$[L]^a \cdot [ML^{-3}]^b \cdot [T]^c \cdot [M] = \text{sans dimension}$$

Egaliser les exposants :

$$M: b + 1 = 0 \Rightarrow b = -1$$

$$L: a - 3b = 0 \Rightarrow a - 3(-1) = 0 \Rightarrow a + 3 = 0 \Rightarrow a = -3$$

$$T: c = 0$$

Ainsi :

$$\Pi_{12} = L^{-3} \cdot \rho^{-1} \cdot T^0 \cdot m = \frac{m}{\rho L^3}$$

6. Groupes adimensionnels finaux :

Les 12 sans dimension groupes (Π termes) sont :

$$\Pi_1 = \varepsilon, \Pi_2 = \nu, \Pi_3 = \frac{ET^2}{\rho L^2},$$

$$\Pi_4 = \frac{\sigma T^2}{\rho L^2}, \Pi_5 = \frac{aT^2}{L}, \Pi_6 = \frac{u}{L}, \Pi_7 = \frac{VT}{L},$$

$$\Pi_8 = \frac{ftT^2}{\rho L^2},$$

$$\Pi_9 = \frac{FT^2}{\rho L^4}, \Pi_{10} = \frac{GS T^2}{\rho L^2}, \Pi_{11} = \frac{VsT}{L}, \Pi_{12} = \frac{m}{\rho L^3}$$

7. Définir les facteurs d'échelle

Soit les facteurs d'échelle pour la longueur, la masse volumique et le temps

- Facteur d'échelle de longueur : $\lambda_L = \frac{L_P}{L_m}$
- Facteur d'échelle de la masse volumique : $\lambda_\rho = \frac{\rho_P}{\rho_m}$
- Facteur d'échelle du temps : $\lambda_T = \frac{T_P}{T_m}$

8. Appliquer les facteurs d'échelle aux groupes sans dimension

8.1. Mise à l'échelle du module d'élasticité (E)

Le groupe sans dimension pour le module d'élasticité est : $\Pi_3 = \frac{ET^2}{\rho L^2}$

Pour que le prototype et le modèle soient similaires :

$$\left(\frac{ET^2}{\rho L^2} \right)_p = \left(\frac{ET^2}{\rho L^2} \right)_m$$

Remplacement factor d'échelle :

$$\frac{E_p \cdot T_p^2}{\rho_p \cdot L_p^2} = \frac{E_m \cdot T_m^2}{\rho_m \cdot L_m^2}$$

Réarranger pour résoudre pour E_p :

$$E_p = E_m \cdot \left(\frac{\rho_p}{\rho_m}\right) \cdot \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^2 \cdot \left(\frac{T_m}{T_p}\right)^2$$

Remplacement facteur d'échelle :

$$E_p = E_m \cdot \lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$$

8.2. Mise à l'échelle de l'accélération (a)

Le groupe sans dimension pour l'accélération est :

$$\Pi_5 = \frac{aT^2}{L}$$

Pour similarité :

$$\left(\frac{aT^2}{L}\right)_p = \left(\frac{aT^2}{L}\right)_m$$

Remplacement factor d'échelle :

$$\frac{a_p \cdot T_p^2}{L_p} = \frac{a_m \cdot T_m^2}{L_m}$$

Réarranger pour résoudre pour a_p

$$a_p = a_m \cdot \left(\frac{L_p}{L_m}\right) \cdot \left(\frac{T_m}{T_p}\right)^2$$

Remplacement de facteur d'échelle :

$$a_p = a_m \cdot \lambda_L \cdot \lambda_T^{-2}$$

8.3. Echelle pour Vitesse(V)

Le groupe sans dimension pour la vitesse est :

$$\Pi_7 = \frac{VT}{L}$$

Pour similarité :

$$\left(\frac{VT}{L}\right)_p = \left(\frac{VT}{L}\right)_m$$

Remplacement factor d'échelle :

$$\frac{V_p \cdot T_p}{L_p} = \frac{V_m \cdot T_m}{L_m}$$

Réarranger pour résoudre pour V_p

$$V_p = V_m \cdot \left(\frac{L_p}{L_m}\right) \cdot \left(\frac{T_m}{T_p}\right)$$

Remplacement de facteur d'échelle :

$$V_p = V_m \cdot \lambda_L \cdot \lambda_T^{-1}$$

8.4. Échelle de la force (F) :

Le groupe sans dimension associé à la force est :

$$\Pi_9 = \frac{FT^2}{\rho L^4}$$

Pour similarité :

$$\left(\frac{FT^2}{\rho L^4}\right)_p = \left(\frac{FT^2}{\rho L^4}\right)_m$$

Remplacement de facteur d'échelle :

$$\frac{F_p \cdot T_p^2}{\rho_p \cdot L_p^4} = \frac{F_m \cdot T_m^2}{\rho_m \cdot L_m^4}$$

Réarranger pour résoudre pour F_p

$$F_p = F_m \cdot \left(\frac{\rho_p}{\rho_m}\right) \cdot \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^4 \cdot \left(\frac{T_m}{T_p}\right)^2$$

Remplacement de facteur d'échelle :

$$F_p = F_m \cdot \lambda_\rho \cdot \lambda_L^4 \cdot \lambda_T^{-2}$$

8.5. Résistance à la traction du béton (f_t)

Le groupe sans dimension associé à la résistance à la traction du béton est :

$$\Pi_8 = \frac{f_t T^2}{\rho L^2}$$

Pour similarité :

$$\left(\frac{f_t T^2}{\rho L^2} \right)_p = \left(\frac{f_t T^2}{\rho L^2} \right)_m$$

Remplacement de facteur d'échelle :

$$\frac{f_{t_p} \cdot T_p^2}{\rho_p \cdot L_p^2} = \frac{f_{t_m} \cdot T_m^2}{\rho_m \cdot L_m^2}$$

Réarranger pour résoudre pour f_{t_p} :

$$f_{t_p} = f_{t_m} \cdot \left(\frac{\rho_p}{\rho_m} \right) \cdot \left(\frac{L_p}{L_m} \right)^2 \cdot \left(\frac{T_m}{T_p} \right)^2$$

Remplacement de facteur d'échelle :

$$f_{t_p} = f_{t_m} \cdot \lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$$

Facteur d'échelle : $\lambda_{f_t} = \lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$

8.6. Module de cisaillement (G_s)

Le groupe sans dimension associé au module de cisaillement du sol est :

$$\Pi_{10} = \frac{G_s T^2}{\rho L^2}$$

Pour similarité :

$$\left(\frac{G_s T^2}{\rho L^2} \right)_p = \left(\frac{G_s T^2}{\rho L^2} \right)_m$$

Remplacement factor d'échelle :

$$\frac{GS_p \cdot T_p^2}{\rho_p \cdot L_p^2} = \frac{GS_m \cdot T_m^2}{\rho_m \cdot L_m^2}$$

Réarranger pour résoudre pour GS_p :

$$GS_p = GS_m \cdot \left(\frac{\rho_p}{\rho_m}\right) \cdot \left(\frac{L_p}{L_m}\right)^2 \cdot \left(\frac{T_m}{T_p}\right)^2$$

Remplacement factor d'échelle :

$$GS_p = GS_m \cdot \lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$$

Facteur d'échelle : $\lambda_{GS} = \lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$

8.7. Vitesse des ondes de cisaillement (Vs)

Le groupe sans dimension pour la vitesse des ondes de cisaillement est :

$$\Pi_{11} = \frac{VsT}{L}$$

Pour similarité :

$$\left(\frac{VsT}{L}\right)_p = \left(\frac{VsT}{L}\right)_m$$

Remplacement facteur d'echelle :

$$\frac{Vs_p \cdot T_p}{L_p} = \frac{Vs_m \cdot T_m}{L_m}$$

Réarranger pour résoudre pour Vs_p :

$$Vs_p = Vs_m \cdot \left(\frac{L_p}{L_m}\right) \cdot \left(\frac{T_m}{T_p}\right)$$

Remplacement factor d'échelle :

$$Vs_p = Vs_m \cdot \lambda_L \cdot \lambda_T^{-1}$$

Factor d'échelle : $\lambda_{Vs} = \lambda_L \cdot \lambda_T^{-1}$

- Facteur d'échelle de longueur : $\lambda_L = \frac{L_p}{L_m} = 10$

Chapitre IV : Détermination des caractéristiques dimensionnelles et physiques du modèle réduit

- Facteur d'échelle de densité de masse $\lambda_\rho = \frac{\rho_p}{\rho_m} = \frac{2.5}{7.5} = 0.33$
- Facteur d'échelle temp : $\lambda_T = \frac{T_p}{T_m} = \sqrt{\lambda_L} = \sqrt{10} = 3.16$.

Quantité physique	Dimensions	Relation de similarité	Echelle de similarité (Model : Prototype)
Longueur (L)	L	$\lambda_L = 30$	1 : 30
Masse volumique (ρ)	ML^{-3}	$\lambda_\rho = 1.04$	1 : 1.04
Masse (m)	M	$\lambda_m = \lambda^3 L$	1 : 2700
Masse d'élasticité (E)	$ML^{-1}T^{-2}$	$\lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$	1 : 31.2
Déformation (ϵ)	-	-	1 : 1
Contrainte (s)	$ML^{-1}T^{-2}$	$\lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$	1 : 31.2
Coefficient de Poisson (v)	-	-	1 : 1
Temp(T)	T	$\lambda_T = \sqrt{\lambda_L}$	1:5.48
Accélération (a)	LT^{-2}	$\lambda_L \cdot \lambda_T^{-2}$	1 : 1
Déplacement (u)	L	$\lambda_L = 30$	1 : 30
Vitesse (V)	LT^{-1}	$\lambda_L \cdot \lambda_T^{-1}$	1 : 58
Force du béton (ft)	$ML^{-1}T^{-2}$	$\lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$	1 : 31.2
Force (F)	M	$\lambda_\rho \cdot \lambda_L^4 \cdot \lambda_T^{-2}$	1 : $2.8 \cdot 10^5$

Module de cisaillement (G _s)	$ML^{-1}T^{-2}$	$\lambda_\rho \cdot \lambda_L^2 \cdot \lambda_T^{-2}$	1 : 31.2
Vitesse de l'onde de cisaillement :	LT^{-1}	$\lambda_L \cdot \lambda_T^{-1}$	1:5.48

9. Modèle réduit

En se basant sur les calculs de similitude de PI, un modèle réduit a été confectionné illustrer sur la figure 56. Ainsi les dimensions de ce modèle réduit sont représentées dans le tableau 5.



Figure 56 Modèle réduit du Pont

Tableau 5 dimension du modèle réduit

	Langueur(cm)	Largeur (cm)	Epaisseur/hauteur(cm)
Plaque de fixation	40	25	0.4
Tube	4	2	1.04
Masse 1	16	14	0.4
Masse 2	16	14	0.4
Masse 3	16	14	0.4

Masse 4	16	14	0.4
----------------	----	----	-----

10. Conclusion :

L'application méthodique des lois de similitude a permis d'établir avec précision les relations d'échelle nécessaires pour la conception d'un modèle réduit fidèle au comportement du prototype. Grâce à l'analyse dimensionnelle et au théorème π de Buckingham, les principaux paramètres physiques ont été traduits en groupes sans dimension, assurant la validité des conditions de similitude. La détermination des facteurs d'échelle a permis d'adapter correctement les grandeurs telles que la masse, la rigidité, l'accélération ou encore la vitesse des ondes de cisaillement.

Enfin, les dimensions physiques du modèle ont été définies de manière à reproduire les réponses dynamiques de la structure réelle. Ce modèle constitue une base solide pour la suite des essais expérimentaux, visant à valider les hypothèses de comportement et à mieux comprendre la réponse sismique de la structure étudiée.

Chapitre V :

Identification des périodes et des fréquences propres du modèle réduit

1. Introduction :

L'étude du comportement dynamique des structures sous sollicitation sismique constitue un enjeu majeur en génie civil, notamment dans le cadre de la conception parasismique. Les essais expérimentaux sur table vibrante permettent de reproduire de manière contrôlée les effets d'un séisme sur des modèles réduits, offrant ainsi une méthode fiable et représentative pour analyser la réponse vibratoire des structures. Ce chapitre s'inscrit dans cette démarche en présentant une investigation complète sur une pile de pont modélisée comme un système à un degré de liberté (1DDL). L'objectif est triple : extraire les caractéristiques dynamiques du système (fréquences propres, amortissement, rigidité), valider les approches analytique et numérique utilisées pour la modélisation, et comparer les résultats obtenus par ces différentes méthodes. Pour cela, une série d'essais a été réalisée à l'aide d'une table vibrante uni-axiale, en utilisant des signaux de bruit blanc. Les résultats expérimentaux ont ensuite été analysés à l'aide de la transformée de Fourier et comparés aux prédictions issues des calculs analytiques et des simulations numériques effectuées sous SAP2000.

2. Objectifs des essais :

2.1. Objectifs généraux des essais sur table vibrante :

Les essais sur table vibrante sont une composante essentielle de la recherche en génie parasismique. Ils offrent une méthode expérimentale puissante pour simuler de manière contrôlée et réaliste les effets d'un séisme sur des structures à différentes échelles.

Ces essais représentent l'approche la plus réaliste pour l'analyse sismique des structures, car ils permettent de reproduire en temps réel les excitations sismiques appliquées à la base d'un modèle. Ils prennent en compte l'ensemble des effets dynamiques induits par un tremblement de terre, ce qui rend l'analyse beaucoup plus représentative des conditions réelles.

La simulation fidèle des effets d'un séisme constitue un autre avantage majeur. En appliquant les forces similaires à celles d'un séisme réel, la table vibrante permet d'observer avec précision le comportement des structures soumises à des sollicitations complexes, et de détecter les faiblesses éventuelles dans leur conception.

Outil reconnu et largement utilisé dans la communauté scientifique, la table vibrante est précieuse pour la recherche expérimentale. Grâce à sa puissance et à son automatisation, elle s'adapte à divers types d'essais :

- Les essais sismiques sur des ouvrages de génie civil,
- Les études paramétriques permettant de tester différents paramètres de conception,
- Les essais de qualification des équipements industriels sensibles aux vibrations.

Un autre objectif central de ces essais est la validation et l'amélioration des modèles numériques. Les résultats expérimentaux servent de référence pour comparer et affiner les simulations informatiques. Cette étape est essentielle pour garantir une meilleure précision dans la prédiction du comportement des structures en cas de séisme.

Par ailleurs, les essais permettent une meilleure compréhension de la dynamique du système d'essai lui-même. En étudiant non seulement le comportement de la structure testée, mais aussi le fonctionnement interne de la table vibrante (composée de systèmes mécaniques, hydrauliques et électroniques), les ingénieurs peuvent améliorer l'exploitation de cet outil complexe.

Enfin, les essais expérimentaux sur table vibrante assurent la vérification de la fiabilité et de la représentativité des résultats. Il est fondamental que les essais soient le plus fidèle possible aux conditions réelles, car des écarts pourraient conduire à des conclusions erronées, compromettant la sécurité des structures à l'échelle réelle.

2.2. Objectifs spécifiques de l'étude :

Les principaux objectifs visés par notre essai sont les suivants :

Quantification des paramètres dynamiques :

Cette étape vise à mesurer les principales caractéristiques dynamiques de la pile, à savoir:

- Rigidité de la structure : évaluée dans différentes directions, elle permet de comprendre la capacité de pile à résister aux déformations.
- Fréquences naturelles : elles représentent les fréquences propres d'oscillation de la structure en l'absence d'excitation extérieure, essentielles pour prédire sa réponse vibratoire.

- Amortissement : cette propriété, reflète la capacité de la structure à dissiper l'énergie vibratoire. Un bon amortissement est crucial pour limiter les oscillations et maintenir la stabilité.
- Modes propres : ce sont les formes spécifiques que prend la pile lorsqu'elle oscille, correspondant à des schémas distincts de déformation.
- Réponse en fréquence : elle indique comment la structure réagit à des sollicitations à différentes fréquences, ce qui permet d'identifier les zones de résonance ou d'amplification.
- Déformations dynamiques : elles englobent les déplacements et accélérations subis par la structure sous l'effet de charges dynamiques.

Identification des fréquences de résonance :

Les essais sur table vibrante permettent de déterminer les fréquences auxquelles la pile entre en résonance. Identifier ces fréquences critiques est essentiel pour éviter leur apparition en phase d'exploitation et prévenir les phénomènes de résonance indésirables.

Validation de l'approche analytique :

Il s'agit de confronter les résultats obtenus expérimentalement avec ceux issus du modèle analytique, afin d'évaluer la justesse et la pertinence de ce dernier.

Validation de l'approche numérique :

Cette étape consiste à comparer les données expérimentales avec les résultats de simulations numériques, notamment réalisées à l'aide de logiciels comme SAP2000, afin d'en apprécier la fiabilité.

Analyse de la réponse dynamique :

Comprendre le comportement vibratoire global de la structure lorsqu'elle est soumise à des sollicitations dynamiques permet d'anticiper ses réactions face à des charges réelles.

3. Matériels utilisés :

La réalisation des essais expérimentaux requiert l'utilisation du matériel suivant :

- Table vibrante de RISAM.

- Modèle réduit d'une pile d'un pont.
- Appareil de mesure des vibrations : Accéléromètre de type setra.
- Logiciel d'application du signal harmonique (MTS 793).
- Logiciel de récupération des résultats (MTS 793)
- Logiciel d'application du bruit blanc et STEX Pro.
- Logiciel de récupération des résultats obtenus sous bruit blanc le signal enregistré STEX Pro

4. Déroulement des manipulations expérimentales :

4.1. Préparation du modèle réduit :

Dans un premier temps, il convient de préparer le modèle réduit. Dans cette étude, nous travaillons avec un modèle simplifié représentant une pile de pont. Ce modèle est constitué d'une colonne verticale en acier simulant la pile proprement dite, surmontée d'une masse rigide représentant le tablier du pont. L'ensemble repose sur une base rigide, assurant une bonne fixation sur la table vibrante. Pour garantir la fidélité de la simulation des caractéristiques dynamiques, il est essentiel de mesurer avec précision les dimensions du modèle, notamment la hauteur de la pile, la section transversale, ainsi que la masse et la position du bloc supérieur. Ces paramètres influencent directement la rigidité, la fréquence naturelle et le comportement vibratoire global du système.

4.2. Phases de l'essai :

Les différentes phases de mise en œuvre des essais expérimentaux réalisés dans le cadre de ce travail peuvent être synthétisées comme suit :

- 1) **Fixation du modèle réduit sur la table vibrante RISAM :** Le modèle réduit, représentant une pile de pont surmontée d'une masse, est solidement fixé sur la table vibrante à l'aide de dispositifs appropriés. Un alignement rigoureux avec les axes de la table est indispensable afin de garantir une excitation uniforme dans la direction souhaitée.
- 2) **Génération d'un signal de bruit blanc :** À l'aide du logiciel MTS793, un signal de bruit blanc est généré par le déplacement aléatoire de la table vibrante. Ce type d'excitation, couvrant un large spectre de fréquences, permet d'analyser la réponse globale

du système. Les niveaux d'amplitude sont soigneusement réglés pour garantir une excitation efficace tout en évitant d'endommager la structure.

3) **Choix de la fréquence d'excitation :** Il est essentiel que la fréquence d'excitation soit suffisamment éloignée de la fréquence de résonance du système afin d'éviter toute amplification excessive des vibrations. Le déplacement de la table doit également rester dans les limites admissibles.

4) **Réalisation d'un essai en vibration libre :** Un signal sinusoïdal est appliqué jusqu'à atteindre un régime permanent. Ensuite, la fréquence est progressivement réduite jusqu'à zéro, permettant à la structure de vibrer librement. Cette phase est cruciale pour l'analyse de la réponse libre du système.

5) **Vérification des mesures via un accéléromètre sur la table :** Un accéléromètre externe est installé sur la table vibrante afin de valider les mesures obtenues par le capteur intégré et configuré via le logiciel MTS793. Une comparaison avec la seconde dérivée du déplacement imposé est également envisageable pour vérification.

6) **Mesure des vibrations sur la structure :** L'accéléromètre est ensuite déplacé au sommet de la pile de pont, au niveau de la masse. Les vibrations y sont enregistrées en termes d'accélération, puis configurées et récupérées à l'aide du logiciel MTS793.

7) **Traitement et analyse des données :** Les données collectées sont traitées afin d'extraire les paramètres dynamiques du système, tels que la fréquence naturelle, le taux d'amortissement et la forme de réponse.

8) **Évaluation des performances du modèle réduit :** Les résultats expérimentaux sont comparés aux prédictions d'un modèle théorique ou numérique, afin d'évaluer la fidélité du modèle réduit et la qualité de la simulation dynamique.

5. Présentation du modèle réduit :

5.1. Caractéristiques géométriques :

Dans le cadre de ce travail expérimental, un modèle réduit représentant une pile de pont avec une masse concentrée au sommet a été conçu pour simuler un système à un seul degré de liberté (1DDL). Le spécimen est constitué d'une tige verticale en acier de section constante, fixée rigidement par soudage à une base métallique, sur laquelle repose une masse d'inertie en acier soigneusement usinée.

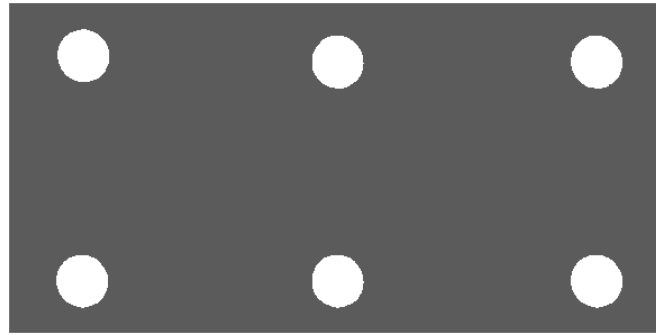


Figure 57 Plaque en acier de fixation du spécimen



Figure 58 présentation du spécimen placé sur la table vibrante

L'ensemble a été mesuré avec précision à l'aide d'un pied à coulisse afin de déterminer les dimensions exactes de chaque composant, notamment la hauteur de la pile, la section de la tige, les dimensions de la masse, ainsi que les éléments de fixation. Le système présente un

degré de liberté libre en déplacement longitudinal, c'est-à-dire dans la direction du signal d'excitation appliqué par la table vibrante. La base est une plaque en acier de 40 cm de longueur 25 cm de largeur et de 0.3 cm d'épaisseur, percée de plusieurs trous de 12 mm de diamètre permettant une fixation rigide à la table vibrante RISAM par l'intermédiaire de boulons de diamètre 8mm. Cette configuration permet une transmission fidèle du mouvement de la table au modèle, assurant ainsi une excitation dynamique réaliste du système. La tige verticale, de 1,05 cm de hauteur et de section (2x4) cm², confère à la structure une flexibilité suffisante pour modéliser les déplacements longitudinaux, tandis que la masse supérieure, d'un poids de 510.87g, introduit une inertie significative, rendant possible l'étude du comportement dynamique d'un système à 1DDL soumis à des sollicitations vibratoires.

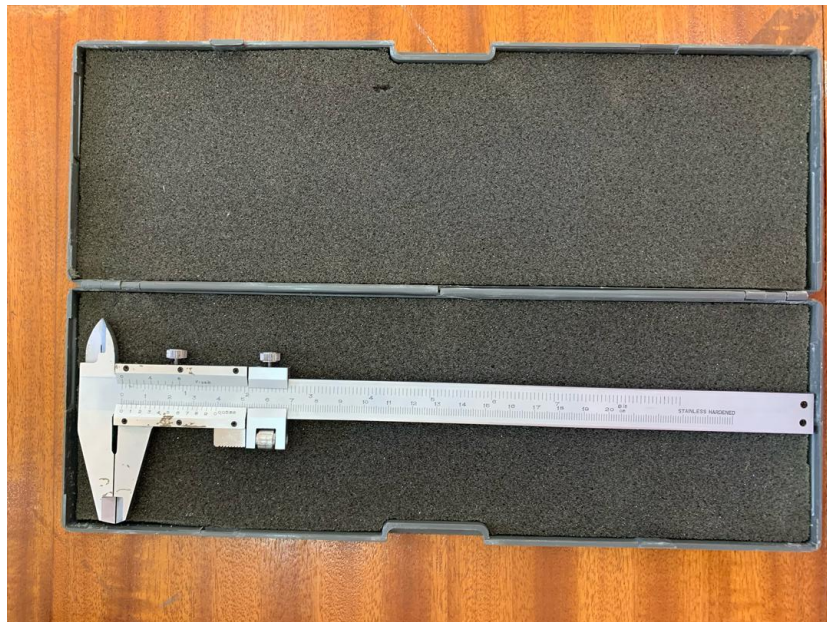


Figure 59 pied à coulisse

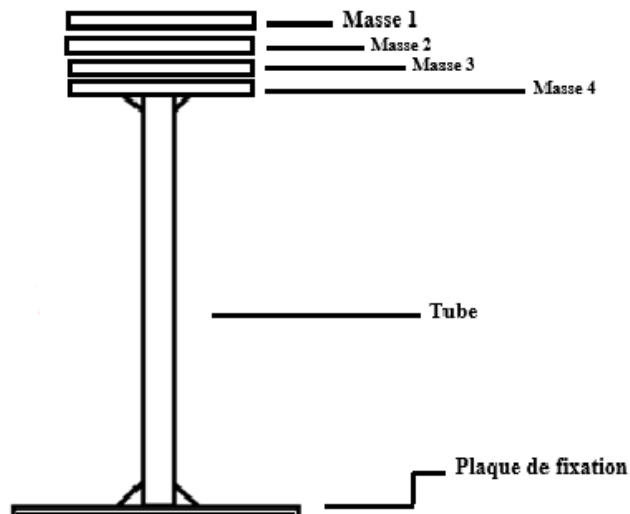


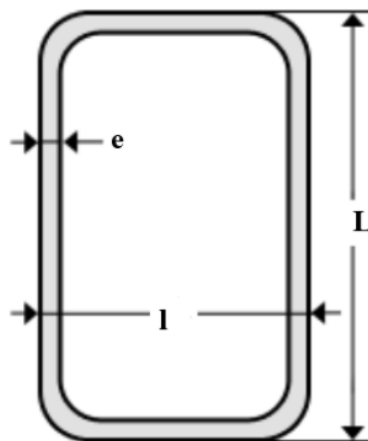
Figure 60 Schéma de Positionnement des Éléments du Spécimen

Tableau 6 Caractéristiques géométriques et le volume de plaque de fixation

	Langueur(cm)	Largeur(cm)	Epaisseur (cm)	Volume(cm3)
Plaque de fixation	40	25	0.42	420

5.2. Caractéristiques physiques :

5.2.1. Calcul de volume du tube :



(a)



(b)

L=4cm

l = 2 cm

e =0.3 cm

Figure 61 caractéristique du tube

$$S_{ext} = L * l$$

$$S_{ext} = 4 * 2$$

$$S_{ext} = 8cm^2$$

$$S_{int} = (L - e) * (l - e)$$

$$S_{int} = (2 - 0.3) * (4 - 0.30)$$

$$S_{int} = 1.7 * 3.7$$

$$S_{int} = 6.29 cm^2$$

$$S_{tube} = 8 - 6.29$$

$$S_{tube} = 1.71 cm^2$$

$$V_{tube} = S * H$$

$$V_{tube} = 1.71 * 1.05$$

$$V_{tube} = 1.7955cm^3$$

5.2.2. Estimation de la masse en mouvement du spécimen :

Pour déterminer la masse du spécimen, il a d'abord été nécessaire de mesurer la masse volumique d'un échantillon du même matériau (figure 62). À cet effet, l'échantillon a été pesé à l'aide d'une balance de haute précision, permettant d'obtenir sa masse exprimée en kilogrammes.



Figure 62 Photo de l'échantillon

La masse volumique est déterminée à partir du rapport entre la masse et le volume de l'échantillon. Les valeurs des dimensions, de la masse et de la masse volumique obtenues sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 7 les dimensions la masse et la masse volumique de l'échantillon

	Longueur (cm)	Largeur (cm)	Epaisseur (cm)	Volume (m ³)	Masse (kg)	Masse volumique (kg/m ³)
Masse 1	16.07	14.13	0.393	0.0000892	0.6642	7446.18
Masse 2	16.015	14.01	0.405	0.0000908	0.6716	7 396.475
Masse 3	14.12	16.04	0.3967	0.0000898	0.6662	7 418.708
Masse 4	14.08	16.07	0.403	0.00009119	?	?

Après avoir déterminé la masse volumique du matériau et le pesage des autres masses, il est possible d'estimer la masse totale du spécimen. Celle-ci est constituée de la somme des 04 masses concentrées positionnées au-dessus du tube avec les deux boulons, à laquelle s'ajoute la moitié de la masse du tube lui-même, conformément à l'hypothèse de distribution dynamique équivalente. Le tableau ci-dessous présente les valeurs correspondantes des différentes masses. La masse du système modélisé à un seul degré de liberté peut ainsi être exprimée par la relation suivante :

$$m_{spécimen} = m_1 + m_2 + m_3 + m_4 + m_{boulons} + 0.5 m_{tube} + v_{p.soudure} 12$$

$$m_1 + m_2 + m_3 + m_{boulons} = 2.0246 \text{ kg}$$

$$m_{1+2+3} = m_1 + m_2 + m_3 - m_{boulons}$$

$$m_{1+2+3} = 0.6642 + 0.6716 + 0.6662 - 0.022$$

$$m_{1+2+3} = 2.0026 \text{ kg}$$



Figure 63 Détermination de la masse par pesée directe

$$m_{boulons} = 0.022 \text{ kg}$$

$$m_1 = 0.6642 \text{ kg} \quad v_1 = 16.07 * 14.13 * 0.393 = 0.0000892 \text{ m}^3$$

$$m_2 = 0.6716 \text{ kg} \quad v_2 = 16.015 * 14.01 * 0.405 = 0.0000908 \text{ m}^3$$

$$m_3 = 0.6662kg \quad v_3 = 14.12 * 16.04 * 0.3967 = 0.0000898m^3$$

Masse m_4 :

$$\rho_1 = \frac{m_1}{v_1} \rightarrow \frac{0.6642}{0.0000892}$$

$$\rho_1 = 7446.18kg/m^3$$

$$\rho_2 = \frac{m_2}{v_2} \rightarrow \frac{0.6716}{0.0000908}$$

$$\rho_2 = 7396.475kg/m^3$$

$$\rho_3 = \frac{m_3}{v_3} \rightarrow \frac{0.6662}{0.0000898}$$

$$\rho_3 = 7418.708kg/m^3$$

$$\rho = \frac{\sum \rho_i}{3} = \rho_1 + \rho_2 + \rho_3$$

$$\rho = \frac{7446.18 + 7396.475 + 7418.708}{3}$$

$$\rho = 7420.4543kg/m^3$$

$$\rho = \frac{m_4}{v} \rightarrow m_4 = \rho * v$$

$$v_4 = 14.08 * 16.07 * 0.403$$

$$m_4 = 7420.4543 * 0.00009119$$

$$m_4 = 0.6766kg$$

Masse des plates de soudure :

$$\rho = \frac{m_{p.soudure}}{v_{p.soudure}}$$

$$v_{p.soudure 1} = 4.5 * 4.03 * 0.46 = 0.0000834m^3$$

$$v_{p.soudure 2} = 4.5 * 4.03 * 0.445 = 0.0000807m^3$$

Masse du tube :

Soit un tube de 50cm de longueur et de 0.525kg de masse.

50cm → 0.525kg

105cm → m_{tube} ?

$$m_{tube} = \frac{105 * 0.525}{50}$$

$$m_{tube} = 1.1025 \text{ kg}$$

$$m_{spécimen} = 0.6642 + 0.6716 + 0.6662 + 0.6766 + 0.022 + (0.5 * 1.1025) \\ + 0.00000834 + 0.00000807$$

$$m_{spécimen} = 3.2518kg$$

6. Méthodes d'analyse :

6.1. Méthode analytique :

6.1.1. Sens XX :

6.1.1.1. Calcul de la rigidité du spécimen k :

La rigidité de la pile est attribuée exclusivement au tube, la masse étant supposée infiniment rigide. Étant soudé à ses deux extrémités, le tube est modélisé comme un élément encastré à ses extrémités. Pour notre pile de section rectangulaire, nous procédons au calcul de l'inertie en utilisant la formule $I = \frac{bh^3}{12}$, où h représente l'épaisseur du pile et b représente la largeur de la pile selon le sens XX, Dans ce cadre, la rigidité k du spécimen est déterminée selon la relation suivante :

$$k = \frac{3EI}{L^3}$$

Où :

- K : rigidité (N/m),
- E : module d'élasticité de l'acier (le module de Young) en Pa (N/m^2). Il est pris dans ce cas égale à $210 * 10^9 N/m^2$
- I : moment d'inertie de la section transversale (m^4)
- L : hauteur (longueur) de la pile (m).

Lorsque on a une surface vide on doit calculer le moment d'inertie de la surface intérieure et surface extérieure :

$$I_{ext} = \frac{bh^3}{12} \rightarrow \frac{0.04 * 0.02^3}{12}$$

$$I_{ext} = 2.6666 * 10^{-8} m^4$$

$$I_{int} = \frac{(b-e) * (h-e)^3}{12} \rightarrow \frac{(0.04 - 0.003) * (0.02 - 0.003)^3}{12}$$

$$I_{int} = 1.5148 * 10^{-8} m^4$$

$$\text{Donc : } I = I_{ext} - I_{int} \rightarrow 2.6666 * 10^{-8} - 1.5148 * 10^{-8}$$

$$I = 1.1518 * 10^{-8} m^4$$

La rigidité k est donc égale à :

$$k = \frac{3 * 210 * 10^9 * 1.1518 * 10^{-8}}{1.05^3}$$

$$k = 6269.76 N/m$$

6.1.1.2. Calcul de pulsation propre du spécimen :

Connaissant la masse et la rigidité du spécimen la pulsation du spécimen ω est :

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{6269.76}{3.2518}} = \sqrt{1928.08905}$$

$$\omega = 43.91 \text{ rad/s}$$

6.1.1.3. La periode T :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0.1431 \text{ s}$$

6.1.1.4. La fréquence propre f_0 en Hz :

$$f_0 = \frac{1}{T} = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{43.91}{6.283}$$

$$f_0 = 6.98 \text{ Hz}$$

	Moment d'inertie (m^4)	Rigidité (N/m)	Pulsation(rad/s)	Période(s)	Fréquence(H_z)
Valeur	$1.1518 * 10^{-8}$	6269.76	43.91	0.1431	6.98

6.1.2. Sens YY :

6.1.2.1. La rigidité :

Dans le sens YY la rigidité peut donc être formulée ainsi :

$$I_{ext} = \frac{bh^3}{12} \rightarrow \frac{0.02 * 0.04^3}{12}$$

$$I_{ext} = 1.066 * 10^{-7} m^4$$

$$I_{int} = \frac{(b-e) * (h-e)^3}{12} \rightarrow \frac{(0.02 - 0.003) * (0.04 - 0.003)^3}{12}$$

$$I_{int} = 7.1758 * 10^{-8} m^4$$

$$\text{Donc : } I = I_{ext} - I_{int} \rightarrow 1.066 * 10^{-7} - 7.1758 * 10^{-8}$$

$$I = 3.4842 * 10^{-8} m^4$$

La rigidité k est donc égale à :

$$k = \frac{3 * 210 * 10^9 * 3.4842 * 10^{-8}}{1.05^3}$$

$$k = 18\,961.63 N/m$$

6.1.2.2. La pulsation du spécimen ω :

$$\omega = \sqrt{\frac{18\,961.63}{3.2518}} = \sqrt{5831.118}$$

$$\omega = 76.36 rad/s$$

6.1.2.3. La période T :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0.082s$$

6.1.2.4. La fréquence propre :

$$f_0 = \frac{1}{T} = \frac{\omega_0}{2\pi} = \frac{76.36}{6.283}$$

$$f_0 = 12.153H_z$$

	Moment d'inertie (m^4)	Rigidité (N/m)	Pulsation(rad/s)	Période(s)	Fréquence(H_z)
Valeur	$3.4842 * 10^{-8}$	18 961.63	76.36	0.082	12.153

6.2. Méthode numérique :

6.2.1. Modélisation numérique du spécimen :

Pour la modélisation numérique en élément finis du spécimen, nous avons utilisé le logiciel SAP2000. (La figure 8) montre le modèle établi. La pile et la masse sont modélisés par l'élément frame. La période et la fréquence propres obtenues à travers le modèle sont égales respectivement à **0.1340s** et **7.4749Hz** selon XX, **0.07718s** et **12.9574Hz** selon YY (figure 64).

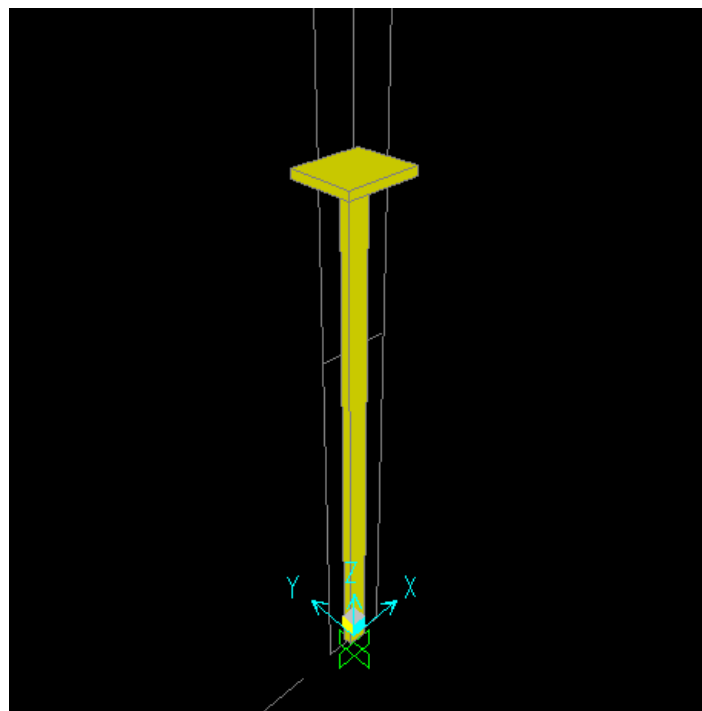


Figure 64 Modèle numérique du spécimen établi par SAP2000

6.2.2. Modes propres et leurs périodes et fréquences :

Les modes propres ont été extraits à partir du modèle numérique sous forme de déformations caractéristiques, comme présenté à la figure (63,64). Les fréquences propres correspondantes ainsi que leurs périodes associées sont récapitulées dans le tableau de la figure (65).

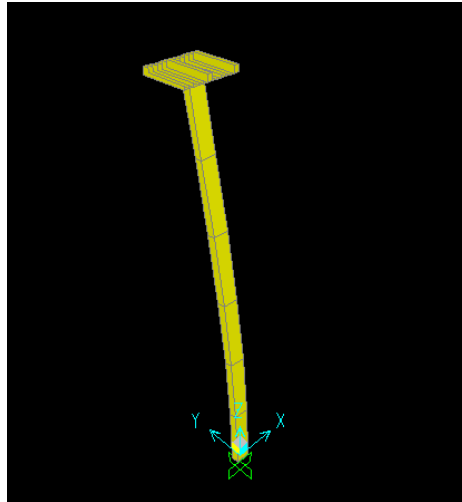


Figure 65 mode 1

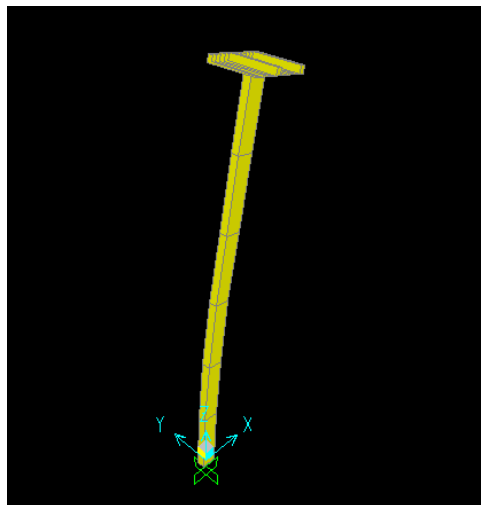


Figure 66 Mode 2

6.2.3. Modes propres obtenu à travers le modèle numérique :

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec
	MODAL	Mode	1	0.134058	7.4595
▶	MODAL	Mode	2	0.077176	12.957

Figure 67 Période et Fréquence propre obtenu à partir du modèle numérique

6.3. Méthode expérimentale :

6.3.1. Excitation avec signal de bruit blanc :

Le bruit blanc est un signal aléatoire caractérisé par un spectre de puissance constant sur l'ensemble des fréquences, ce qui en fait un outil pertinent pour exciter la structure de manière aléatoire. Son utilisation comme source d'excitation permet de solliciter la structure sur une large plage fréquentielle.

Un signal de **bruit blanc** est appliqué au **spécimen à un degré de liberté** (1 DDL) à l'aide de la table vibrante, pendant une durée suffisante et avec une amplitude faible afin de préserver l'intégrité de l'éprouvette. Cet essai permet de balayer un large spectre de fréquences susceptibles d'influencer la réponse dynamique de la structure.

Les accélérations sont enregistrées au sommet de la pile, c'est-à-dire au centre de la masse placée en tête. Une analyse fréquentielle des signaux obtenus est ensuite réalisée à l'aide de la transformée de Fourier rapide (FFT), ce qui permet d'extraire le spectre de fréquence de la réponse.

L'identification des pics de résonance dans ce spectre permet de déduire directement les fréquences propres du système. Ces informations sont essentielles pour mieux comprendre le comportement dynamique de la structure testée et évaluer sa sensibilité aux sollicitations vibratoires.

6.3.2. Mode opératoire de mesure des fréquences propres :

Dans le cadre de cette étude, un signal de bruit blanc a été appliqué au spécimen au moyen de la table vibrante, via le logiciel STEX Pro. Ce dernier constitue l'outil principal pour la réalisation des essais de qualification et des simulations sismiques sur la table vibrante uni-axiale de RISAM. Il permet non seulement la génération de différents types de signaux d'excitation, mais également l'acquisition, le traitement et l'archivage des données expérimentales. STEX Pro peut être couplé au contrôleur MTS 793, permettant ainsi le pilotage précis de la table vibrante ainsi que la mise en œuvre des fonctions de compensation. Grâce à son interface graphique conviviale, STEX Pro est utilisé comme source principale d'excitation lors des essais réalisés.

L'estimation des fréquences propres du système, dans le cadre de ce projet, a suivi les étapes suivantes :

1. Lancement de l'application Station Manager MTS 793, puis création ou ouverture d'un fichier de contrôle (voir figure 67), dans lequel les paramètres de commande sont définis et enregistrés. Il est important que la fenêtre du fichier de contrôle reste ouverte durant toute la durée de l'essai, celle-ci devant être la fenêtre active.
2. La figure 13 illustre un exemple de fenêtre MTS 793 active, à partir de laquelle il est possible de démarrer l'Unité de Puissance Hydraulique (HPU) en modes haute ou basse fréquence (voir encadré rouge dans la figure)."

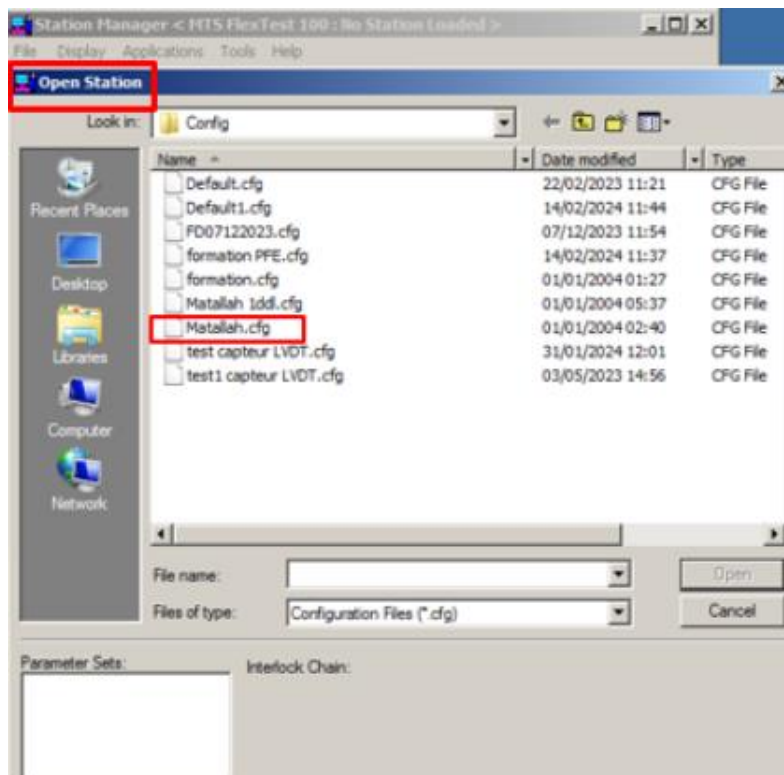


Figure 68 Ouverture du fichier de contrôle

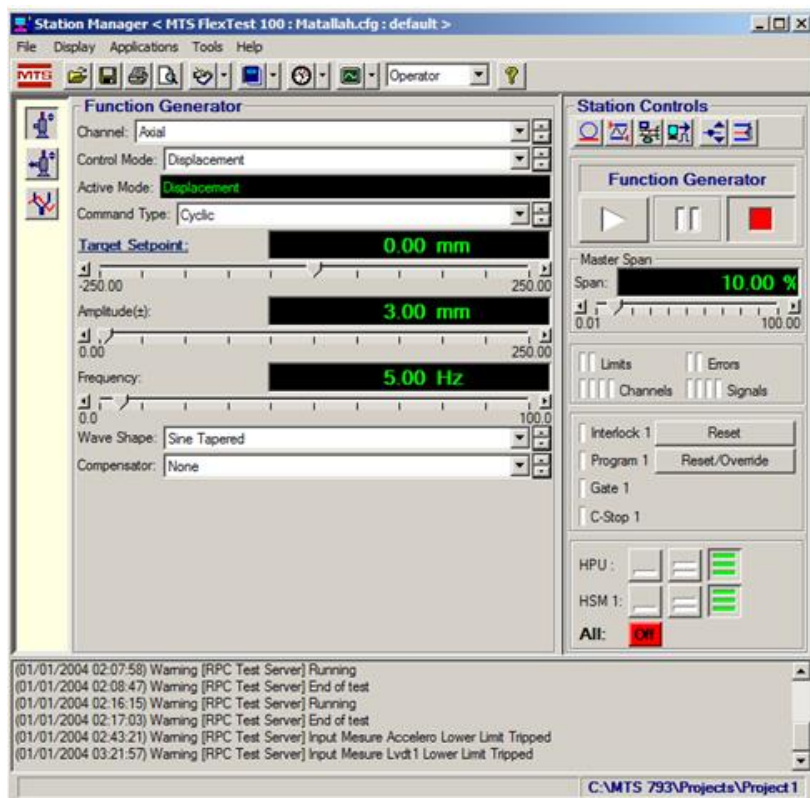


Figure 69 Fenêtre ouverte de MTS793

3. Le logiciel STEX Pro est ensuite lancé afin de créer un nouveau projet, comme illustré à la figure 69

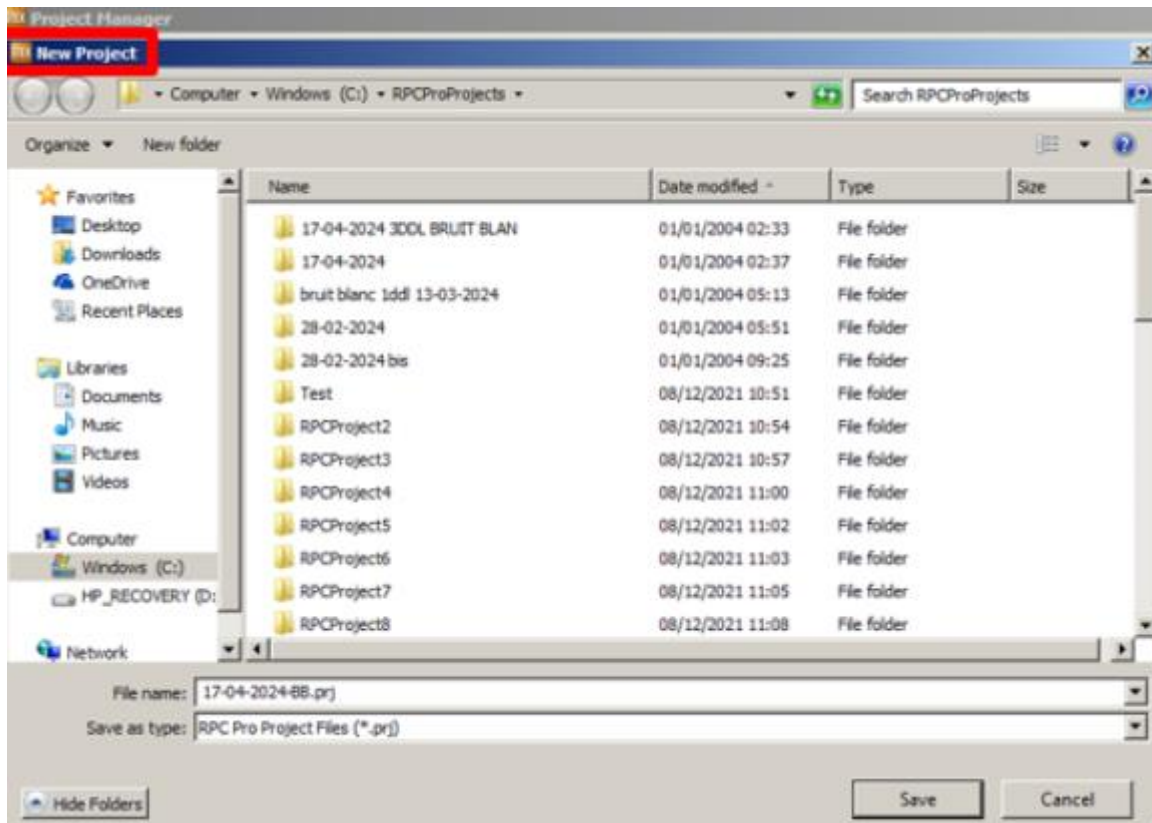


Figure 70 Création d'un nouveau projet via STEX Pro

4. Dans le panneau latéral gauche de la fenêtre du gestionnaire de projet STEX Pro, sélectionner l'application *Setup*, puis créer un nouveau fichier de configuration (*setup*). Il convient ensuite de cocher l'option *Attach to controller* afin d'associer le projet au contrôleur préalablement défini dans MTS 793, avant de poursuivre en cliquant sur *Next* (voir figure 70).

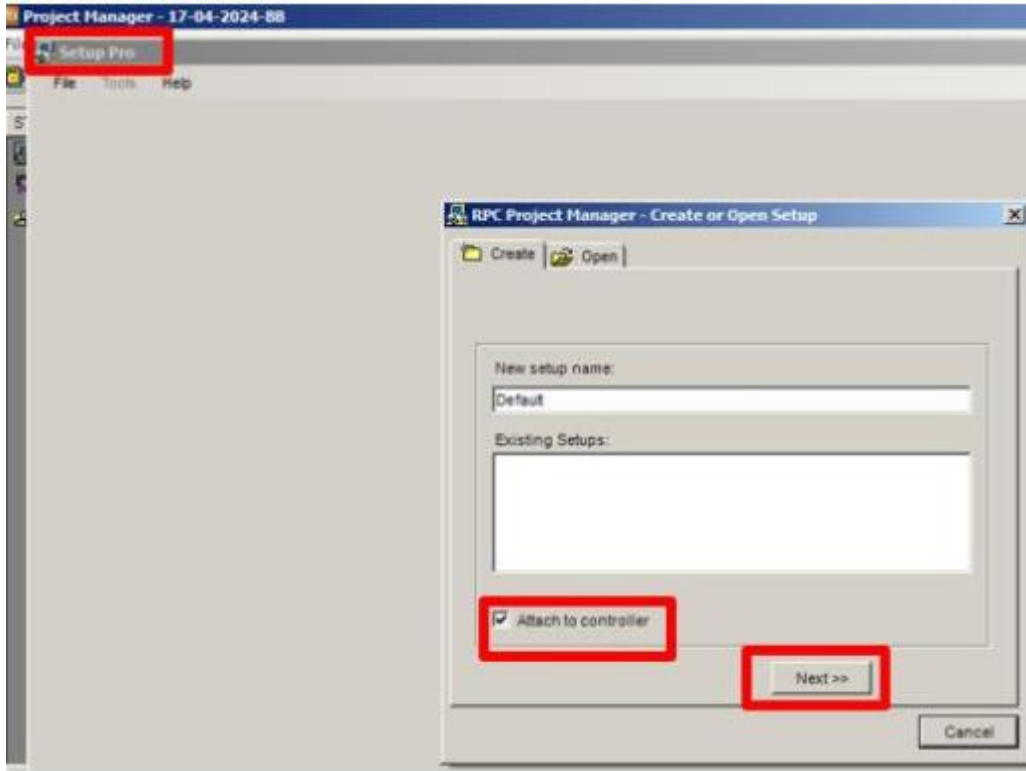


Figure 71 Association du fichier de configuration (setup) au contrôleur MTS 793

5. Sélectionner le nom du contrôleur dans la liste proposée, puis finaliser l'association en cliquant sur *Finish* (voir figure 71)."

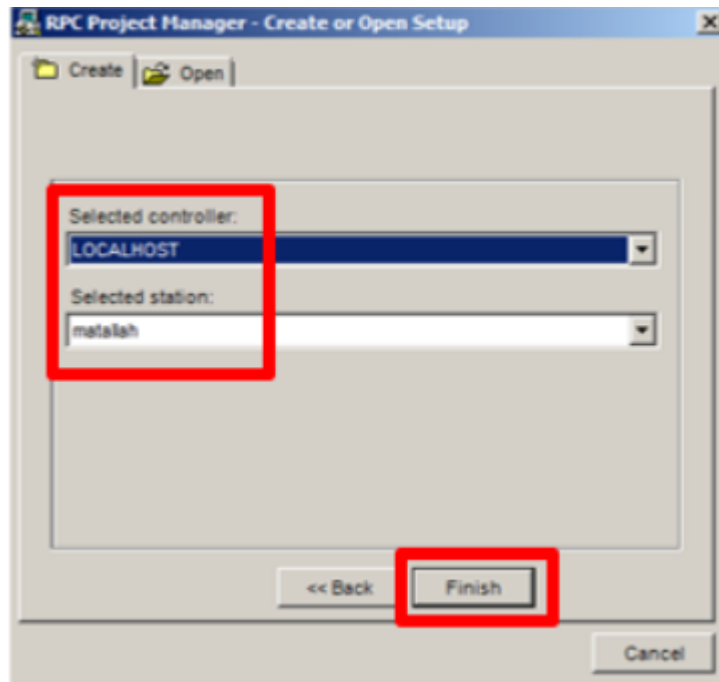


Figure 72 Sélection du contrôleur

6. Dans la fenêtre de configuration du test qui s’ouvre, les paramètres fréquentiels du signal d’excitation sont définis et doivent être vérifiés avec attention. À ce stade, le signal d’entrée (appelé *Drive*) est également introduit via la section *Station Drive*. Par défaut, il s’agit d’un déplacement axial, correspondant au mouvement transmis à la servovalve. Le canal de la station (*Station Channel*), désigné sous le nom 'axial', a préalablement été créé à l’aide de l’application *Station Manager* du logiciel MTS 793 (voir figure 72).

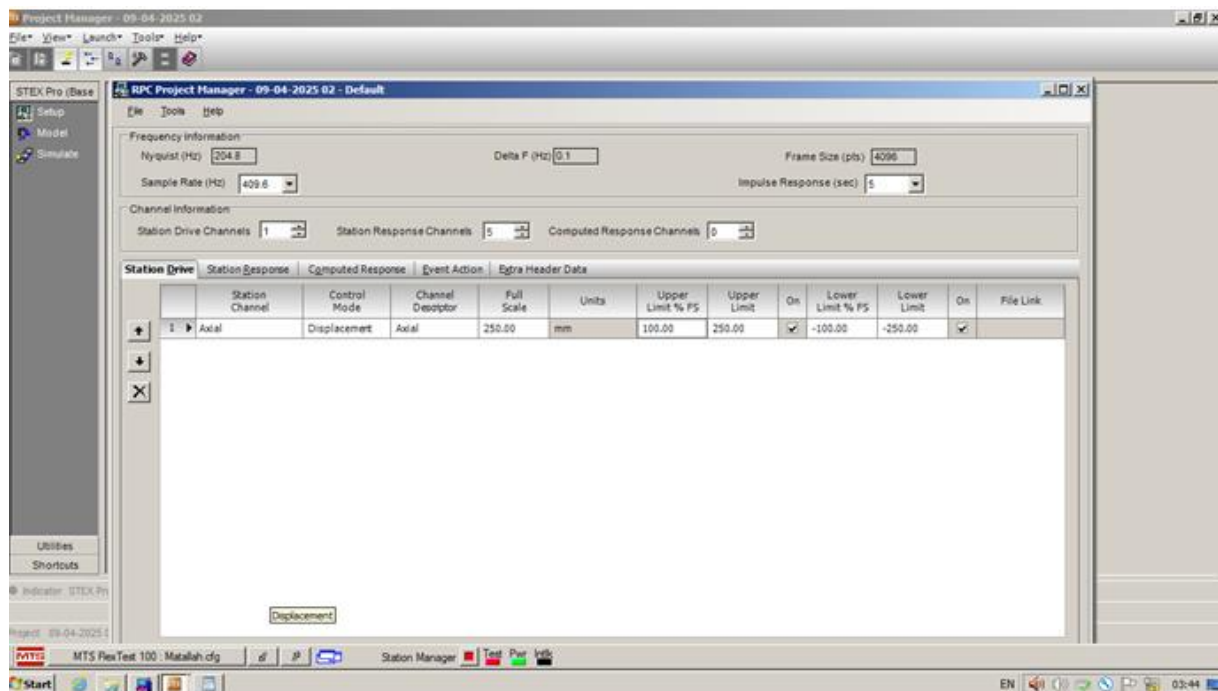


Figure 73 Configuration de Station Drive

7. Dans cette même fenêtre, il convient de cliquer sur l’onglet *Station Response* (voir figure 73) afin de sélectionner les canaux de sortie parmi les 44 disponibles. Dans le cadre de cet essai, quatre réponses ont été configurées : le déplacement axial de la table, l’accélération de la table, l’accélération mesurée par l’accéléromètre, ainsi que le déplacement mesuré par le capteur LVDT.

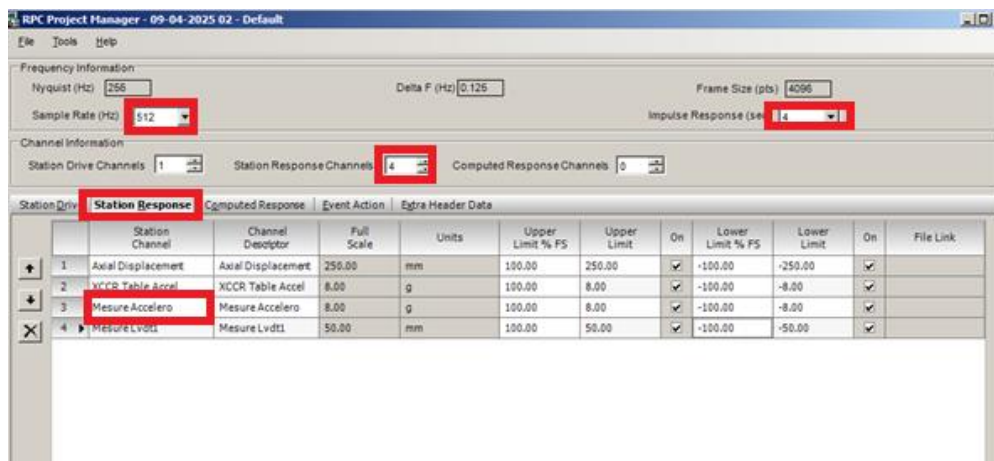


Figure 74 Configuration des canaux de sortie

8. Une fois les signaux *Drive* et *Response* sélectionnés, il convient d'enregistrer la configuration, puis de fermer la fenêtre afin de valider les paramètres du test.
9. Depuis le panneau latéral gauche de la fenêtre du gestionnaire de projet STEX Pro, sélectionner l'application *Model* afin de créer un nouveau modèle ainsi qu'un nouvel espace de travail (*workspace*). Il est alors nécessaire de spécifier le nom de l'espace de travail avant de poursuivre en cliquant sur *Next* (voir figure 74).

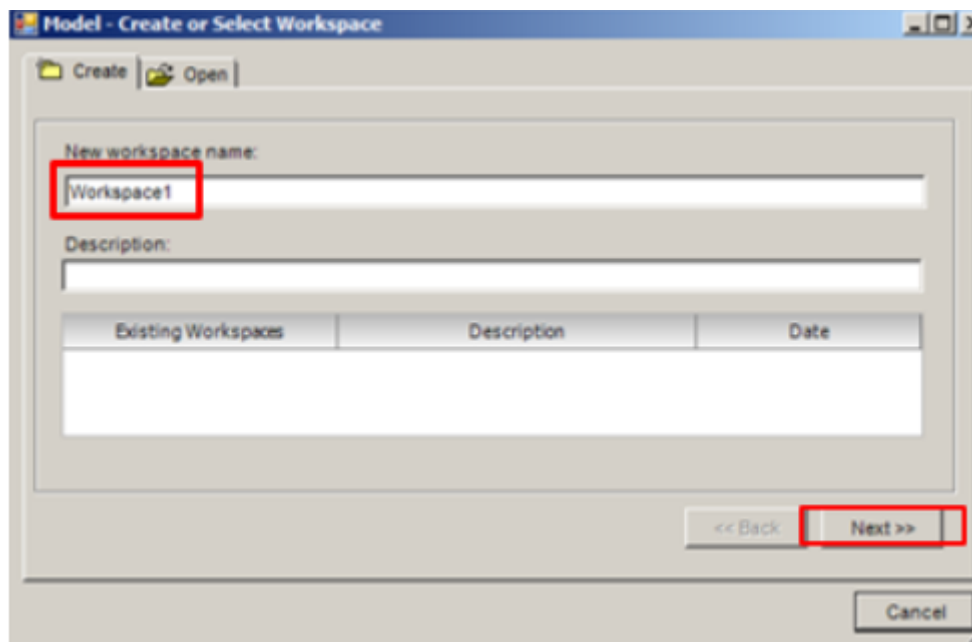


Figure 75 Création d'un Model

10. Sélectionner le fichier de configuration (*setup*) correspondant, puis finaliser l'association en cliquant sur *Finish* (voir figure 75).

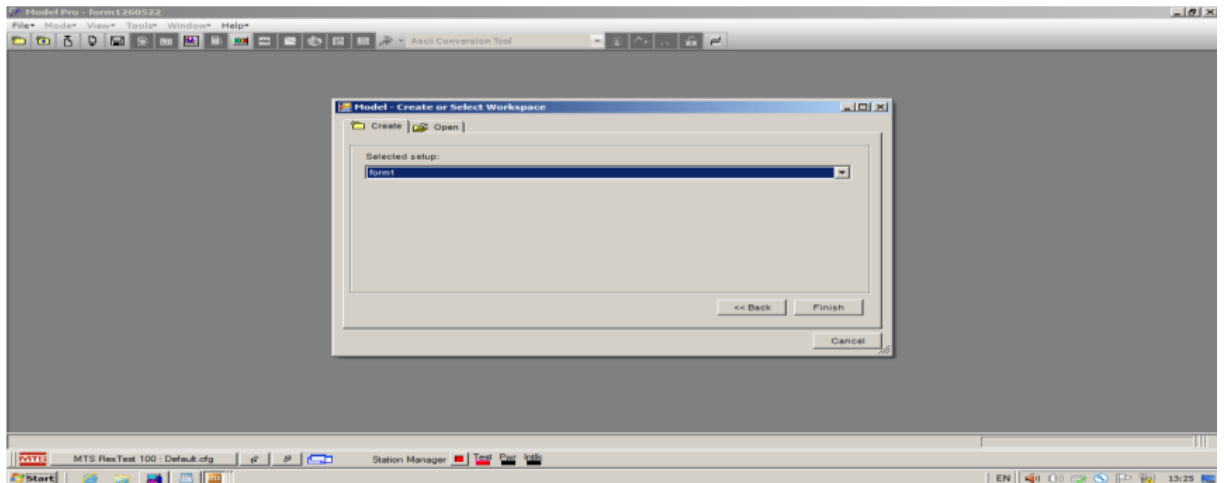


Figure 76 Association du modèle au fichier de configuration (setup) correspondant

11. Dans la fenêtre qui s'ouvre, sélectionner le mode d'excitation *Sequential Excitation* afin de définir la séquence d'application du signal.
12. Le signal *Drive*, qui correspond dans ce cas à un bruit blanc, est caractérisé par une fonction de transfert. La configuration débute par la définition des paramètres de forme du signal (*Drive Shape*), avec une plage de fréquences spécifiée entre 0 et 50 Hz. Il est impératif que les données fréquentielles soient compatibles avec celles définies dans le *Setup*. Un accès direct à ce dernier peut être effectué en cliquant avec le bouton droit sur le dossier actif du *Setup*, puis en sélectionnant l'option *Edit*. Le cas échéant, les ajustements nécessaires peuvent y être effectués. Dans le cadre de cet essai, les données étaient déjà compatibles.

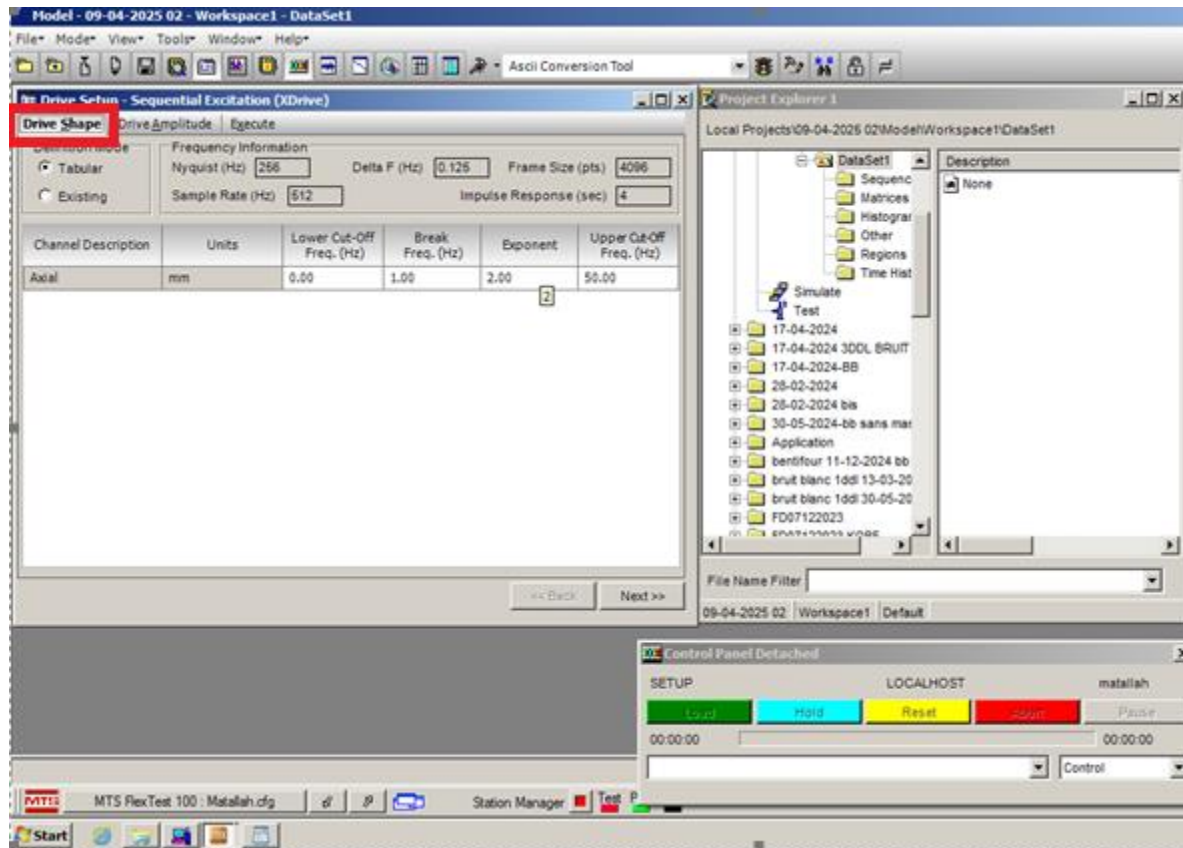


Figure 77 Introduction des données de Drive Shape

13. Les paramètres d'amplitude de la fonction de transfert (*Drive Amplitude*) doivent ensuite être spécifiés. Le paramètre $3\ \text{Sigma}$ correspond à l'amplitude maximale du signal, exprimée soit en pourcentage, soit en millimètres. Étant donné la nécessité de préserver l'intégrité du spécimen, une amplitude réduite de 1,5 mm a été retenue. Cette valeur correspond à une accélération maximale de l'ordre de 0,05 g, en supposant une fréquence d'excitation proche de la fréquence de résonance

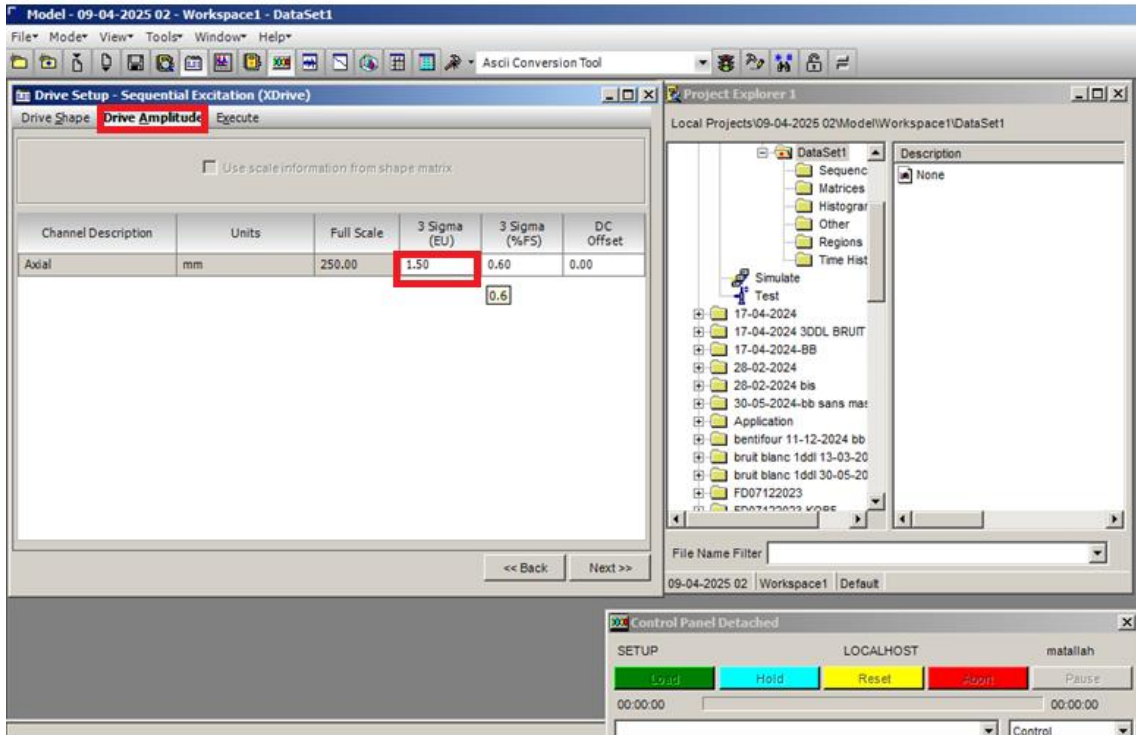


Figure 78 Introduction de l'amplitude du Drive (Bruit blanc)

14. Cliquer sur *Execute*, puis sur *Generate Drive* afin de générer le signal de bruit blanc (voir figure 78)

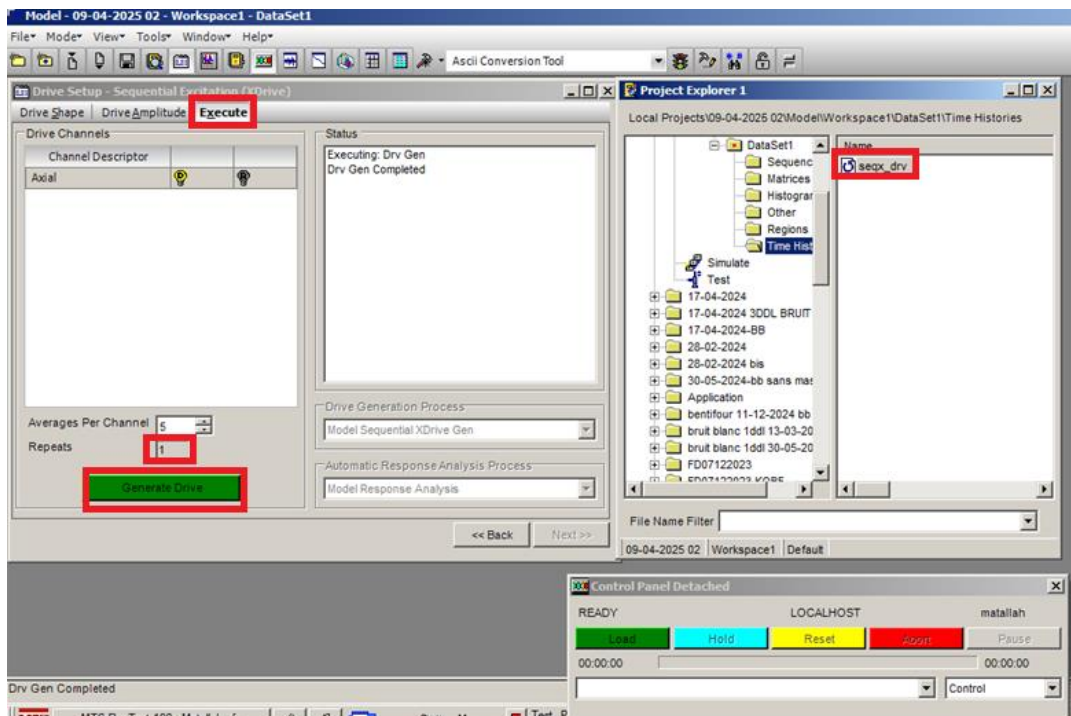


Figure 79 Génération du signal de bruit blanc

15. Le fichier *Drive*, nommé dans ce cas *seqx_drv*, est généré automatiquement et enregistré dans le dossier *Time History* associé au modèle correspondant au projet d'essai. Il peut être visualisé par un double-clic.
16. Il convient ensuite d'ouvrir le panneau de contrôle en sélectionnant l'option *Control Panel Detached*, puis de charger le fichier *Drive* en cliquant sur *Load*, comme illustré à la figure 79

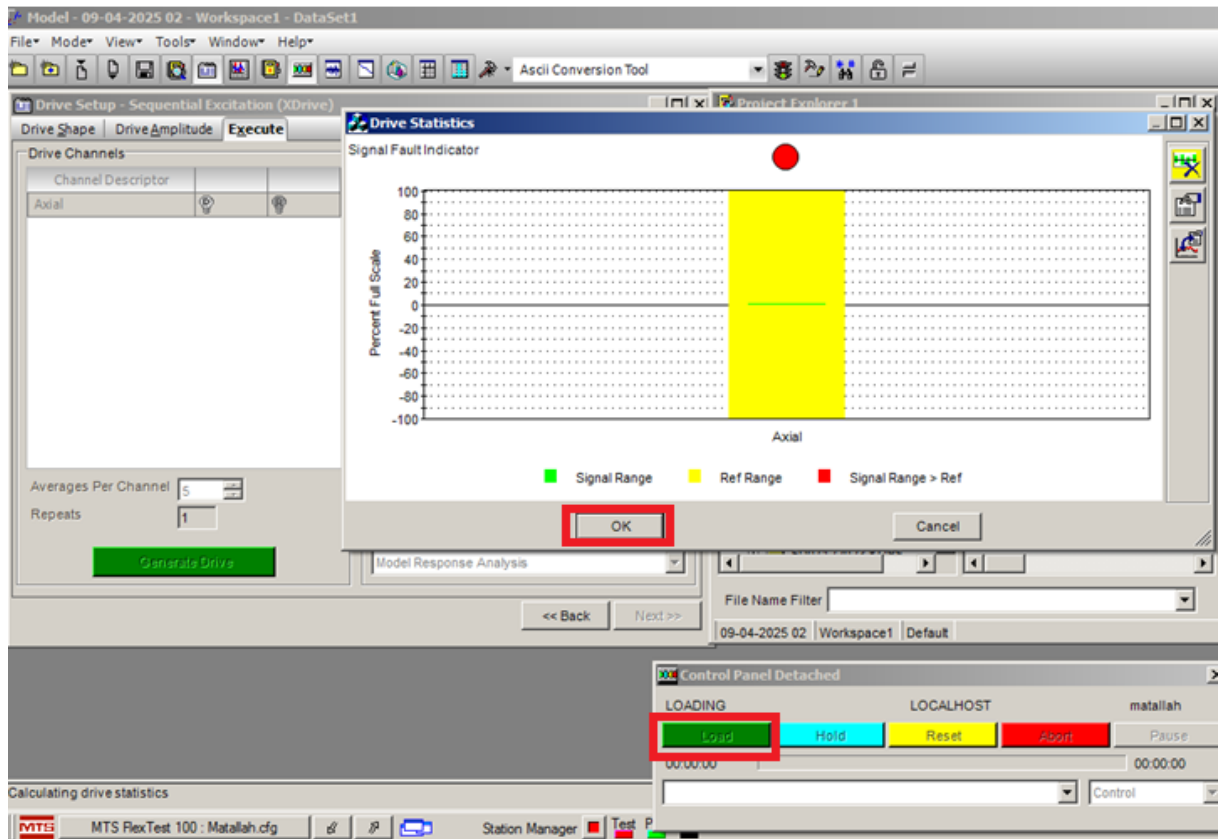


Figure 80 Chargement du signal Drive

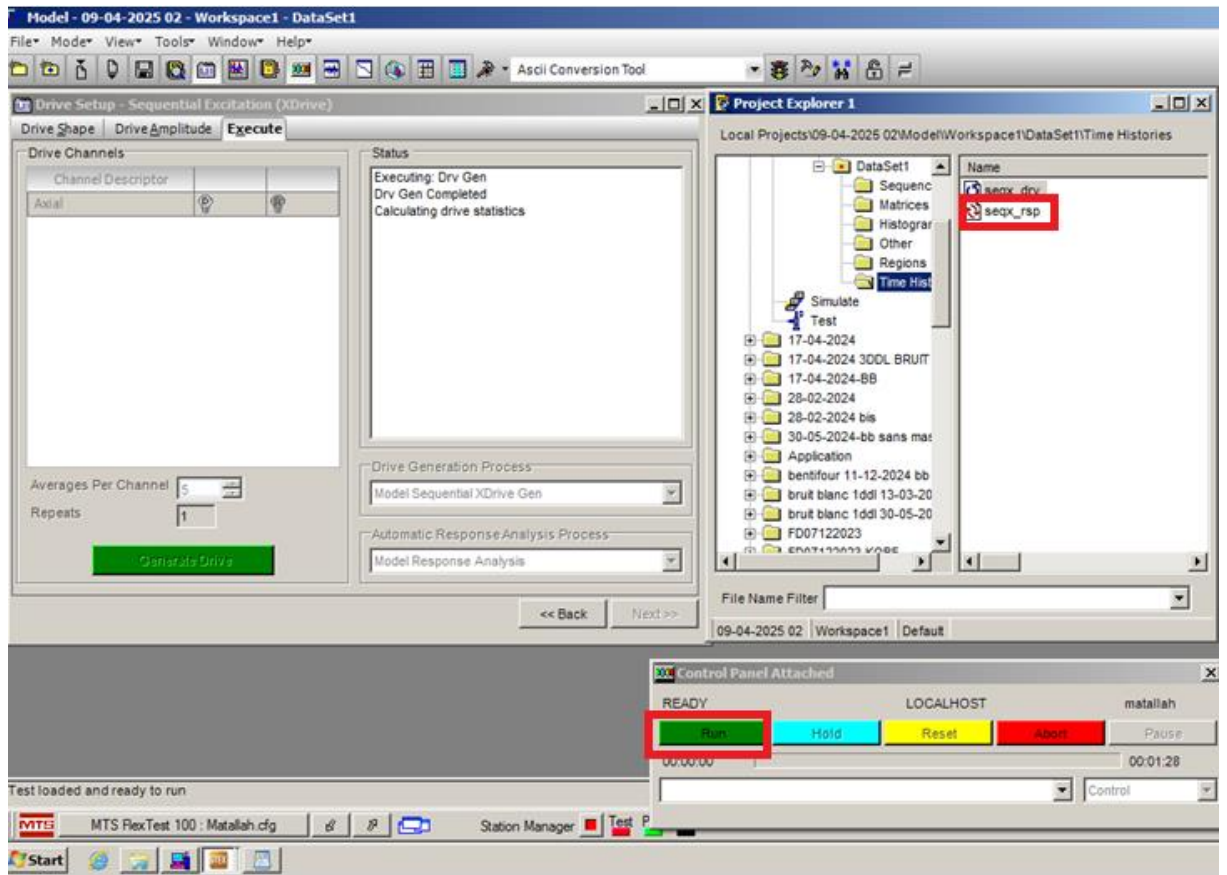


Figure 81 Envoi du signal Drive à la table vibrante et génération du fichier Response

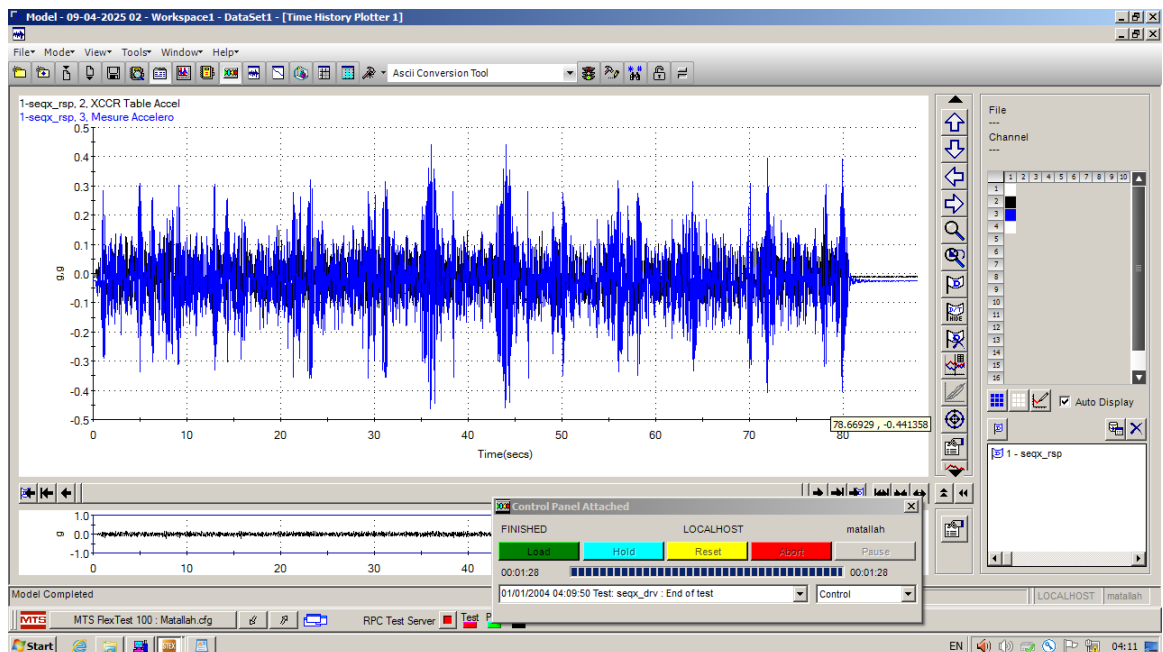


Figure 82 Accélération temporelle, accélération de la table mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens XX

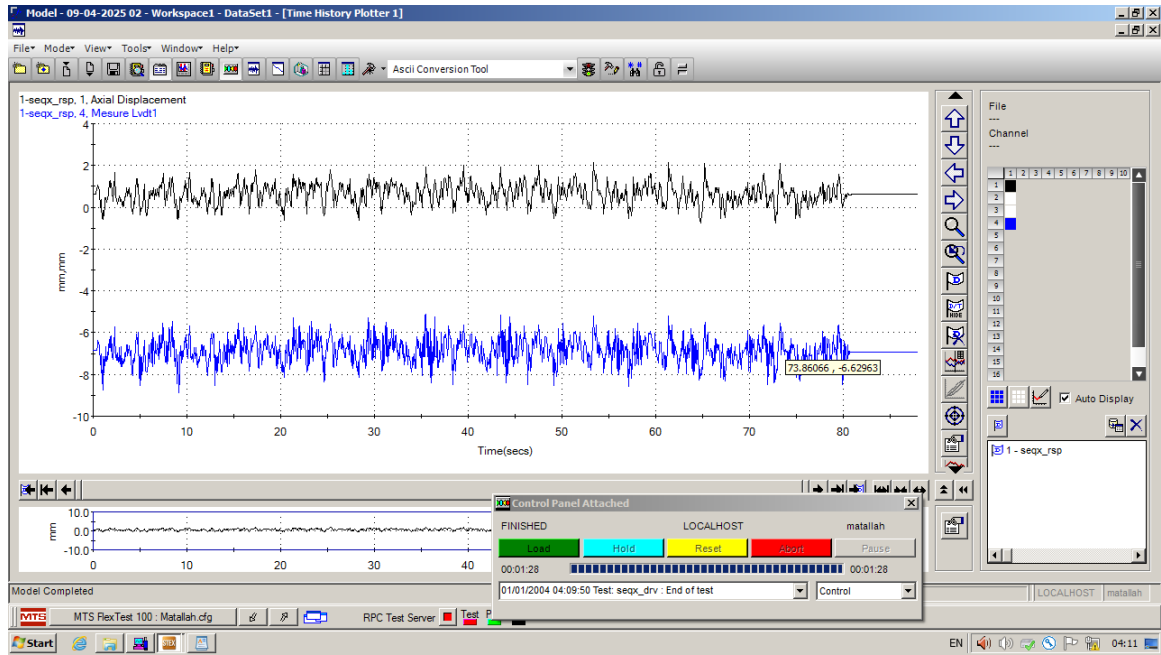


Figure 83 Réponse en déplacement mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens XX (graphe bleu)

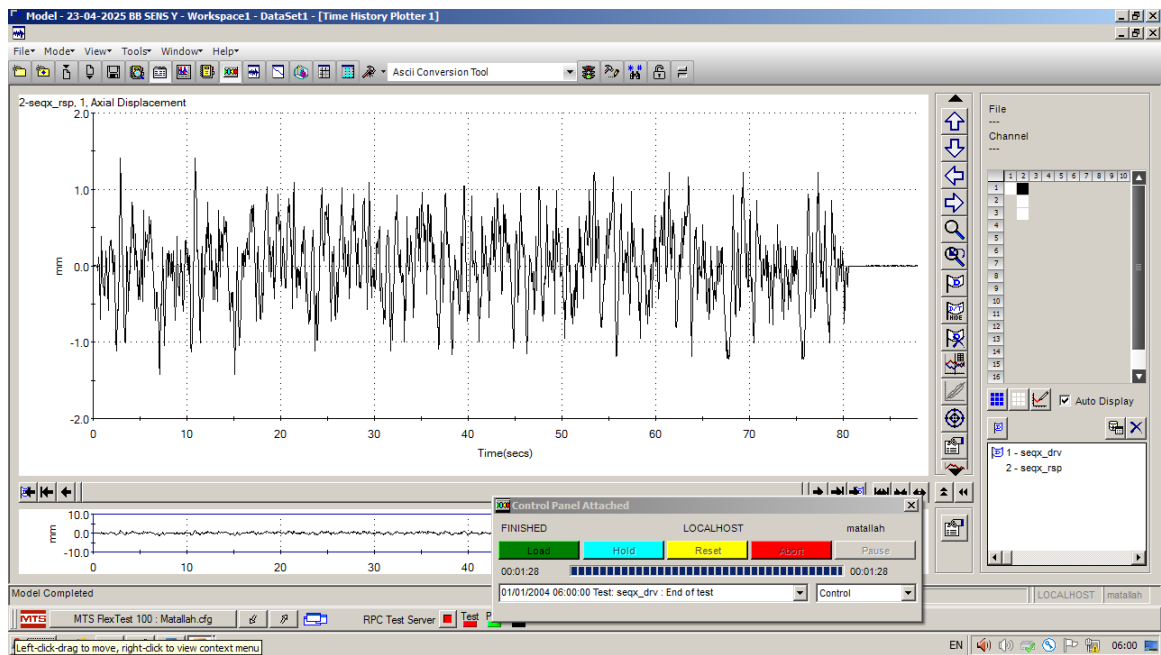


Figure 84 déplacement axial mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens YY

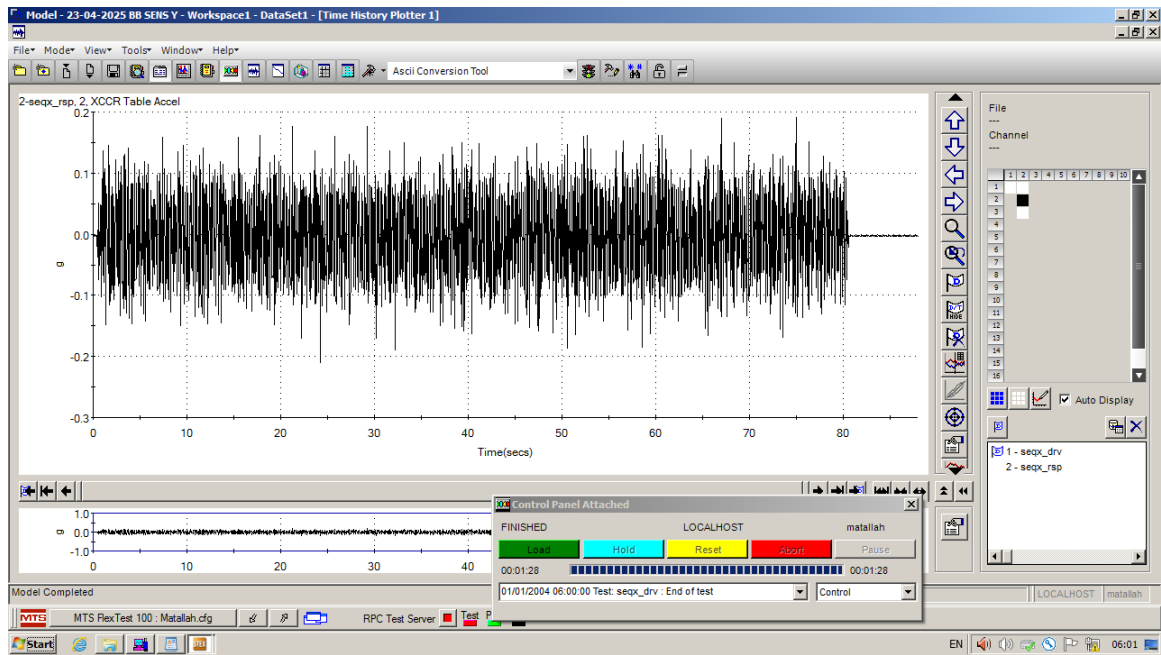


Figure 85 accélération de la table mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens XX

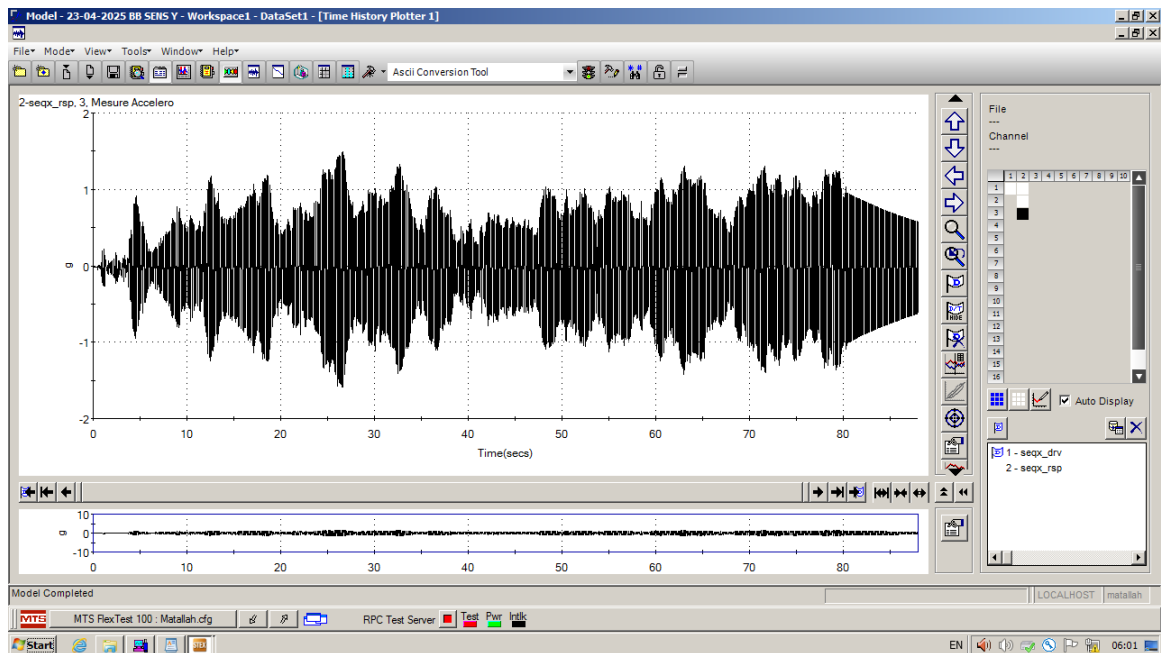


Figure 86 Accélération temporelle mesurée en niveau de la pile sous l'excitation du bruit blanc selon le sens YY

6.3.3. Traitement des résultats sous bruit blanc :

La transformée de Fourier constitue un outil mathématique fondamental en ingénierie et en physique. Elle permet de décomposer une fonction temporelle (ou spatiale) en ses

composantes fréquentielles, facilitant ainsi l'analyse des différentes fréquences présentes dans un signal donné. Le spectre obtenu à l'issue de cette transformation fournit une représentation de l'amplitude des fréquences qui composent le signal d'origine.

Parmi les méthodes couramment utilisées pour effectuer cette transformation figurent la transformée de Fourier discrète (DFT) et la transformée de Fourier rapide (FFT), cette dernière étant particulièrement répandue en raison de son efficacité computationnelle. Ces techniques sont largement appliquées dans le traitement du signal, l'analyse spectrale et divers autres domaines de l'ingénierie.

Dans le cadre de cette étude, les enregistrements d'accélération ont été analysés à l'aide de la méthode FFT, implémentée sous l'environnement Matlab. Le spectre de fréquence obtenu est présenté dans la figure 31,32, où l'on distingue clairement les pics de fréquence les plus significatifs. Ces pics correspondent aux fréquences propres de la structure testée.

L'analyse révèle deux fréquences propres identifiées expérimentalement une selon le sens souple (XX) l'autre selon le sens rigide (YY) sont : 6.4657Hz et 10.3861 Hz

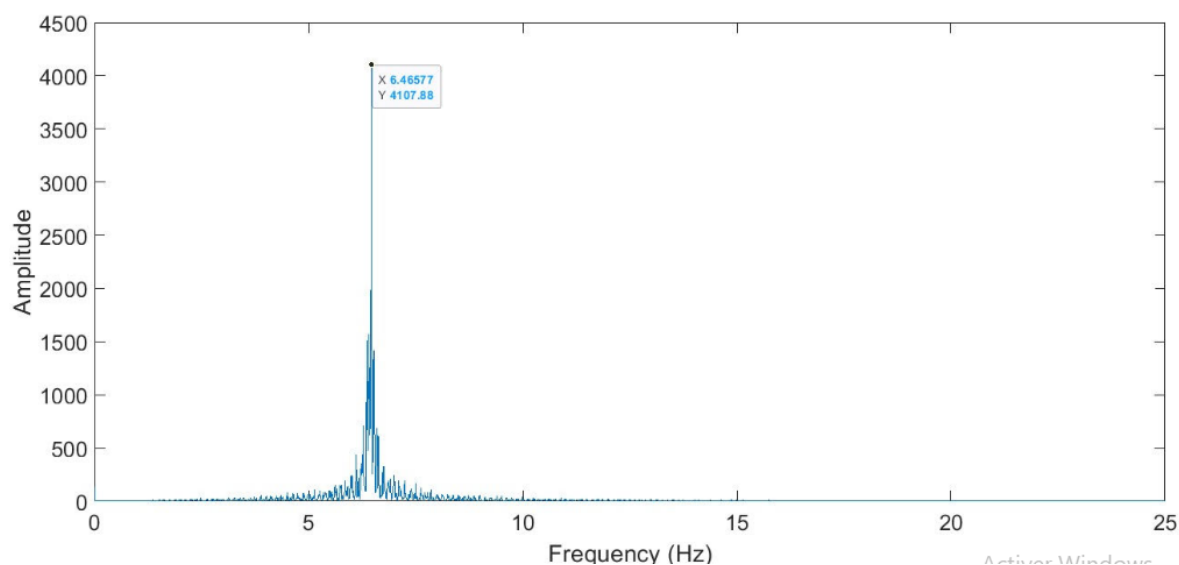


Figure 87 La transformée de Fourier de l'accélération mesurée en le sens (XX) sous bruit blanc

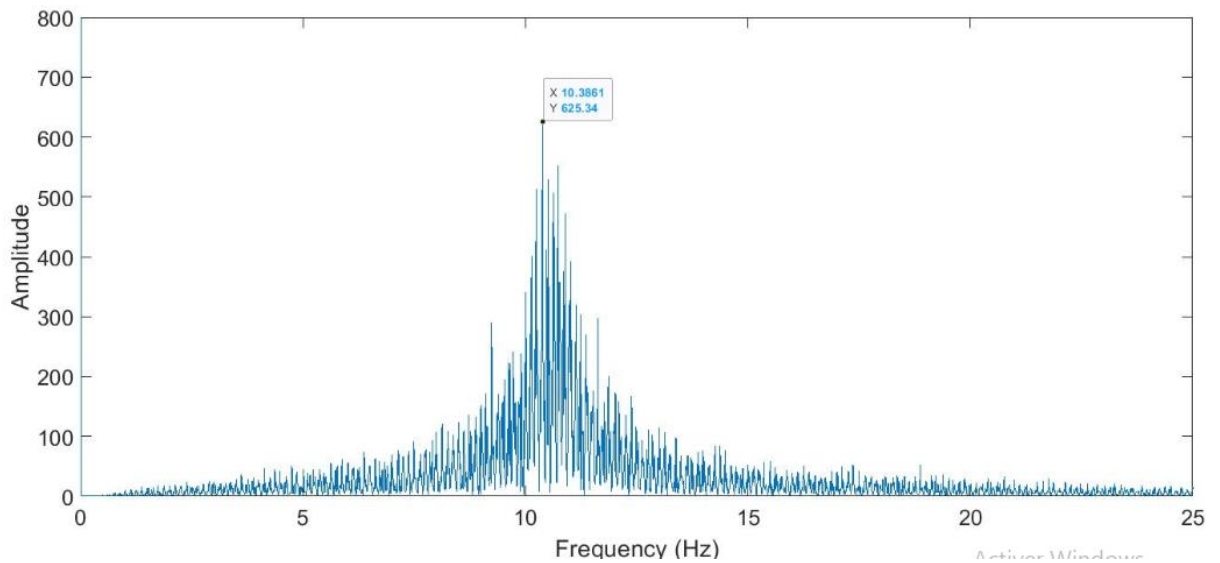


Figure 88 La transformée de Fourier de l'accélération mesurée en le sens (YY) sous bruit blanc

7. Comparaison entre les trois méthodes :

7.1. Convergence générale :

Les trois méthodes donnent des valeurs proches, ce qui valide la cohérence globale des résultats. Cela montre que les hypothèses analytiques et les modèles numériques sont bien adaptés pour représenter le comportement réel du système. Écarts observés :

En XX, l'écart entre expérimental (6,47 Hz) et analytique (6,98 Hz) est très faible ($\approx 7,95\%$), tandis que l'écart avec le numérique (7,46 Hz) est un peu plus marqué ($\approx 15,37\%$).

En YY, l'expérimental (10,39 Hz) est plus proche de l'analytique (12.15 Hz) que du numérique (12,96 Hz), ce qui peut s'expliquer par des simplifications dans le modèle numérique (rigidité, liaisons, contraintes idéalisées).

Tableau 8 La fréquences mesuré expérimentalement, analytiquement et numériquement selon le sens XX

	Analytique	Numérique	Expérimentale	Ecart (exp-analytique)	Ecart (exp-numérique)
XX	6.98	7.4594	6.4657	7.95 %	15.37%

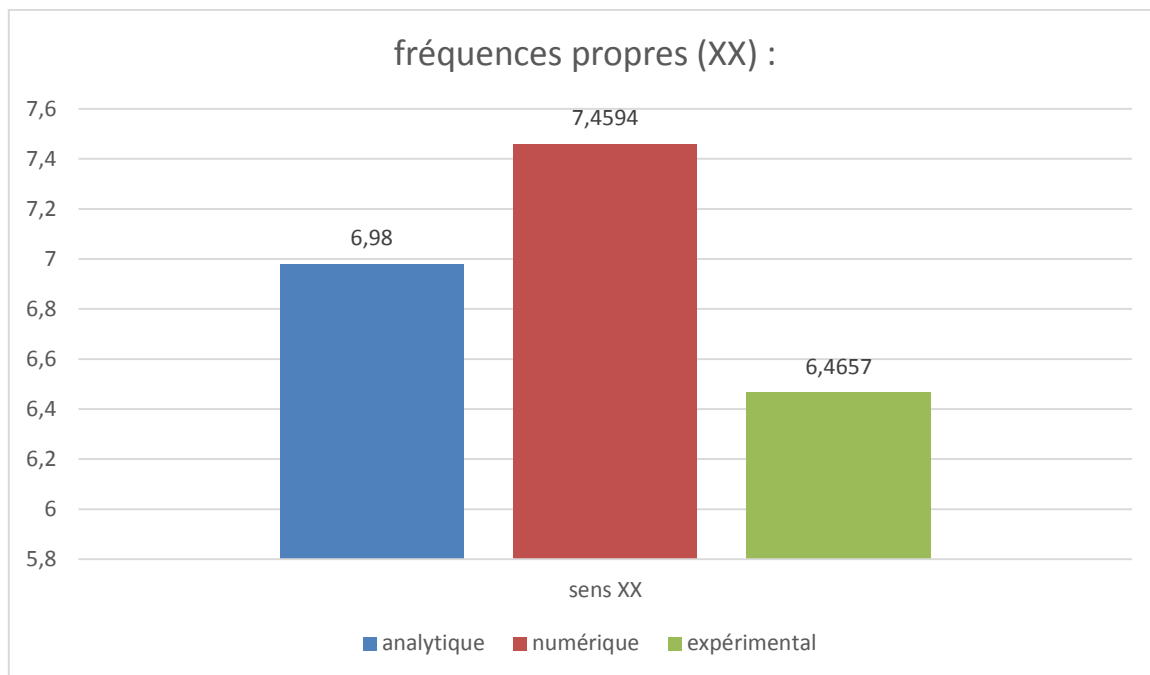


Figure 89 La fréquences mesuré expérimentalement, analytiquement et numériquement selon le sens XX

	Analytique	Numérique	Expérimentale	Ecart(exp-analytique)	Ecart(exp-numérique)
YY	12.153	12.95	10.3961	16.90%	24.57%

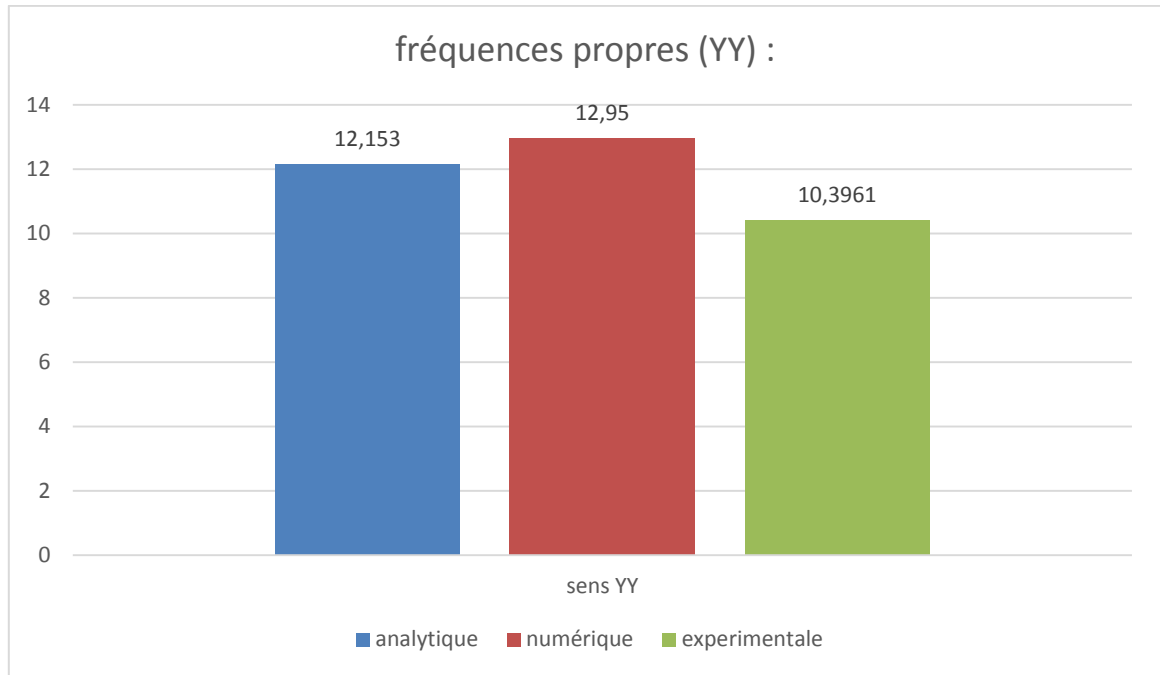


Figure 90 La fréquences mesuré expérimentalement, analytiquement et numériquement selon le sens YY

7.2. Origine des différences :

L'analytique repose sur des hypothèses simplificatrices (rigidité infinie de la masse, élasticité parfaite, pas d'amortissement).

Le numérique prend en compte plus de détails géométriques et des comportements complexes, mais reste dépendant des paramètres définis (maille, conditions aux limites, etc.).

L'expérimental capte le comportement réel avec ses imperfections, notamment les jeux, l'amortissement et les effets de contact, ce qui le rend plus représentatif des conditions réelles.

7.3. Importance de la validation croisée :

La comparaison montre que l'expérimental sert de référence précieuse pour corriger et affiner les approches analytique et numérique. L'écart entre numérique et expérimental souligne la nécessité de calibrer les modèles numériques avant de les utiliser pour la prédiction.

8. Conclusion :

Les essais expérimentaux réalisés sur le modèle réduit de la pile de pont modélisée ont permis de caractériser de manière précise son comportement dynamique dans deux directions principales : XX (souple) et YY (rigide). Les fréquences propres obtenues expérimentalement, respectivement 6.47 Hz en XX et 10.39 Hz en YY, ont été utilisées comme référence pour évaluer la fiabilité des modèles théoriques et numériques. L'approche analytique a montré une bonne concordance avec l'expérimental, avec des écarts limités, notamment en XX. L'approche numérique, bien qu'offrant une modélisation plus détaillée, a présenté des écarts plus marqués, particulièrement en YY, soulignant l'importance de bien calibrer les paramètres du modèle. Ces différences mettent en lumière les limites des hypothèses simplificatrices d'un côté, et les sensibilités des modélisations numériques de l'autre. L'expérience confirme l'intérêt majeur de la validation croisée entre méthodes pour garantir la fiabilité des prédictions dans un contexte parasismique. Ainsi, cette démarche expérimentale couplée à des approches théoriques et numériques constitue une base solide pour l'analyse sismique des structures.

Chapitre VI :

Identification expérimentale de l'amortissement du modèle réduit

1. Introduction :

Les structures de génie civil, telles que les piles de ponts, sont soumises à des sollicitations dynamiques complexes (séismes, vent, trafic) pouvant engendrer des vibrations critiques. La caractérisation précise de leur comportement dynamique notamment la fréquence propre, l'amortissement et la rigidité est essentielle pour garantir leur sécurité et leur durabilité. Ce document présente une étude expérimentale approfondie sur une pile de pont en acier modélisée en tant que système à un degré de liberté (1DDL). À l'aide d'une table vibrante et de méthodes d'identification dynamique reconnues (décrément logarithmique et méthode de demi-puissance), nous quantifions les paramètres clés dans deux directions :

- Sens XX (direction souple) : Axe transversal à faible rigidité.
- Sens YY (direction rigide) : Axe longitudinal à haute rigidité.

Les essais réalisés incluent des vibrations libres (après excitation sinusoïdale) et des vibrations forcées (par bruit blanc), permettant d'évaluer la réponse dynamique sous différents régimes. Cette approche vise à :

Déterminer le taux d'amortissement dans chaque direction.

Comparer l'efficacité des méthodes du décrément logarithmique et de la demi-puissance.

2. Mouvements dynamiques :

Le comportement oscillatoire d'une structure est déterminé par ses propriétés dynamiques fondamentales, à savoir sa rigidité, sa masse et son amortissement. En fonction de ces paramètres, le mouvement peut adopter différents régimes oscillatoires, notamment le régime harmonique, le régime périodique et le régime transitoire

- **Régime harmonique :**

Le régime harmonique correspond à un mouvement oscillatoire se produisant autour d'une position d'équilibre stable, comme illustré à la figure 91. Ce type de comportement est typique de certains systèmes mécaniques, tels que ceux présents dans la machinerie industrielle. (Clough et R. W. et Penzien, 1993)

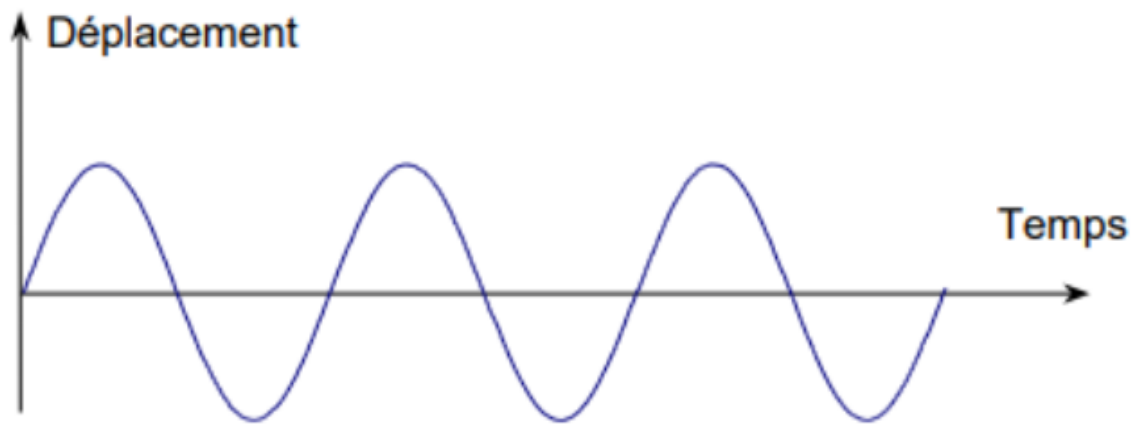


Figure 91 Charge harmonique

(Chopra, 2001)

- **Régime périodique :**

Le régime périodique désigne un mouvement qui se reproduit à des intervalles de temps constants, comme l'illustre la figure 92. (Clough et R. W. et Penzien, 1993)

Un exemple courant de ce phénomène est celui d'un piéton marchant sur une passerelle, où chaque pas engendre une excitation régulière de la structure



Figure 92 Charge périodique quelconque

(Chopra, 2001)

- **Régime transitoire :**

Le régime transitoire fait référence à un mouvement de nature non périodique et généralement aléatoire, comme illustré à la figure 92. Ce type de réponse transitoire peut être observé dans des situations telles qu'un séisme ou le passage aléatoire de véhicules dans un trafic routier. (Clough et R. W. et Penzien, 1993)

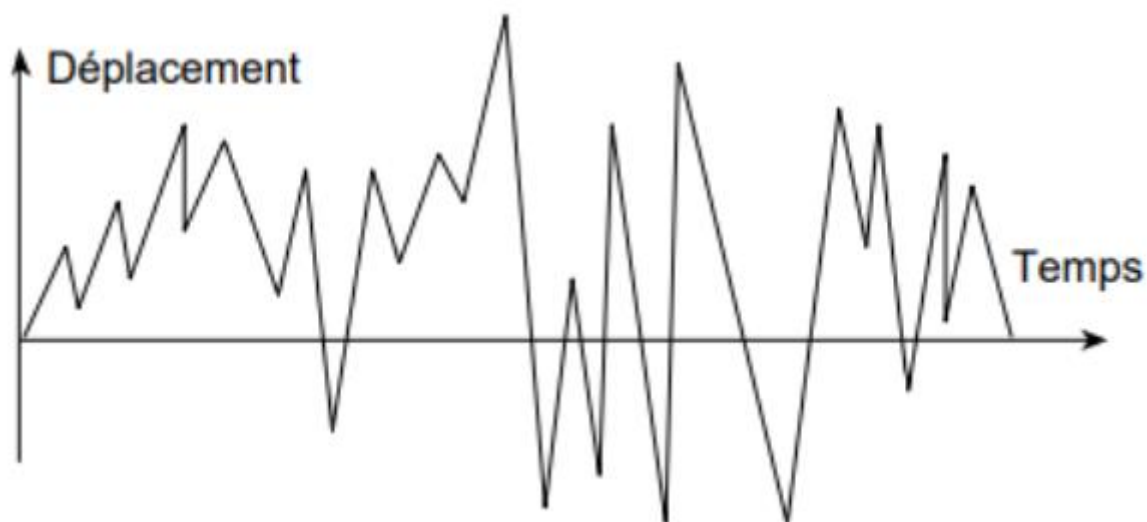
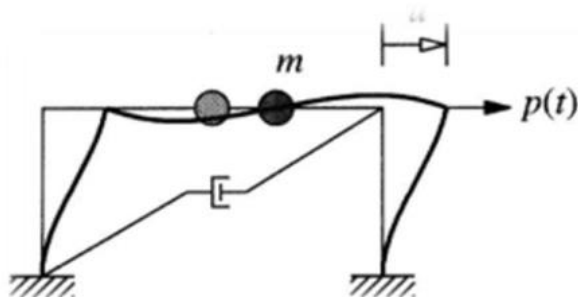


Figure 93 Charge transitoire

(Chopra, 2001)

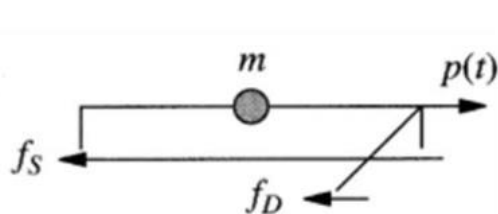
3. Equation de mouvement dynamique :

La charge dynamique appliquée à une structure correspond à une charge variable dans le temps, généralement induite par des forces extérieures telles que le vent, les vagues ou les séismes. Ces sollicitations peuvent engendrer des vibrations et des oscillations susceptibles de provoquer une fatigue des matériaux, voire des défaillances structurelles. Il est donc impératif de prendre en compte les effets des charges dynamiques lors de la conception et de l'analyse, afin d'assurer la stabilité et la sécurité des ouvrages.



(a)

Figure 94 Forme déformée du cadre sous une charge latérale dynamique



(b)

Figure 95 diagramme

(Chopra, 2001)

Avec :

- $F_s(t)$: La force de rappel ou élastique
- $F_I(t)$: La force d'inertie
- $F_D(t)$: La force d'amortissement
- m : la masse
- u : déplacement

L'application de la deuxième loi de Newton au diagramme à corps libre représentant le toit (masse) de la structure conduit à l'établissement de l'équation du mouvement (voir figure 95).

$$-F_s(t) - F_D(t) + P(t) = m\ddot{u}(t) \quad (1)$$

Par conséquent, l'équation (1) peut être reformulée sous la forme suivante, plus adaptée à l'analyse pratique :

$$P(t) = F_I(t) + F_s(t) + F_D(t) \quad (2)$$

La force appliquée à une structure est égale à la somme de la force d'inertie, de la force d'amortissement et de la force de rappel élastique. Cette relation s'écrit comme suit :

$$F_s(t) = k \cdot u(t) \quad (3)$$

Où :

K : la rigidité

La force d'amortissement : représente le mécanisme par lequel une structure dissipe l'énergie lors de ses mouvements vibratoires, contribuant ainsi à l'atténuation progressive de ces vibrations.

$$F_D(t) = c \cdot \dot{u}(t) \quad (4)$$

c : la constante d'amortissement, qui dépend des propriétés matérielles et structurales du système.

L'amortissement peut être déterminé expérimentalement à l'aide d'essais en vibrations libres ou forcées, permettant d'évaluer la capacité du système à dissiper l'énergie mécanique.

La force d'inertie est exprimée par :

$$F_I(t) = m\ddot{u}(t) \quad (5)$$

En substituant les équations (3), (4) et (5) dans l'équation (2), on aboutit à l'expression suivante :

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t)$$

4. Vibration forcée harmonique :

Plutôt que de déterminer les propriétés dynamiques d'une structure uniquement à partir d'un essai en vibration libre, il est également possible d'avoir recours à un essai en vibration forcée, en appliquant une excitation sinusoïdale (ou harmonique) sur une plage de fréquences. Cette méthode, connue sous le nom d'essai de balayage fréquentiel, consiste à soumettre la structure à une charge harmonique progressive, permettant d'explorer son comportement dynamique, notamment au voisinage de la fréquence de résonance.

En dynamique des structures, la résonance survient lorsque la fréquence d'excitation externe coïncide ou s'approche d'une fréquence naturelle de vibration de la structure. À cette fréquence critique, les oscillations amplifient considérablement, ce qui peut engendrer des dommages importants ou même des défaillances structurelles. Il s'agit donc d'un phénomène fondamental à prendre en compte lors de la conception des structures, afin d'en garantir la sécurité et la durabilité.

Dans le cas d'un chargement harmonique, la fonction de forçage s'exprime généralement sous la forme d'une fonction sinusoïdale dépendant du temps, représentant une excitation périodique appliquée à la structure.

$$P(t) = p_0 \sin \varpi(t) \quad (1)$$

Où :

- P est l'amplitude.
- $\bar{\omega}$ est la pulsation de la charge extérieure

La réponse complète d'un système soumis à une excitation harmonique se compose d'une composante transitoire, qui s'amortit rapidement avec le temps, et d'une composante en régime permanent, qui perdure tant que l'excitation est maintenue. Dans le cadre de

l'identification des caractéristiques dynamiques, la charge harmonique est généralement appliquée pendant une durée suffisante pour que la composante transitoire devienne négligeable. Ainsi, seule la réponse en régime permanent est retenue, laquelle peut être exprimée conformément à l'équation ci-dessous.

$$u(t) = u_0 \sin(\bar{\omega}t + \theta) \quad (2)$$

(Clough et R. W. et Penzien, 1993)

Où :

$$u_0 = \frac{p_0}{K} \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\varepsilon\beta)^2}} \quad (3)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left[\frac{2\varepsilon\beta}{1-\beta^2} \right] \quad (4)$$

Avec:

$$\beta = \frac{\bar{\omega}}{\omega_n} \quad (5)$$

Il convient de noter, à partir de l'équation (3), que u_0 représente l'amplitude de la réponse harmonique en régime permanent, tandis que θ correspond à l'angle de phase entre la réponse du système et la force d'excitation. L'équation (3) peut alors être simplifiée de la manière suivante :

$$u_0 = \frac{P_0 D}{k} \quad (6)$$

Où :

D est le facteur d'amplification dynamique.

Il est donné donc par :

$$D = \frac{1}{\sqrt{(1-\beta^2)^2 + (2\varepsilon\beta)^2}} \quad (7)$$

Les variations du facteur d'amplification dynamique D et de l'angle de phase θ en fonction du rapport de fréquence β sont illustrées à la figure 96. L'analyse de ces courbes permet de dégager les comportements suivants :

- Lorsque $\bar{\omega}$ (rapport entre la fréquence d'excitation et la fréquence propre) est très faible, le chargement peut être considéré comme quasi-statique. Dans ce cas, D tend vers 1 et θ tend vers 0° . L'amplitude de la réponse dynamique est alors équivalente à celle de la réponse

statique, et il n'existe aucun déphasage entre la réponse et l'excitation. Autrement dit, la structure suit fidèlement le chargement, comme si celui-ci était appliqué lentement.

- À l'inverse, lorsque $\bar{\omega}$ est très élevé, le chargement peut être considéré comme quasi-nul. Le facteur D tend alors vers 0 et θ tend vers 180° . Dans cette situation, la réponse dynamique devient négligeable et la structure ne présente pratiquement aucun mouvement, celui-ci étant en opposition de phase avec la force excitatrice.

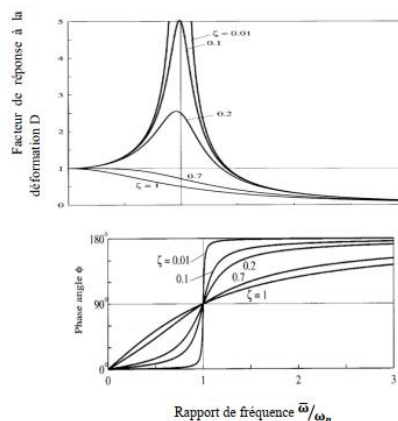


Figure 96 Facteur d'amplification dynamique et angle de phase pour la réponse harmonique en régime permanent

(Chopra, 2001)

Lorsque $\bar{\omega} = \omega_n$, autrement dit lorsque la fréquence de l'excitation coïncide avec la fréquence naturelle de la structure, cette dernière entre en résonance. Dans ce cas, le système réagit avec une amplification significative de la réponse dynamique. Toutefois, comme l'illustre la figure 5, la réponse maximale en déplacement ne se produit pas exactement à $\bar{\omega} = \omega_n$, en raison de l'effet de l'amortissement. La fréquence à laquelle cette réponse maximale est atteinte, notée ω_{max} , est déterminée par la relation suivante : (Chopra, 2001)

$$\omega_{max} = \omega_n \sqrt{1 - 2\varepsilon^2} < \omega_n \quad (8)$$

La résonance survient quand :

$$\beta = \sqrt{1 - 2\varepsilon^2} \approx 1$$

Alors:

$$D_{max} = \frac{1}{2\varepsilon}$$

Les structures présentant une faible capacité de dissipation d'énergie (c'est-à-dire un faible coefficient d'amortissement ξ) sont associées à des valeurs élevées du facteur d'amplification maximal D_{max} . À l'inverse, les structures fortement amorties présentent des valeurs plus faibles de D_{max} . Cette tendance est clairement observable sur la figure 96. (Chopra, 2001)

Par ailleurs, l'angle de phase atteint systématiquement 90° lorsque le système est soumis à une excitation à la fréquence de résonance, quelle que soit la valeur du rapport d'amortissement. Cela signifie que, sous résonance, la réponse en déplacement est en quadrature de phase avec la force excitatrice : lorsque la charge est maximale, le déplacement est nul, et inversement, lorsque la charge est nulle, le déplacement atteint son maximum. Ce comportement s'oppose nettement à celui observé dans le cas d'un chargement statique, où la réponse est strictement en phase avec l'excitation – autrement dit, la réponse est nulle lorsque la charge est nulle, et maximale lorsque la charge est maximale. (Chopra, 2001)

5. Méthode demi-puissance (bande passante) :

L'amortissement est un élément clé dans l'analyse dynamique des structures, car il conditionne leur réponse vibratoire.

La courbe présentée à la figure (23) illustre la variation de l'amplitude de la réponse harmonique, notée $\rho = \frac{P_0}{K} D$, en fonction du rapport de fréquence β . Il est établi que la valeur de référence $\rho_0 = \frac{P_0}{K}$ correspond à $\frac{P_0}{K}$.

La forme de cette courbe est fortement influencée par le niveau d'amortissement présent dans le système. Par conséquent, plusieurs caractéristiques de cette courbe peuvent être exploitées pour estimer le taux d'amortissement. Parmi les méthodes les plus couramment utilisées dans ce contexte figure la méthode de la demi-puissance, également appelée méthode de la largeur de bande. Celle-ci consiste à déterminer l'amortissement à partir des fréquences pour lesquelles l'amplitude de la réponse ρ atteint $\frac{1}{\sqrt{2}}$ de sa valeur maximale ρ_{max} . (Pecker, 2010)

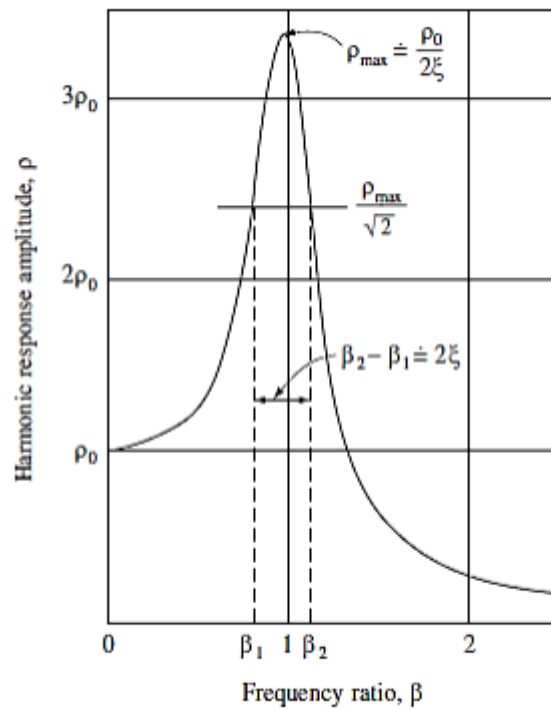


Figure 97 Courbe de réponse en fréquence pour un système modérément amorti

(Pecker, 2010)

Nous rappelons du début de chapitre que le coefficient d'amplification dynamique :

$$D = \frac{1}{\sqrt{(1 - \beta^2)^2 + (2\varepsilon\beta)^2}}$$

Son maximum de ce coefficient est atteint lorsque :

$$\beta = \sqrt{1 - 2\varepsilon^2} \approx 1$$

Le coefficient d'amplification maximal s'exprime par :

$$D_{max} = \left[\frac{1}{2\varepsilon} \sqrt{1 - \varepsilon^2} \right] = \frac{1}{2\varepsilon} \frac{\omega}{\omega_n}$$

Lorsque ρ est réduite au niveau de $\frac{1}{\sqrt{2}}$ fois sa valeur maximale ρ_{max} on a :

$$[(1 - \beta^2)^2 + (2\varepsilon\beta)^2]^{-\frac{1}{2}} = (1/\sqrt{2}) \left[1/2\varepsilon\sqrt{1 - \varepsilon^2} \right]$$

En élevant les deux membres de cette équation au carré, puis en résolvant l'équation quadratique ainsi obtenue par rapport à β^2 , on obtient :

$$\beta_{1,2}^2 = 1 - 2\varepsilon^2 \pm 2\varepsilon\sqrt{1 - \varepsilon^2}$$

Ce qui, pour des valeurs faibles d'amortissement dans la plage d'intérêt pratique, conduit aux rapports de fréquence suivants :

$$\beta_{1,2} = 1 - \varepsilon^2 \pm \varepsilon\sqrt{1 - \varepsilon^2}$$

En soustrayant β_1 de β_2 , on obtient l'expression suivante :

$$\beta_1 + \beta_2 = 2(1 - \varepsilon^2) = 2$$

En procédant à la combinaison des équations précédentes, il en résulte :

$$\varepsilon = \frac{\beta_2 - \beta_1}{\beta_2 + \beta_1} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1}$$

Les fréquences f_1 et f_2 correspondent aux points de la courbe pour lesquels l'amplitude de la réponse est égale à $1/\sqrt{2}$ de l'amplitude maximale ρ_{max} . À partir de cette relation, le taux d'amortissement peut être déterminé directement à l'aide de la figure (97), où une ligne horizontale est tracée au niveau de $\rho_{max}/2$. Il est donc essentiel que la courbe de réponse en fréquence soit établie avec une grande précision, tant au niveau du pic de résonance qu'à celui correspondant à $\rho_{max}/2$. (Humar, 2012)

Pour mieux comprendre pourquoi cette méthode est communément désignée sous le nom de méthode de la demi-puissance, il convient de considérer la puissance moyenne absorbée par le système au cours du temps sous l'effet de la charge appliquée. Cette puissance est égale au taux moyen de dissipation d'énergie produit par la force d'amortissement $F_D(t) = c\dot{u}(t)$. En régime permanent harmonique à la fréquence $\bar{\omega}$, lorsque l'amplitude de la réponse en déplacement est ρ , le taux moyen de dissipation d'énergie s'exprime alors par :

$$P_{avg} = \frac{c\bar{\omega}}{2\pi} \int_0^{\frac{2\pi}{\bar{\omega}}} \dot{v}(t)^2 dt = c\bar{\omega}^2 \left[\frac{\bar{\omega}}{2\pi} \int_0^{\frac{2\pi}{\bar{\omega}}} v(t) dt \right] = \varepsilon m \omega \bar{\omega}^2 \rho^2$$

Ce résultat met en évidence que la puissance moyenne absorbée est proportionnelle à β^2 et ρ^2 . Ainsi, lorsque $\rho_1 = \rho_2 = \rho_{peak}/\sqrt{2}$, les puissances moyennes absorbées aux rapports de fréquence β_1 et β_2 sont données par les expressions suivantes :

$$\rho_{\beta_1} = \left(\frac{\beta_1}{\beta_{peak}} \right)^2 \frac{P_{peak}}{2} \quad \rho_{\beta_2} = \left(\frac{\beta_2}{\beta_{peak}} \right)^2 \frac{P_{peak}}{2}$$

Le pic de la réponse est défini par la relation $\beta_{peak} = \sqrt{1 - 2\varepsilon^2}$. Bien que la puissance moyenne absorbée au rapport de fréquence β_1 soit légèrement inférieure à la moitié de celle absorbée au pic, et que celle absorbée β_2 soit légèrement supérieure, la moyenne de ces deux puissances reste très proche de la moitié de la puissance maximale absorbée au pic de résonance. (Humar, 2012)

6. Vibration libre :

Un essai en vibrations libres, également appelé test de réponse libre, est une méthode d'analyse dynamique consistant à exciter un système ou une structure mécanique, puis à interrompre toute force extérieure afin d'observer la réponse intrinsèque du système. Ce type d'essai vise à identifier les modes propres de vibration, les fréquences naturelles ainsi que les caractéristiques dynamiques fondamentales du système étudié.

Lorsqu'une structure oscille spontanément, en l'absence de toute force extérieure appliquée, on parle de vibration libre. Par exemple, si l'on déplace la masse d'une structure puis qu'on la relâche, celle-ci entre alors en vibration libre

Dans le cadre de l'expérience, un signal sinusoïdal a été appliqué à la table vibrante, puis transmis au modèle réduit. Une fois que ce dernier atteint un régime permanent, la fréquence de l'excitation est progressivement réduite jusqu'à être nulle, permettant ainsi au système de vibrer librement.

Deux essais suivant XX et suivant YY ont été menés, au cours desquels la fréquence et l'amplitude du signal d'excitation ont été modifiées afin d'analyser l'impact de ces paramètres sur la réponse vibratoire de la structure.

$$M\ddot{u}(t) + c.\dot{u}(t) + ku(t) = 0$$

Une forme plus commode de l'équation (7) est obtenue en divisant par la masse. Dans ce cas, nous avons :

$$\ddot{u}(t) + \frac{c}{m}\dot{u}(t) + \frac{k}{m}u(t) = 0 \quad (9)$$

La capacité d'une structure à dissiper l'énergie, autrement dit son aptitude à amortir les vibrations, n'est généralement pas exprimée à travers le coefficient d'amortissement c , mais plutôt à l'aide du rapport d'amortissement ξ . Ce dernier est défini par la relation suivante :

$$\varepsilon = \frac{c}{2m\omega_n} \quad (10)$$

Avec :

$$c = 2m\varepsilon\omega_n$$

Où :

ω_n : est la pulsation propre ou naturelle, elle est mesurée par [Rad/S]

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (11)$$

La fréquence naturelle f_n constitue une caractéristique dynamique fondamentale d'une structure. Elle correspond à la fréquence à laquelle la structure tend à vibrer spontanément en l'absence de toute excitation extérieure. Cette fréquence dépend étroitement de la géométrie de la structure, de ses propriétés matérielles (telles que la masse et la rigidité), ainsi que de ses conditions aux limites (ou conditions de support). La détermination expérimentale de f_n est généralement réalisée à l'aide d'essais en vibration libre ou en vibration forcée.

$$f_n = \frac{1}{T_n} = \frac{\omega_n}{2\pi} [S^{-1}] \text{ ou } [HZ]$$

La période propre (ou période naturelle) de vibration, notée T_n , désigne la durée nécessaire à une structure pour accomplir un cycle complet d'oscillation libre, en l'absence de toute force extérieure. Cette grandeur dépend des caractéristiques dynamiques fondamentales de la structure, à savoir sa raideur et sa masse. La période propre joue un rôle essentiel dans l'évaluation de la réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques, telles que les séismes. Sa connaissance est cruciale en conception parasismique et en analyse modale, car elle permet d'identifier les fréquences de résonance et les modes propres de vibration.

L'expression mathématique de la période propre est donnée par la relation suivante :

$$T_n = \frac{1}{f_n} = \frac{2\pi}{\omega_n} [S^{-1}] \text{ ou } [HZ]$$

En substituant les équations (10) et (11) dans (9), on obtient :

$$\ddot{u}(t) + 2\varepsilon\omega_n\dot{u}(t) + \omega_n^2 \frac{k}{m} u(t) = 0$$

La solution de cette équation homogène consiste en une fonction harmonique amortie. Plus précisément, la solution est donnée par :

$$u(t) = \left[u(0)\cos\omega_d(t) + \left(\frac{\dot{u}(0) + \varepsilon\omega_n u(0)}{\omega_d} \right) \sin\omega_d(t) \right] e^{-\varepsilon\omega_n t} \quad (12)$$

Où :

- $u(0)$ Déplacement initiale.
- $\dot{u}(0)$ vitesse initiale

La pulsation propre amortie ω_d est liée à la pulsation propre ω_n par :

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \varepsilon^2} \quad [\text{Rad/s}]$$

Dans la pratique, les structures réelles présentent généralement des rapports d'amortissement inférieurs à 10 %. Ces systèmes sont qualifiés de sous-amortis ($\xi < 100\%$) ce qui implique qu'ils présentent une réponse en vibration libre de type harmonique amortie, comme l'illustre la figure 6 et conformément à l'équation (12)

La période naturelle amortie de la réponse est donnée par :

$$T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{T_n}{\sqrt{1 - \varepsilon^2}} \quad [S]$$

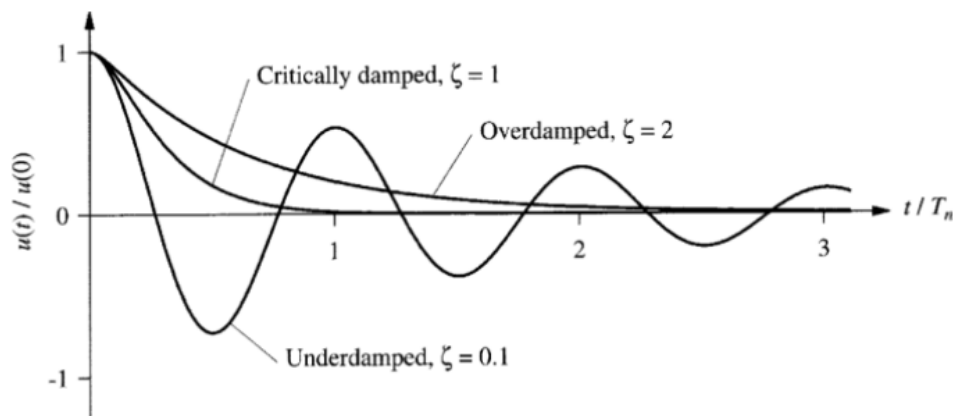


Figure 98 Réponse en vibration libre des structures

(Chopra, 2001)

La période naturelle amortie T_d est généralement très proche de la période naturelle non amortie T_n , c'est-à-dire que l'on peut considérer $T_n \approx T_d$. Ainsi, la période T_n peut être estimée

à partir de la réponse en vibration libre en mesurant simplement le temps requis pour un cycle complet de mouvement amorti.

Il est important de souligner que la réponse vibratoire d'une structure est souvent mesurée en termes d'accélération, plutôt que de déplacement. Toutefois, comme l'indiquent les dérivées successives de l'équation (12), la période naturelle peut être déterminée à partir de la réponse en accélération de la même manière qu'à partir de la réponse en déplacement. (Chopra, 2001)

7. Méthode de décrément :

Le rapport d'amortissement ξ peut également être estimé à partir de la réponse en vibration libre. En considérant le rapport entre les amplitudes de déplacement d'un système vibratoire libre à un instant donné u_n et après m cycles $u_{(n+m)}$ on obtient la relation du décrément logarithmique, utilisée pour quantifier l'amortissement. (Chopra, 2001)

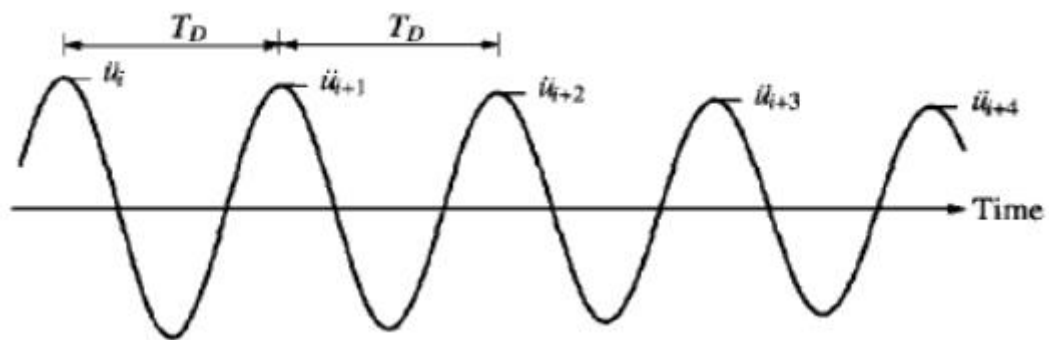


Figure 99 Enregistrement d'accélération d'un système vibrant librement

(Chopra, 2001)

$$\delta_m = \ln\left(\frac{u_n}{u_{n+m}}\right) \approx 2\pi m \xi$$

Ainsi, le rapport d'amortissement peut être écrit comme suit :

$$\xi = \frac{1}{2m\pi\omega_n} \frac{\omega_d}{\omega_n} \ln\left(\frac{u_n}{u_{n+m}}\right) \quad (13)$$

Pour les structures réalistes ($\xi < 10\%$), $\omega_d \approx \omega_n$. Par conséquent, l'équation (13) peut être simplifiée comme suit :

$$\xi = \frac{1}{2m\pi} \ln\left(\frac{u_n}{u_{n+m}}\right) \quad (14)$$

Dans le cadre de l'application pratique de l'équation (14), le temps t est généralement choisi comme l'instant correspondant à un pic situé au début de la réponse, tandis que le temps $n+m$ correspond à un pic ultérieur, après m cycles.

Il convient également de noter que le rapport d'amortissement peut être déterminé à l'aide de cette même équation, même lorsque les valeurs de déplacement sont remplacées par des valeurs d'accélération. Cette propriété est particulièrement importante dans le contexte des essais dynamiques sur les structures, car les accéléromètres, couramment utilisés pour ces mesures, fournissent directement des données en accélération. (Chopra, 2001)

On distinguera trois cas possibles :

- Système non amorti $\xi=0$ ou à amortissement sous-critique $\xi < 1$
- Système à amortissement critique $\xi = 1$
- Système à amortissement sur-critique $\xi > 1$

(Pecker, 2010)

8. Application expérimentale des Méthodes d'identification de l'amortissement :

8.1. Détermination de l'amortissement pour le modèle à 1 DDL par la méthode de décrétement logarithmique :

Dans le cadre de cette étude, quatre essais ont été réalisés à l'aide de la table vibrante du RISAM. Pour chaque essai, le spécimen a été soumis à un déplacement sinusoïdal de fréquence et d'amplitude contrôlées. Les amplitudes de déplacement U_{g0} ont été définies à partir d'une combinaison spécifique de la fréquence f et de l'accélération imposée U''_{g0} , de manière à éviter tout phénomène de résonance. Le Tableau présente les valeurs d'amplitude et de fréquence correspondant aux cinq cas de déplacements imposés.

Pour chaque combinaison d'amplitude et de fréquence, jusqu'à trois répétitions ont été effectuées dans le but d'estimer le taux d'amortissement du spécimen considéré comme un système à un degré de liberté (1DDL), en appliquant la méthode du décrétement logarithmique. Bien que cette méthode soit généralement destinée à l'analyse de systèmes à plusieurs degrés de liberté, elle a été utilisée ici pour un modèle à 1DDL afin de simplifier l'identification.

Les essais ont révélé une réponse vibratoire libre homogène, indiquant une bonne cohérence des données expérimentales. Les résultats détaillés de ces essais sont présentés dans les sections suivantes.

Estimation de l'accélération Accélération imposée \ddot{U}_{g0} :

Apartir cette formule

$$\ddot{U}_{g0} = U_{g0} \cdot \omega^2$$

On obtient :

Tableau 9 Variation de la Fréquence et de l'Amplitude de l'Excitation dans le sens XX

	Sens XX	
	Essai 1	Essai 2
Fréquences (Hz)	5	12.5
Amplitudes U_{g0} (mm)	10	5
Accélération imposée \ddot{U}_{g0} (m/s ²)	24.9101	31.1376

Tableau 10 Variation de la Fréquence et de l'Amplitude de l'Excitation dans le sens YY

	Sens YY	
	Essai 1	Essai 2
Fréquences (Hz)	5	12.5
Amplitudes U_{g0} (mm)	10	5
Accélération imposée \ddot{U}_{g0} (m/s ²)	58.3085	58.3084

8.1.1. Sens XX : (Essai 1)

Pour évaluer l'amortissement à l'aide de la méthode du décrétement logarithmique, un premier essai a été mené à l'aide de la table vibrante. La méthodologie adoptée pour cet essai est présentée ci-après.

Dans ce premier essai, un mouvement sinusoïdal a été généré avec une amplitude de 10 mm et une fréquence de 5 Hz, appliqué dans les deux directions. Un accéléromètre a été

installé à l'extrémité supérieure du tube de la pile afin d'enregistrer la réponse dynamique du spécimen.

Une fois le programme lancé, la table vibrante et le spécimen ont commencé à osciller dans la même direction, traduisant une réponse en vibration libre amortie. Deux essais distincts ont été réalisés. En identifiant deux pics consécutifs dans le signal mesuré, le décrétement logarithmique a été appliqué pour calculer le taux d'amortissement. Par la suite, la période amortie a été extraite afin de déterminer d'autres paramètres dynamiques associés.

Les résultats obtenus ont été représentés sous forme de courbes d'accélération en fonction du temps, illustrant la réponse vibratoire du système. La Figure 8 montre l'interface du gestionnaire de la station MTS793, utilisée pour commander l'essai ; cette interface visualise l'application du signal sinusoïdal à la table vibrante et sa transmission au modèle réduit.

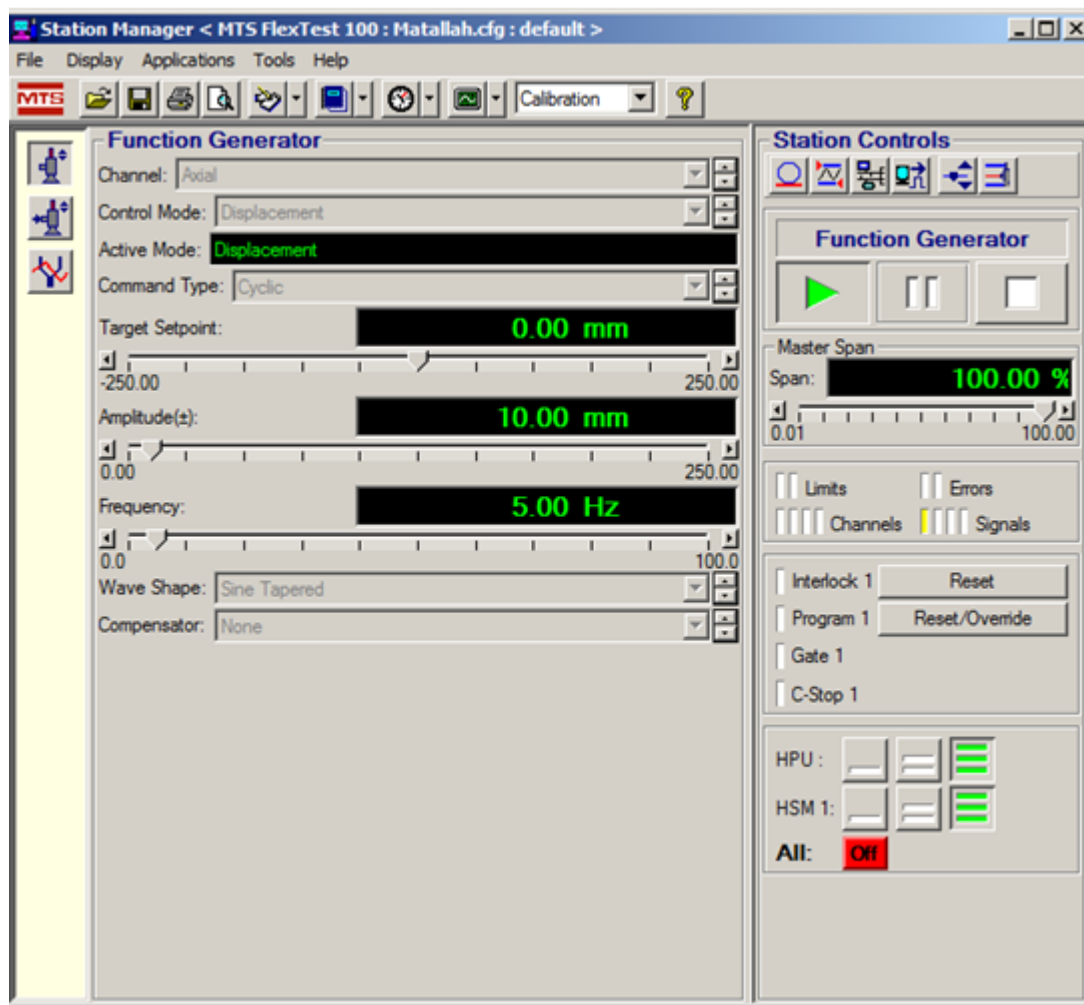


Figure 100 Exemple de Valeurs imposés en vibration libre (Essai 1)

Une fois que le spécimen a atteint son état de régime permanent, tel qu'illustré à la Figure 99, la fréquence du signal a été progressivement réduite jusqu'à zéro, permettant ainsi d'observer la réponse en vibration libre du système, comme le montre la Figure.

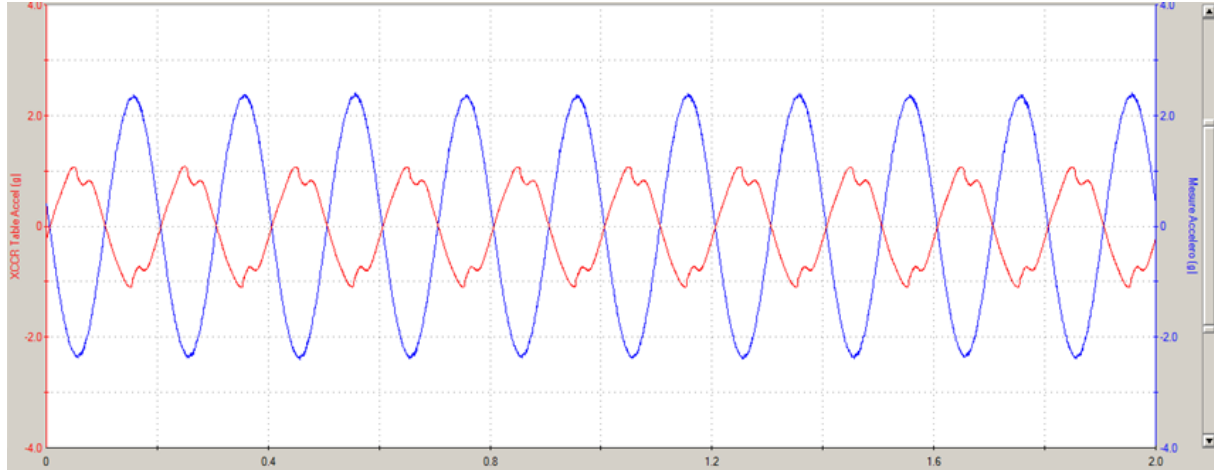


Figure 101 Variation de l'accélération en vibrations harmoniques (Essai01).

À ce stade, le spécimen entre dans un régime de vibration libre, comme le montre la Figure 10. Cette figure distingue clairement deux phases : la première correspond à la réponse en régime permanent, tandis que la seconde illustre le comportement du spécimen en vibration libre. La réponse dynamique enregistrée est présentée lors du premier essai pendant la phase de vibration libre. Les données ont été extraites après 30 secondes de simulation, permettant ainsi de caractériser avec précision la réponse propre du système.

2

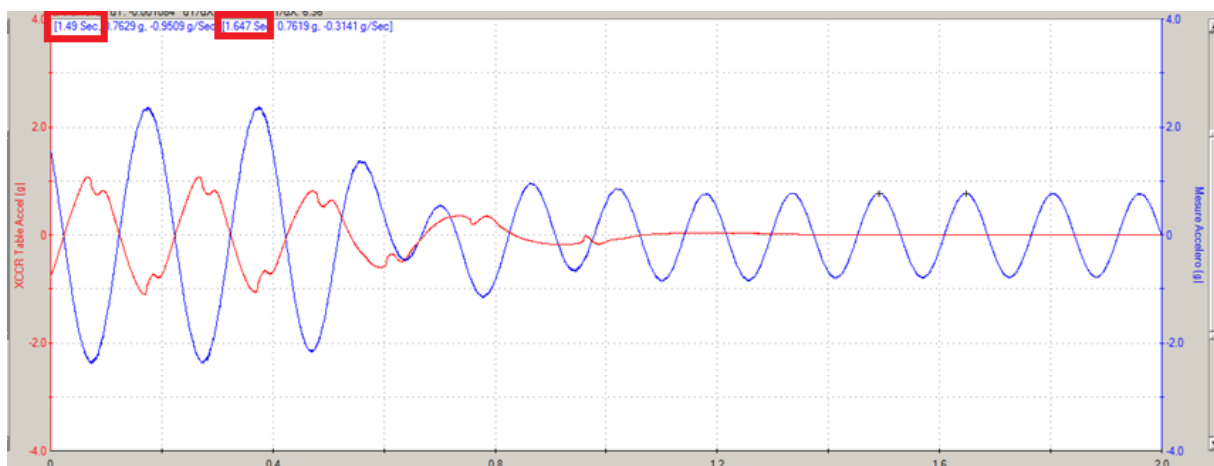


Figure 102 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 1)

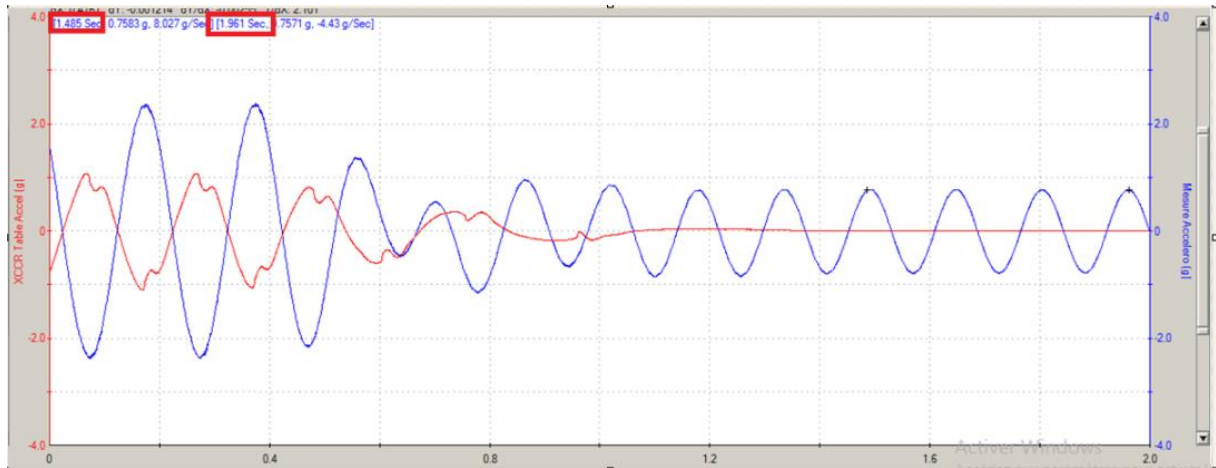


Figure 103 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 2)

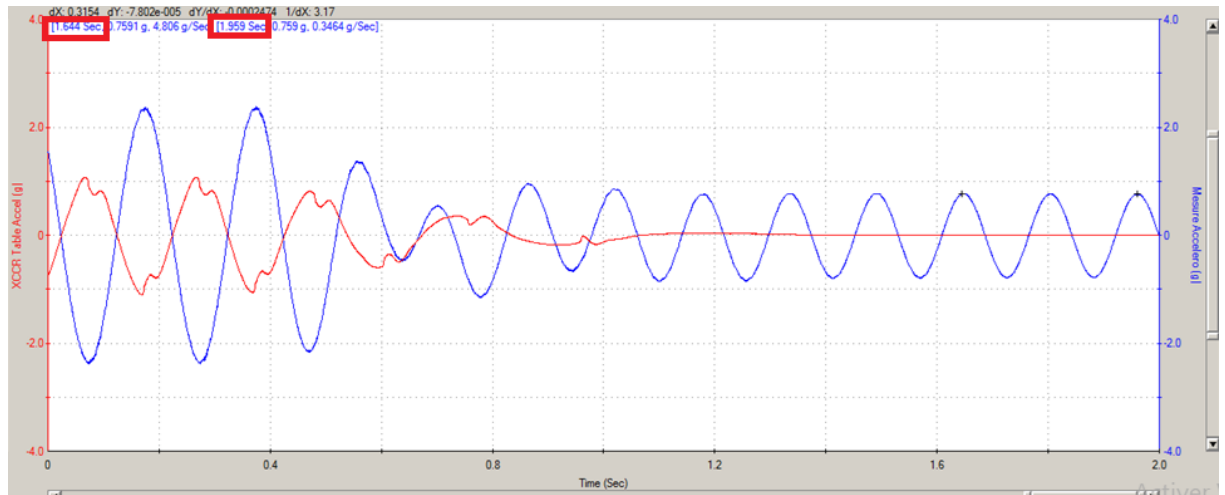


Figure 104 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 3)

Les étapes de calcul des caractéristiques dynamiques amorties à partir de l'essai en vibrations libres ont été détaillées précédemment. À cet effet, deux pics successifs ont été sélectionnés à partir des Figures 102 103 et 104 afin de déterminer le taux d'amortissement et d'en extraire les paramètres dynamiques associés.

À partir de figure (102) l'accélération du 1er pic est $\ddot{U}_1 = 0.7629g$ et le 2ème pic est $\ddot{U}_2 = 0.7619g$, à partir de figure (103) l'accélération de 1er pic est $\ddot{U}_1 = 0.7583g$ et le 2ème pic est $\ddot{U}_2 = 0.7571g$ et à partir de figure (104) l'accélération de 1er pic est $\ddot{U}_1 = 0.7591g$ et le 2ème pic est $\ddot{U}_2 = 0.759g$:

$$\delta_1 = \ln \frac{\ddot{u}_1}{\ddot{u}_2} = \ln \frac{0.7629}{0.7619} = 0.0013$$

$$\delta_2 = \ln \frac{\ddot{u}_1}{\ddot{u}_2} = \ln \frac{0.7583}{0.7571} = 0.0015$$

$$\delta_3 = \ln \frac{\ddot{u}_1}{\ddot{u}_2} = \ln \frac{0.7591}{0.759} = 0.00013$$

A partir desquelles les amortissements sont égaux à :

$$\varepsilon_1 = \frac{\delta_1}{2\pi} = \frac{0.0013}{2 * 3.14} = 0.000207$$

$$\varepsilon_2 = \frac{\delta_2}{2\pi} = \frac{0.0015}{2 * 3.14} = 0.000239$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\delta_3}{2\pi} = \frac{0.00013}{2 * 3.14} = 0.000021$$

On prend la moyenne des deux tests :

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3}{2} = 0.0001556 \approx 0.016\%$$

La période amortie de vibration libre, notée T_D , a également été déterminée. À partir de la Figure 10, le temps correspondant au premier pic est $T_1=1.49$ sec, $T_2=1.647$ sec, tandis que celui du deuxième pic est $T_1=1.485$ sec, $T_2=1.961$ sec, alors que le troisième pic est observé à $T_1=1.644$ sec, $T_2=1.959$ sec. Ainsi, la période amortie pour chaque cas peut être calculée par la différence entre les temps successifs des pics :

$$T_D = \frac{T_{D1} + T_{D2} + T_{D3}}{3}$$

Sachant que pour chaque test la période TDj est :

$$T_{Dj} = T_{D2} - T_{D1}$$

Avec j est le numéro du test

$$T_{D1} = 1.647 - 1.49 = 0.157 \text{ sec}$$

Puisque le 2eme pic est loin du 1^{er} pic par 3 pentes on divise sur 3 :

$$T_{D2} = 1.961 - 1.485 = \frac{0.476}{3} = 0.1586 \text{ sec}$$

Puisque le 2eme pic est loin du 1^{er} pic par 2 pentes on divise sur 2 :

$$T_{D3} = 1.959 - 1.644 = \frac{0.315}{2} = 0.1575 \text{ sec}$$

La moyenne est :

$$T_D = \frac{0.157 + 0.1586 + 0.1575}{3} = 0.1577 \text{ sec}$$

La pulsation amortie ω_D est :

$$\omega_D = \frac{2\pi}{T_D} = 39.8426 \text{ rad/s}$$

La pulsation propre ω est :

$$\omega = \frac{\omega_D}{\sqrt{1 - \varepsilon^2}} = \frac{39.8462}{\sqrt{1 - 0.00016^2}}$$

$$\omega = 39.8426 \text{ rad/s}$$

La période propre T est de :

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0.1577 \text{ sec}$$

Ainsi la fréquence propre :

$$f = \frac{1}{T} = 6.3411 \text{ Hz}$$

On constate que cette fréquence est proche de la fréquence propre mesurée par la technique du bruit blanc du modèle réduit.

Le tableau 11 présente une synthèse des résultats obtenus pour les taux d'amortissement ainsi que les caractéristiques dynamiques amorties, calculés à partir des deux tests réalisés lors du premier essai.

Tableau 11 Calcul des caractéristiques dynamiques obtenu lors d'essai 1

	Essai 1		
	Mesure 1	Mesure2	Mesure 3
\ddot{U}_i	0.7629	0.7583	0.7591
\ddot{U}_{i+1}	0.7619	0.7571	0.759
Décroissement logarithmique δm	0.0013	0.0015	0.00013
Amortissement ξ	0.000207	0.000239	0.000021
Moyenne de l'Amortissement ξ	0.00016		
Amortissement %	0.016%		
T_i	1.49	1.485	1.644
T_{i+1}	1.647	1.961	1.959
La Période ($T_{i+1} - T_i$)	0.157	0.1586	0.1575
La période amortie T_d	0.1577 sec		
La pulsation amortie ω_d	39.8426 rad/sec		
La pulsation propre ω	39.8426 rad/sec		
La période propre T	0.1577 sec		
La fréquence propre f	6.3411 Hz		

8.1.2. Sens XX : (Essai 2)

Afin d'évaluer l'influence de la fréquence sur la réponse dynamique du spécimen, un second essai a été réalisé en modifiant la fréquence d'excitation et l'amplitude par rapport au premier. L'augmentation de fréquence permet de comparer les effets induits par différents régimes vibratoires sur les caractéristiques dynamiques de la structure. Les résultats obtenus lors de ce second essai seront analysés et confrontés à ceux du premier afin de mettre en évidence les différences observées (voir figures 105,106, 107 et108). Un tableau récapitulatif des résultats est également fourni pour le 2eme essai (tableau 12).

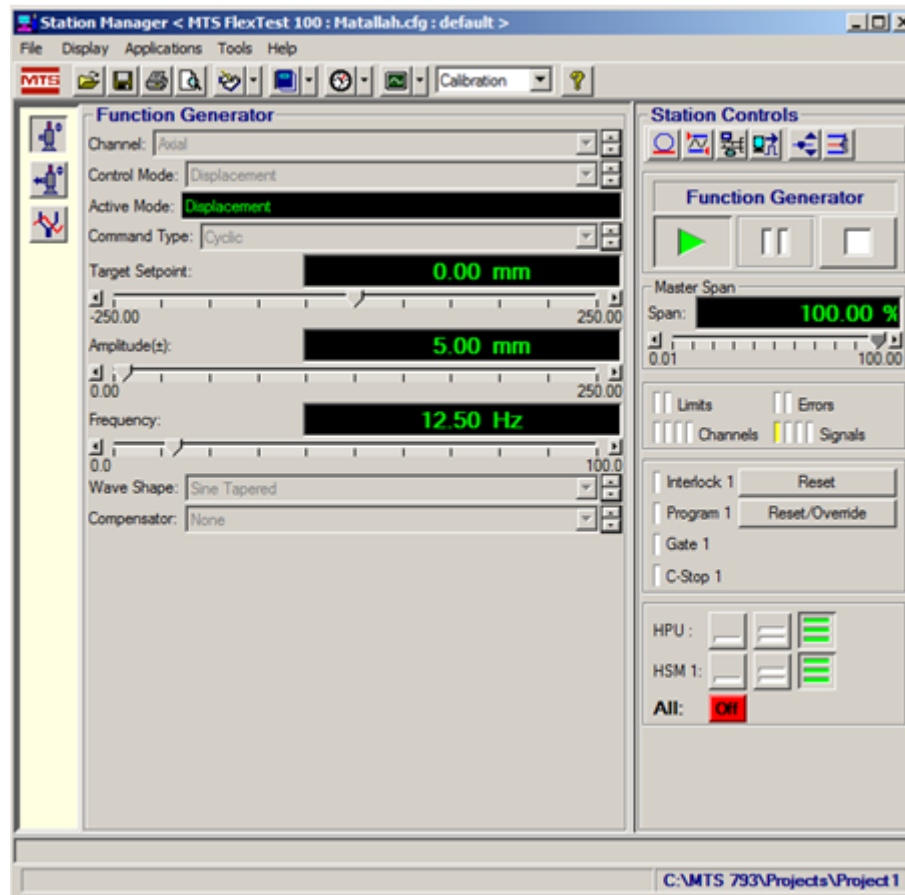


Figure 105 Valeurs imposés en vibration libre (Essai 02)

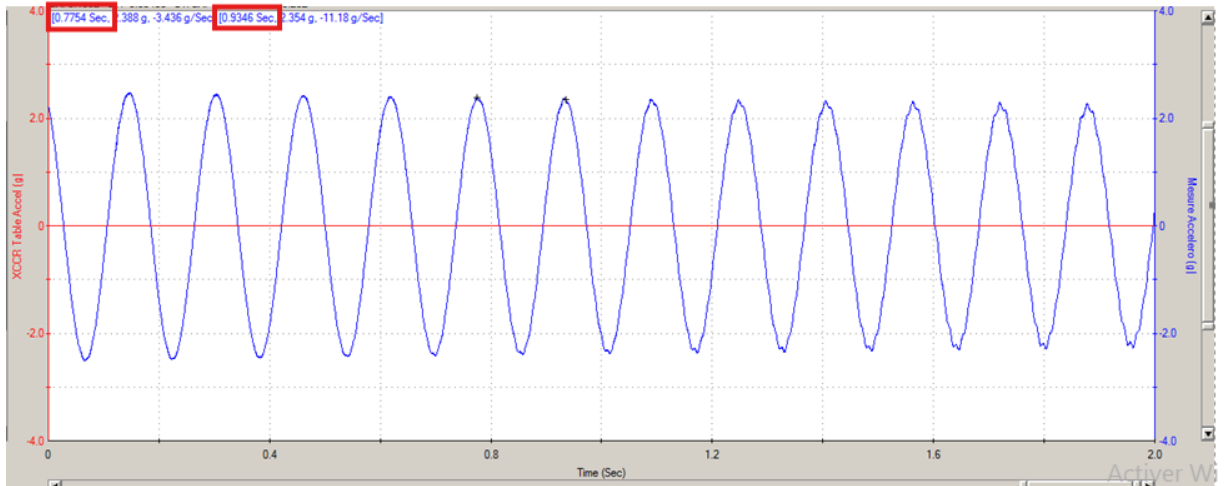


Figure 106 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 1)

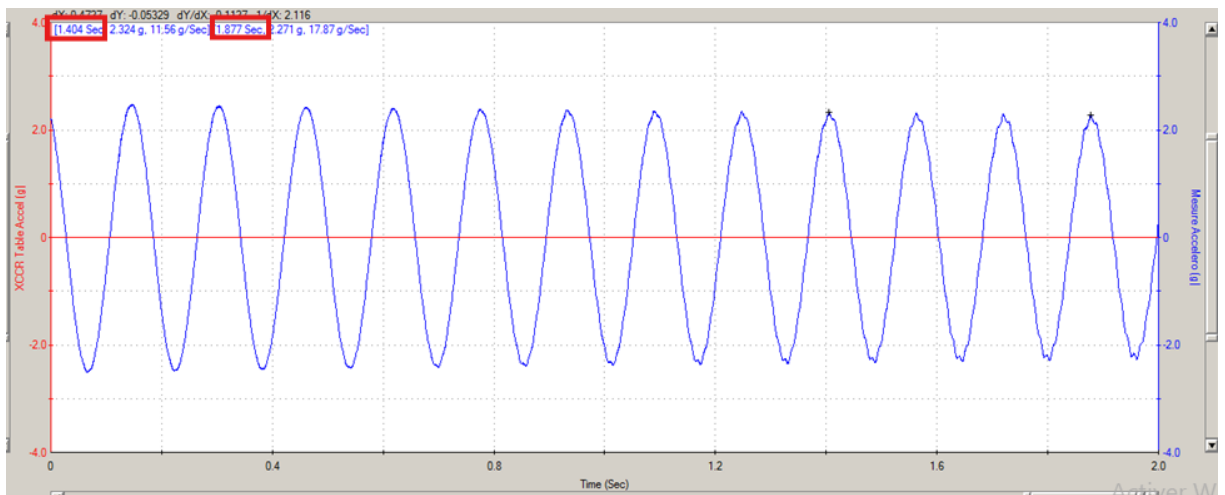


Figure 107 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 2)

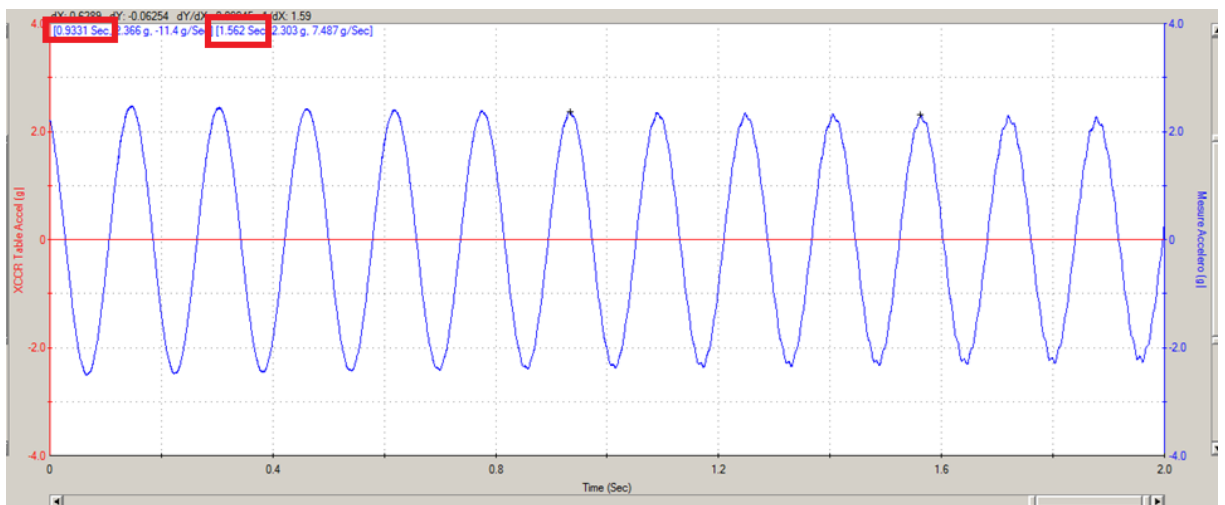


Figure 108 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 3)

Tableau 12 Calcul des caractéristiques dynamiques obtenu lors de (Essai 2)

	Essai 2		
	Mesure 1	Mesure2	Mesure 3
\ddot{U}_i	2.388	2.324	2.366
\ddot{U}_{i+1}	2.354	2.271	2.303
Décrément logarithmique δm	0.01434	0.02307	0.02699
Amortissement ξ	0.00228	0.00367	0.00430
Moyenne de l'amortissement ξ	0.0034		
Amortissement %	0.34 %		
T_i	0.7754	1.404	0.9331
T_{i+1}	0.9346	1.877	1.562
La Période ($T_{i+1} - T_i$)	0.1592	0.1577	0.1572
La période amortie T_d	0.1580		
La pulsation amortie ω_d	39.7670		
La pulsation propre ω	39.7672		
La période propre T	0.1580		
La fréquence propre f	6.3291		

8.1.3. Interprétation des résultats :

Lors du premier essai réalisé dans la direction XX, un mouvement sinusoïdal a été appliqué avec une fréquence de 5 Hz et une amplitude de 10 mm. L'analyse des données enregistrées a permis de déterminer un amortissement très faible, évalué à seulement 0,016 %. Ce taux indique une capacité de dissipation d'énergie presque négligeable, caractéristique d'un système très peu amorti, proche du comportement d'un système non amorti. La période amortie mesurée est de 0,1577 secondes, ce qui correspond à une fréquence propre de 6,34 Hz. Cette fréquence confirme que la structure présente une faible rigidité dans cette direction, entraînant une réponse oscillatoire lente et peu atténuée. La constance des résultats entre les trois mesures successives renforce la fiabilité des paramètres dynamiques obtenus. Ainsi, ce premier essai révèle un comportement typique d'un système à un degré de liberté (1DDL) faiblement amorti, avec une dynamique très sensible aux sollicitations proches de sa fréquence propre.

Le second essai dans la direction XX a été réalisé avec une fréquence d'excitation plus élevée que celle du premier essai, afin d'analyser l'effet de la variation de fréquence sur la réponse dynamique de la structure. Les résultats obtenus montrent une augmentation significative de l'amortissement, avec une valeur moyenne estimée à 0,34 %, contre seulement 0,016 % dans le premier essai. Cette hausse, bien que modérée en valeur absolue, traduit une meilleure dissipation d'énergie. La période amortie mesurée reste stable à environ 0,1580 secondes, correspondant à une fréquence propre de 6,33 Hz, très proche de celle obtenue lors du premier essai. Cette stabilité de la fréquence propre indique que la rigidité et la masse effective du système n'ont pas été modifiées, et que la structure conserve une réponse dynamique cohérente. En somme, cet essai confirme le caractère faiblement amorti de la structure, tout en mettant en évidence une sensibilité de l'amortissement aux conditions d'excitation.

Tableau 13 Tableau comparative entre les deux essais selon le sens XX

	Sens XX		
	Essai 1	Essai 2	Moyenne
L'amortissement ξ (%)	0.016	0.34	0.178
La période amortie TD (sec)	0.1577	0.1580	0.15825
La pulsation amortie ωD (rad/s)	39.8420	39.7670	39.8045
La pulsation propre ω (rad/s)	39.8426	39.7672	39.8049
La période Propre T (sec)	0.1577	0.1580	0.15785
La fréquence Propre f (Hz)	6.3411	6.3291	6.3351

8.1.4. Comparaison entre les deux essais :

La comparaison entre les deux essais réalisés dans le sens XX met en évidence une évolution notable du comportement dynamique de la structure en fonction de la fréquence d'excitation. Lors de l'essai 1, avec une fréquence relativement basse (5 Hz), la structure a présenté un taux d'amortissement extrêmement faible de 0,016 %, révélant une dissipation d'énergie quasi nulle et une réponse vibratoire persistante. En revanche, l'essai 2, réalisé à une fréquence plus élevée, a montré une augmentation de l'amortissement à 0,34 %, traduisant une atténuation plus marquée des oscillations. Malgré cette différence d'amortissement, la fréquence propre de la structure est restée pratiquement constante (environ 6,33 Hz), indiquant que la rigidité et la masse n'ont pas été altérées entre les essais. Ainsi, la structure conserve un comportement linéaire global, tout en montrant une réponse légèrement plus amortie sous excitation plus rapide, ce qui reste conforme aux attentes pour un système à un degré de liberté faiblement amorti.

Par ailleurs, le Tableau résume les résultats obtenus pour les deux essais, en regroupant les périodes amorties, les fréquences naturelles estimées, et les taux d'amortissement. Ces observations confirment la cohérence des résultats expérimentaux avec les principes

fondamentaux de la dynamique des structures, en particulier le comportement typique d'un système linéaire à un degré de liberté soumis à des vibrations libres.

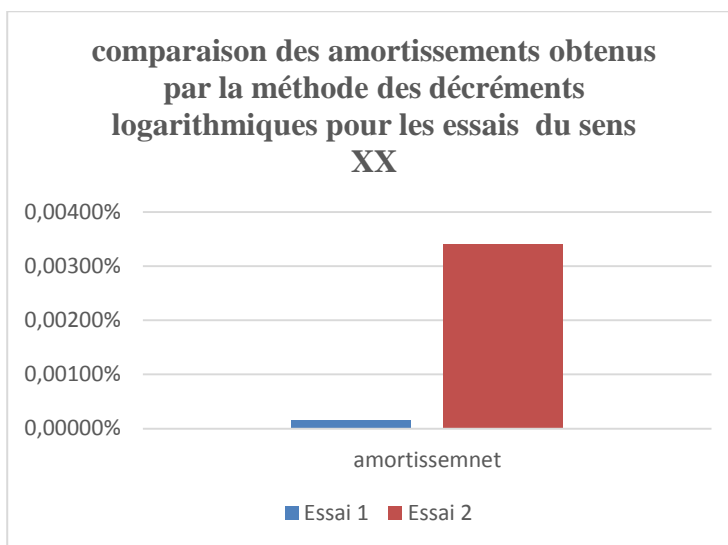


Figure 109 : comparaison des amortissements obtenus par la méthode des décréments logarithmiques pour les essais du sens XX

8.1.5. Sens YY : (Essai 1)

Pour les essais restants du 2eme sens, la même méthodologie a été appliquée afin d'estimer le taux d'amortissement ainsi que les principales caractéristiques dynamiques du spécimen. La section suivante présente les graphiques obtenus lors des essais de vibrations forcées et libres, réalisés à l'aide du logiciel *Station Manager 793* sur la table vibrante (voir figures 110 à 117). Un tableau récapitulatif des résultats est également fourni pour chacun des essais (tableaux 14,15).

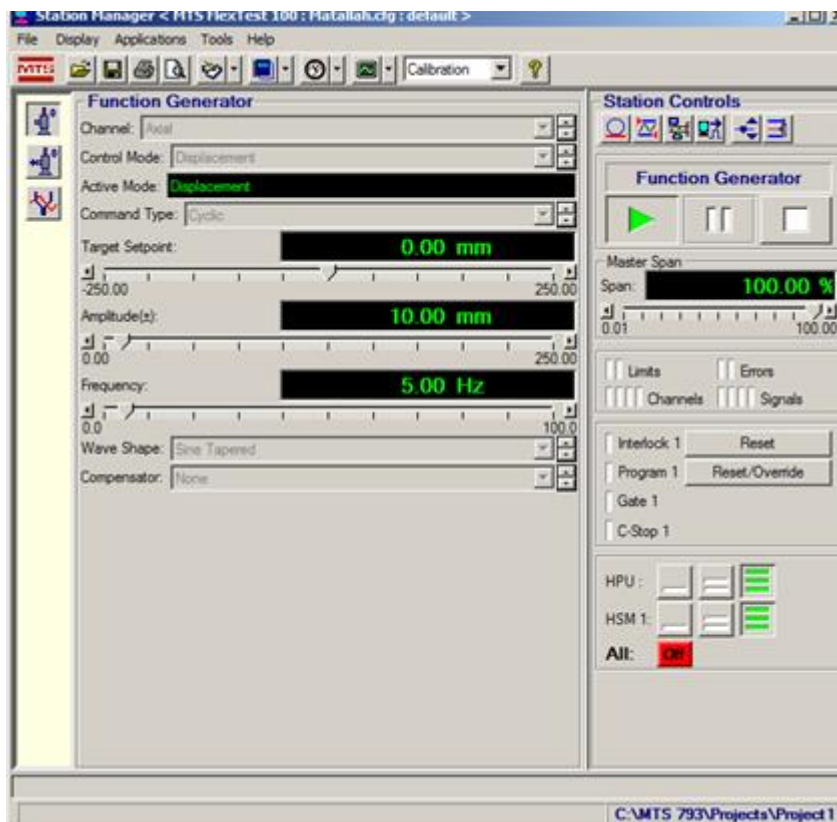


Figure 110 Valeurs imposés en vibration harmonique. (Essai 1)

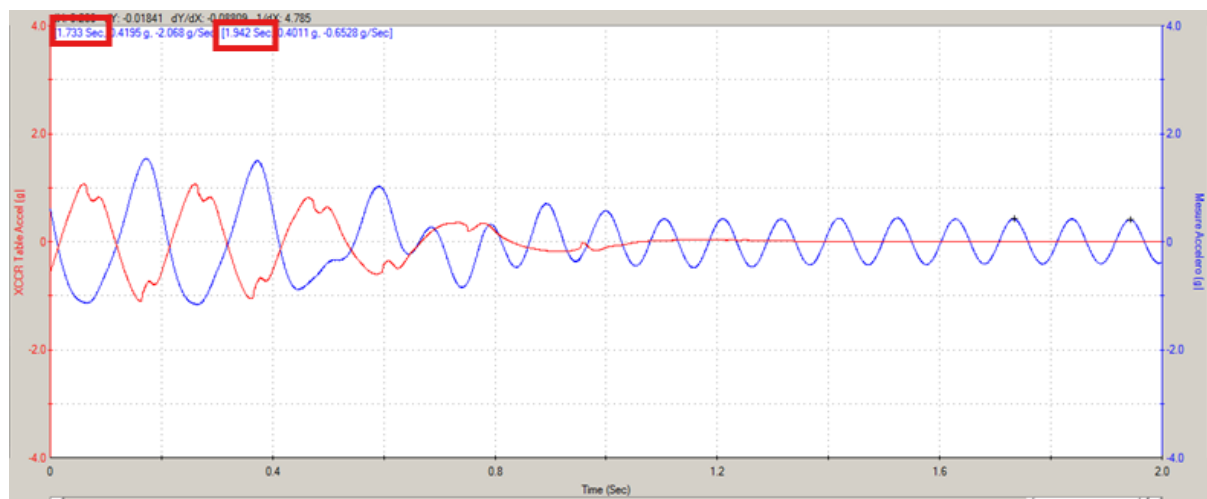


Figure 111 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 1)

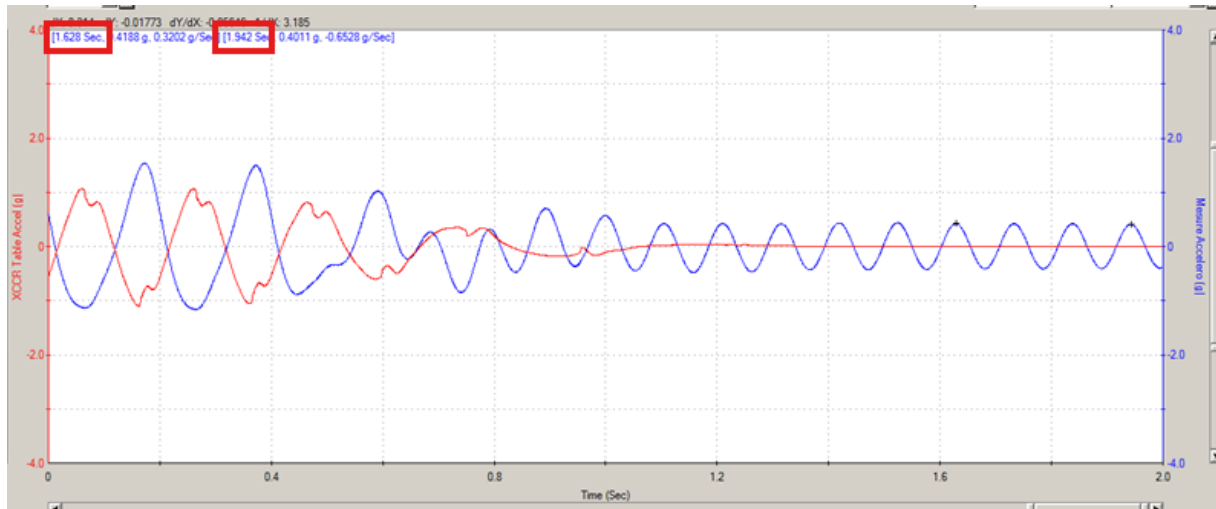


Figure 112 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 2)

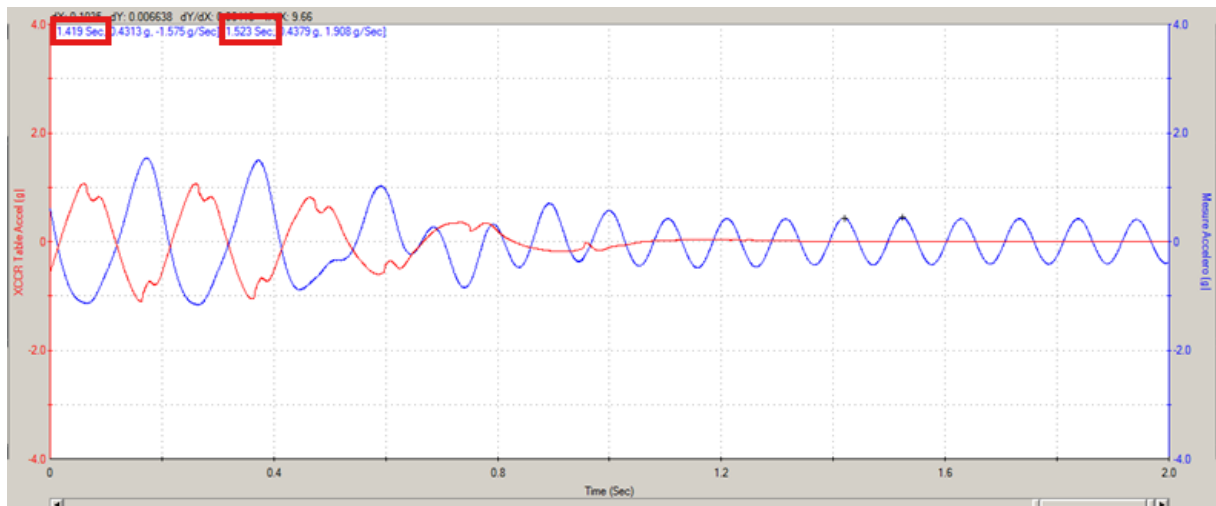


Figure 113 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 3)

Tableau 14 Calcul des caractéristiques dynamiques obtenu lors d'Essai 1

	Essai 1		
	Mesure 1	Mesure2	Mesure 3
\ddot{U}_i	0.4195	0.4188	0.428
\ddot{U}_{i+1}	0.4011	0.4011	0.411
Décrément	0.04485	0.04318	0.04053

logarithmique δm			
Amortissement ξ	0.00714	0.00688	0.00645
Moyenne de l'amortissement	0.00682		
Amortissement %	0.682 %		
T_i	1.733	1.628	1.421
T_{i+1}	1.942	1.942	1.523
La Période ($T_{i+1} - T_i$)	0.1045	0.1047	0.1020
La période amortie T_d	0.1037		
La pulsation amortie ω_d	60.59		
La pulsation propre ω	60.5914		
La période propre T	0.1037		
La fréquence propre f	9.6434		

8.1.6. Sens YY : (Essai 2)

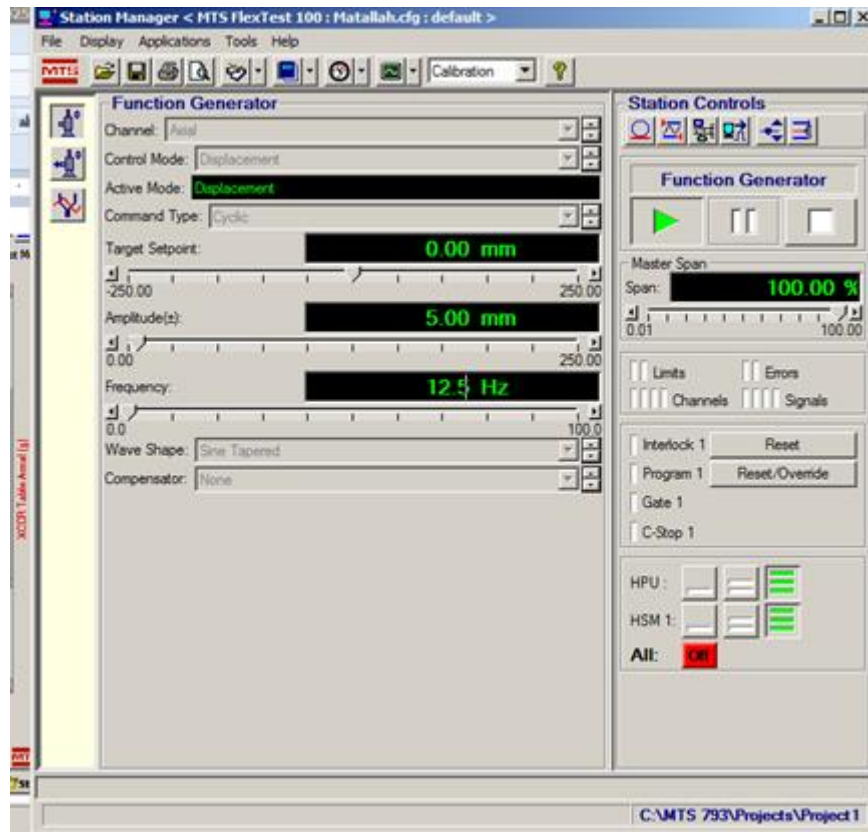


Figure 114 Valeurs imposés en vibration harmonique. (Essai2)

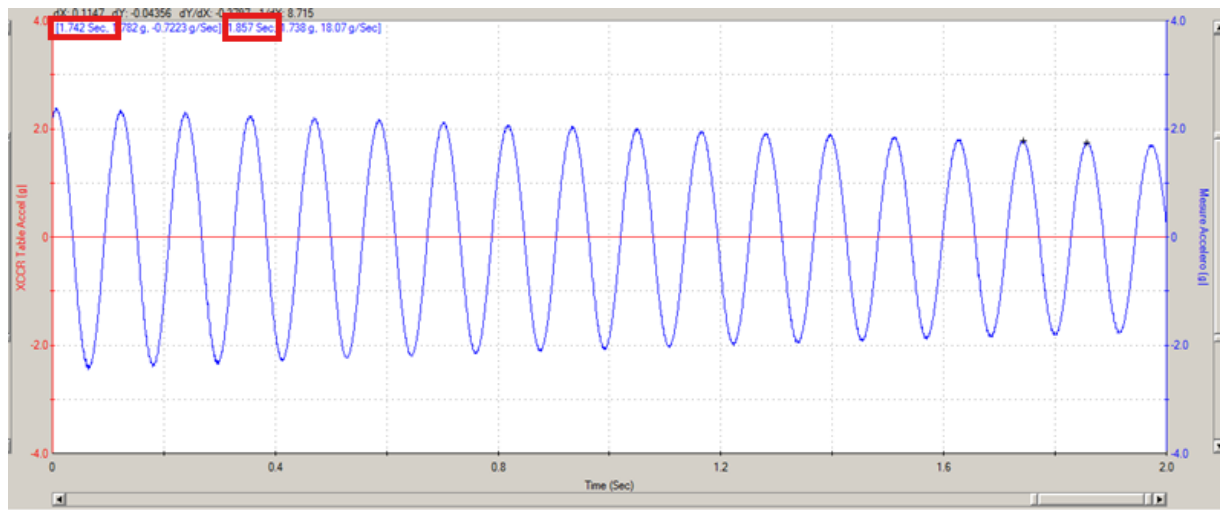


Figure 115 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 1)

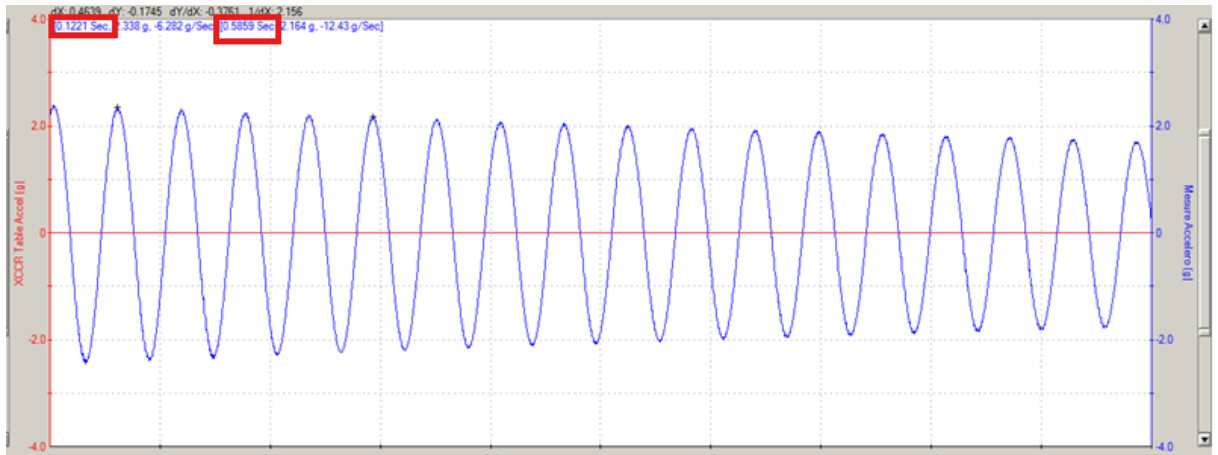


Figure 116 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 2)

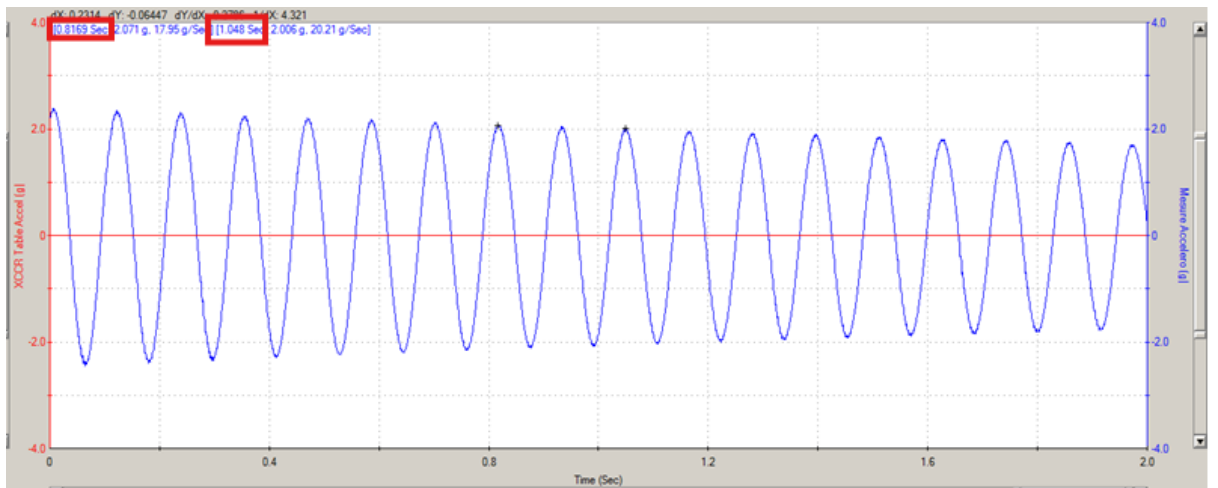


Figure 117 Variation de l'accélération en vibrations libres (mesure 3)

Tableau 15 Calcul des caractéristiques dynamiques obtenu lors d'essai 2

	Essai 1		
	Mesure 1	Mesure2	Mesure 3
\ddot{U}_i	1.782	2.338	2.071
\ddot{U}_{i+1}	1.738	2.164	2.006
Décroissement logarithmique δm	0.02500	0.07734	0.03189

Amortissement ξ	0.00398	0.01231	0.00508
Moyenne de Amortissement	0.0071		
Amortissement %	0.71 %		
T_i	1.742	0.1221	0.8169
T_{i+1}	1.857	0.5859	1.048
La Période ($T_{i+1} - T_i$)	0.115	0.1160	0.1156
La période amortie T_d	0.1155		
La pulsation amortie ω_d	54.3999		
La pulsation propre ω	54.4013		
La période propre T	0.1155		
La fréquence propre f	8.6580		

8.1.7. Interprétation des résultats :

Le premier essai réalisé dans le sens YY (direction rigide de la pile) a consisté à appliquer une excitation harmonique suivie d'une phase de vibration libre, afin d'évaluer les propriétés dynamiques fondamentales du système. Les résultats obtenus indiquent un taux d'amortissement moyen de 0,682 %, ce qui traduit une capacité modérée de dissipation d'énergie, cohérente avec le comportement typique de structures métalliques. En effet, les structures en acier sont généralement peu amorties intrinsèquement, l'amortissement étant souvent influencé par les frottements aux interfaces et les liaisons mécaniques. La fréquence propre mesurée est de 9,64 Hz, correspondant à une période amortie de 0,1037 secondes, ce qui confirme la rigidité accrue de la pile dans la direction YY. Ce résultat est attendu, car dans cette orientation, le modèle est conçu pour simuler la résistance longitudinale de la pile, soumise à des charges dynamiques transversales telles que les séismes ou les rafales de vent.

Le caractère rigide du modèle réduit est ainsi clairement identifié par la haute fréquence propre et une réponse vibratoire rapide.

Le second essai qui été réalisé dans les mêmes conditions expérimentales, avec des paramètres d'excitation légèrement modifiés afin d'analyser l'influence des sollicitations vibratoires sur la réponse dynamique du modèle. Le taux d'amortissement obtenu est légèrement plus élevé, atteignant 0,71 %, traduisant une dissipation d'énergie légèrement accrue. Ce phénomène peut être attribué à un comportement non linéaire faiblement perceptible dans les connexions ou les appuis, ou encore à des effets secondaires liés à la structure d'essai (par exemple, les interfaces entre le modèle réduit et la table vibrante). La fréquence propre est cette fois légèrement réduite à 8,66 Hz, avec une période amortie de 0,1155 secondes, ce qui reste dans un intervalle cohérent avec les résultats du premier essai. La diminution modérée de la fréquence propre peut refléter une interaction structure-support plus souple lors de ce second essai, mais ne remet pas en cause la stabilité globale du comportement dynamique de la pile modélisée.

Tableau 16 Résumé des caractéristiques dynamiques identifiés

	Sens YY		
	Essai 1	Essai 2	Moyenne
L'amortissement ξ (%)	0.682	0.71	0.696
La période amortie TD (sec)	0.1037	0.1155	0.1096
La pulsation amortie ωD (rad/s)	60.59	54.3999	57.4949
La pulsation propre ω (rad/s)	60.5914	54.4013	57.4963
La période Propre T (sec)	0.1037	0.1155	0.1096
La fréquence Propre f (Hz)	9.6434	8.6580	9.1357

8.1.8. Comparaison entre les deux essais :

La comparaison des deux essais dans la direction rigide de la pile montre une bonne stabilité des caractéristiques dynamiques, malgré de légères variations dues aux conditions d'excitation. L'amortissement reste faible, bien que supérieur à celui mesuré dans la direction XX, confirmant que la dissipation d'énergie est plus importante dans le sens longitudinal de la pile. Cette différence s'explique par la configuration géométrique et mécanique du modèle réduit, qui offre davantage de résistance et donc d'interactions dissipatives dans ce sens. Par ailleurs, la fréquence propre plus élevée (9,6–8,6 Hz) atteste de la plus grande rigidité de la structure dans cette direction, ce qui correspond aux attentes pour une pile de pont conçue pour résister aux charges horizontales et verticales importantes. Les résultats expérimentaux confirment ainsi que le modèle réduit faiblement amorti et soumis à des vibrations libres dans un cadre contrôlé.

La Figure 118 permet de visualiser la comparaison des taux d'amortissement pour les différentes configurations testées. Cette représentation met en évidence une légère augmentation de l'amortissement avec la modification des conditions d'essai, bien que l'ensemble des valeurs reste dans une plage faible. Par ailleurs, le Tableau 6 résume les résultats obtenus pour les différents essais, en regroupant les périodes amorties, les fréquences naturelles estimées, et les taux d'amortissement. Ces observations confirment la cohérence des résultats expérimentaux avec les principes fondamentaux de la dynamique des structures, en particulier le comportement typique d'un système linéaire à un degré de liberté soumis à des vibrations libres et forcées.

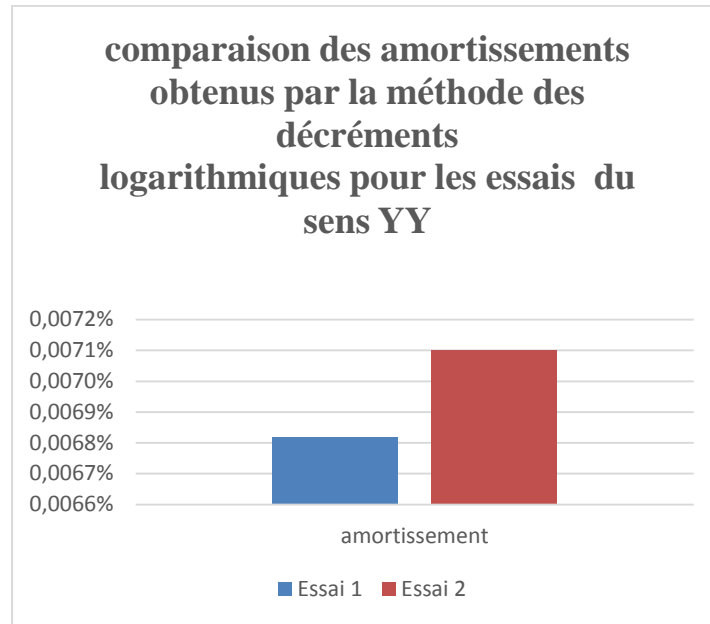


Figure 118 Comparaison des amortissements obtenus par la méthode des décréments

8.1.9. Comparaison des deux sens :

Dans le sens XX, les deux essais ont révélé des taux d'amortissement très faibles. Lors du premier essai, un taux moyen de 0,016 % a été observé, ce qui reflète une dissipation d'énergie quasi négligeable, caractéristique d'un système faiblement amorti. Lors du second essai, bien que la fréquence d'excitation ait été augmentée, l'amortissement reste modéré à 0,34 %. En moyenne, l'amortissement dans cette direction est de 0,178 %. La période amortie moyenne est restée stable à environ 0,158 secondes, et la fréquence propre obtenue est de 6,33 Hz, indiquant une faible rigidité structurelle dans cette direction.

En revanche, dans le sens YY, la structure a montré un comportement plus rigide et une dissipation d'énergie plus marquée. Le taux d'amortissement moyen lors du premier essai a été de 0,682 %, et de 0,71 % lors du second, pour une moyenne de 0,696 %. La période amortie moyenne est légèrement plus courte que dans le sens XX, avec une valeur de 0,1096 secondes, tandis que la fréquence propre est significativement plus élevée, atteignant une moyenne de 9,13 Hz. Ces résultats traduisent une plus grande rigidité dans la direction YY, ce qui est cohérent avec la conception structurelle du modèle étudié.

Ces observations confirment que le modèle étudié possède une réponse dynamique anisotrope. La direction XX, plus souple, présente une faible capacité à dissiper l'énergie vibratoire, tandis que la direction YY, plus rigide, montre un amortissement légèrement plus élevé, probablement influencé par des effets de frottements aux interfaces ou dans les

connexions mécaniques. Dans les deux cas, les réponses sont caractéristiques d'un système à un degré de liberté faiblement amorti.

8.2. Détermination de l'amortissement pour un spécimen à 1 DDL par la méthode de demi-puissance :

Pour déterminer le taux d'amortissement d'un spécimen modélisé comme un système à un degrés de liberté à l'aide de la méthode de la demi-puissance, il est indispensable d'obtenir sa réponse en fréquence. À cette fin, un signal de bruit blanc est utilisé, car il constitue une excitation aléatoire contenant un spectre énergétique uniforme sur une large gamme de fréquences, incluant les fréquences propres du système.

L'enregistrement du bruit blanc est effectué en excitant la structure du spécimen à faible amplitude, de manière à couvrir ses modes propres sans compromettre son intégrité physique. Ce signal permet de capter la réponse temporelle du système soumis à une excitation aléatoire.

Par la suite, la transformée de Fourier est appliquée à cette réponse temporelle afin d'obtenir sa représentation dans le domaine fréquentiel (voir figure 119,121). Cette transformation permet de mettre en évidence les fréquences propres du système ainsi que les amplitudes associées, fournissant ainsi la base nécessaire pour l'application de la méthode de demi-puissance en vue de l'estimation de l'amortissement.

8.2.1. Sens XX :

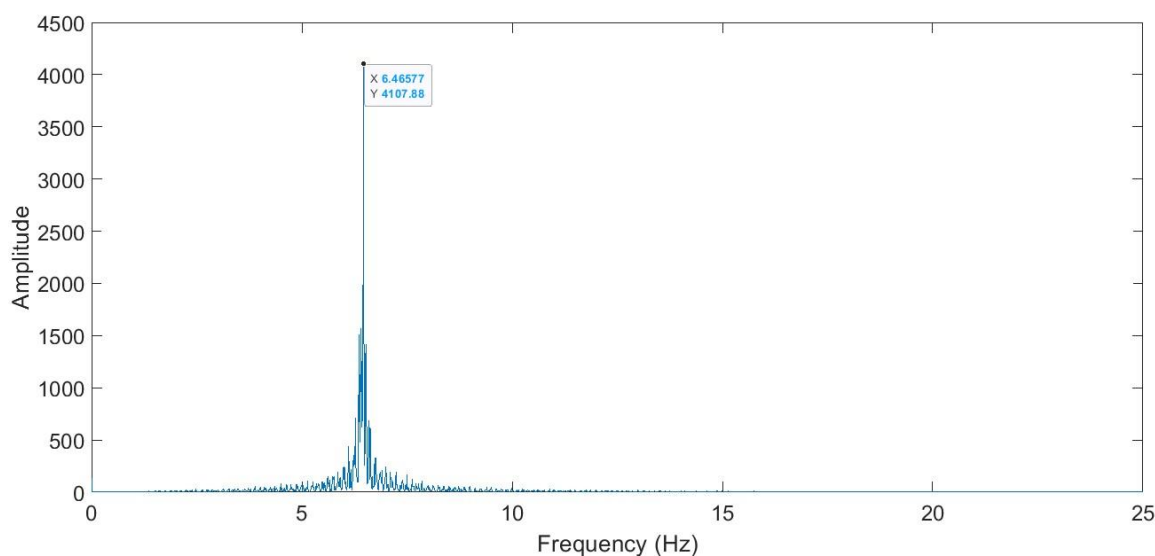


Figure 119 Réponse en Fréquence du spécimen dans le sens souple (XX) au bruit blanc

Une fois la réponse en fréquence obtenue à partir de l'enregistrement du bruit blanc, les fréquences propres du spécimen sont identifiées comme les pics de la courbe de réponse fréquentielle. Pour chaque mode ainsi repéré, la méthode de demi-puissance est appliquée conformément à la relation précédemment exposée.

Afin de déterminer le taux d'amortissement du premier mode, on commence par repérer l'amplitude maximale de la réponse à la fréquence propre correspondante. Cette valeur maximale est ensuite multipliée par $1/\sqrt{2}$ afin d'obtenir le niveau correspondant à la demi-puissance.

On projette cette valeur sur l'axe des fréquences pour identifier les deux fréquences limites, notées $f_1=6.46$ Hz et $f_2=6.47050$ Hz dans le sens XX, auxquelles l'amplitude de la réponse atteint $1/\sqrt{2}$ de l'amplitude maximale (voir figure 120).

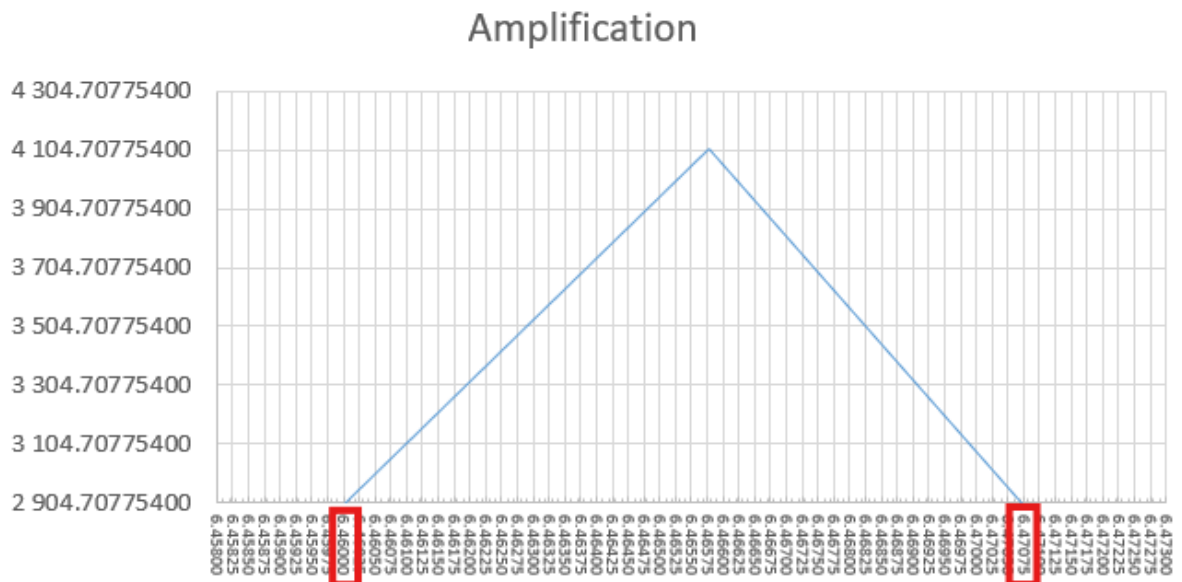


Figure 120 graphe représente la valeur de f_1 et f_2 dans le sens XX

Le taux d'amortissement associé au sens YY est ensuite calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\varepsilon = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1}$$

$$\varepsilon = \frac{6.47075 - 6.46}{6.47075 + 6.46}$$

$$\varepsilon = 0.000814$$

Tableau 17 Résultats de calcul d'amortissement pour le sens XX par la méthode de demi puissance

Amplitude max		Amplitude max $/\sqrt{2}$	Fréquences (Hz)		L'amortissement (%)
Amplitude max XX	4107.8771	2 904.707754	f1	6.46	0.08314
			f2	6.47075	

8.2.2. Sens YY :

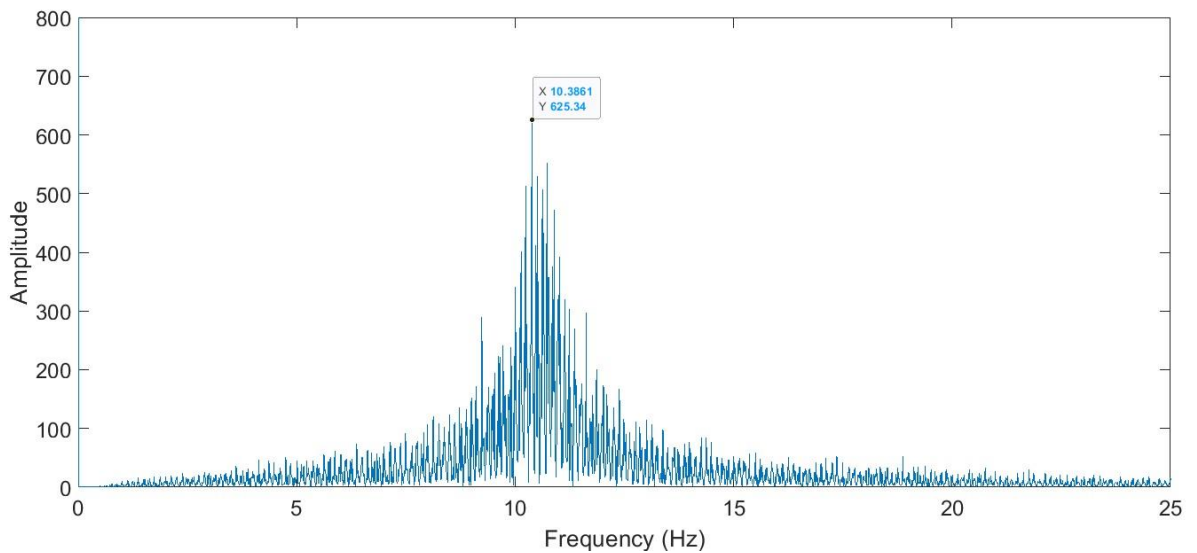


Figure 121 Réponse en Fréquence du spécimen dans le sens rigide (YY) au bruit blanc

Amplification

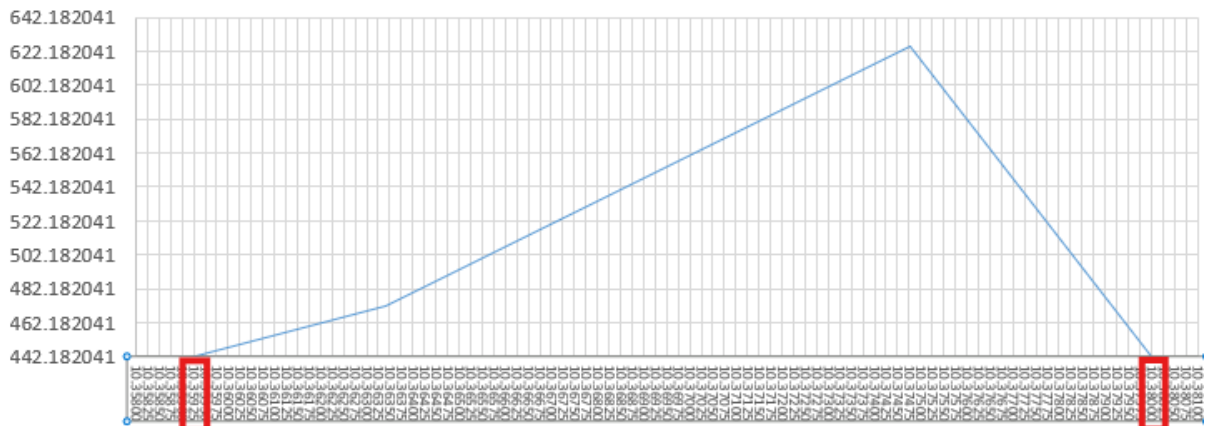


Figure 122 graphe représente la valeur de f_1 et f_2 dans le sens YY

Le taux d'amortissement associé au sens YY est ensuite calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\varepsilon = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1}$$

$$\varepsilon = \frac{10.38 - 10.35925}{10.38 + 10.35925}$$

$$\varepsilon = 0.0010005$$

Tableau 18 Résultats de calcul d'amortissement pour le sens YY par la méthode de demi puissance

Amplitude max		Amplitude max $/\sqrt{2}$	Fréquences (Hz)		L'amortissement (%)
Amplitude max XX	625.3398	442.1820	f1	10.35925	0.10005
			f2	10.38	

8.2.3. Comparaison de l'amortissement obtenu par la méthode de demi-puissance :

L'amortissement mesuré dans la direction XX (la plus souple) est de 0,083 %, tandis que dans la direction YY (la plus rigide), il est légèrement plus élevé, à 0,10 %.

Cette différence reste faible, mais elle traduit une meilleure capacité de dissipation d'énergie dans la direction rigide. Cela est cohérent avec le comportement attendu de la structure : une direction plus rigide présente généralement davantage de frottements internes ou de résistances au mouvement, ce qui augmente légèrement l'amortissement.

Dans les deux cas, les valeurs d'amortissement sont très faibles, ce qui est typique des structures métalliques peu amorties. La méthode de demi-puissance a permis de mettre en évidence cette différence subtile mais significative entre les deux directions.

Tableau 19 comparaison des résultats obtenue par la méthode de demi puissance

Sens	Fréquence propre	Amplitude max	Taux d'amortissement %
XX (longitudinal)	6.47	4107.8771	0.08314

YY (transversal)	10.37	625.3398	0.10005
------------------	-------	----------	---------

9. Comparaison entre les deux méthodes :

Tableau 20 Comparaison entre la méthode du décrétement logarithmique et la méthode de demi-puissance

Sens	Décrétement logarithmique (%)	Demi-puissance (%)	Rapport
XX	0.178	0.08314	
YY	0.696	0.10005	

L'étude expérimentale menée sur une pile de pont en acier a permis d'identifier les caractéristiques dynamiques de la structure à l'aide de deux méthodes classiques : la méthode du décrétement logarithmique, appliquée à des réponses en vibration libre, et la méthode de la demi-puissance, appliquée à la réponse en fréquence issue d'un essai au bruit blanc. Ces deux approches ont été évaluées dans deux directions principales : le sens XX, considéré comme la direction souple, et le sens YY, correspondant à la direction rigide.

Dans le sens XX (longitudinal) :

La méthode du décrétement logarithmique a permis d'estimer un taux moyen d'amortissement de 0,178 %, alors que la méthode de la demi-puissance a donné une valeur plus faible, de 0,083 %. Cette différence notable peut s'expliquer par la nature des signaux analysés. Le décrétement logarithmique, basé sur la décroissance de l'amplitude au cours du temps, est particulièrement sensible aux premières oscillations et peut intégrer certaines incertitudes liées aux conditions initiales ou au bruit de mesure. En revanche, la méthode de demi-puissance, qui s'appuie sur l'analyse fréquentielle, fournit des résultats plus stables mais plus conservateurs. Ainsi, les deux méthodes confirment le comportement faiblement amorti de la structure dans cette direction, bien que la méthode temporelle tende à surestimer légèrement l'amortissement.

Dans le sens YY (transversale) :

Les deux méthodes confirment que l'amortissement est plus important dans cette direction. Le décrétement logarithmique indique un amortissement moyen de 0,696 %, tandis que la méthode de demi-puissance fournit un taux de 0,10 %. Bien que les valeurs diffèrent,

les deux approches traduisent une dissipation d'énergie plus importante que dans le sens XX. Cette différence peut être attribuée aux frottements internes, aux liaisons mécaniques ou aux effets de contact dans la direction plus rigide. Comme dans le sens XX, la méthode du décrétement logarithmique semble capter une amplitude d'amortissement plus élevée, probablement en raison de sa sensibilité aux premières oscillations de la réponse libre.

Les deux méthodes donnent des résultats cohérents en termes de tendance ($YY > XX$), ce qui renforce la fiabilité des observations. Toutefois, des écarts de valeurs absolues sont constatés, la méthode du décrétement logarithmique donnant systématiquement des taux plus élevés que la méthode de demi-puissance. Cela s'explique par leur principe fondamental : la première analyse les décroissances temporelles, tandis que la seconde repose sur les largeurs de bande fréquentielles à mi-amplitude. En pratique, la méthode de demi-puissance est plus robuste face aux perturbations extérieures, mais nécessite une réponse en fréquence bien définie.

En résumé, la méthode du décrétement logarithmique est bien adaptée pour des essais en vibration libre avec des mesures précises des pics successifs, mais elle peut être influencée par des erreurs de lecture ou des bruits. La méthode de demi-puissance, plus rigoureuse dans l'analyse en fréquence, fournit des estimations plus faibles mais plus fiables dans certains cas. L'utilisation conjointe des deux méthodes est donc recommandée pour obtenir une estimation complète et robuste de l'amortissement, en tirant parti des avantages spécifiques de chacune.

10. Conclusion :

Cette étude expérimentale a permis de caractériser le comportement dynamique d'une pile de pont en acier, en mettant en évidence des différences comportementales marquées entre ses deux axes principaux : l'axe XX, considéré comme souple, et l'axe YY, considéré comme rigide.

Les résultats obtenus montrent un amortissement extrêmement faible selon l'axe XX, avec une valeur moyenne de 0,178 %, ce qui est typique des systèmes peu dissipatifs. En revanche, un amortissement plus significatif a été observé selon l'axe YY, avec une moyenne de 0,696 %, ce qui peut être attribué aux frottements internes dans cette direction plus rigide.

Les méthodes d'identification utilisées dans cette étude ont démontré leur complémentarité. Le décrétement logarithmique a permis d'obtenir des estimations directes à

partir de la décroissance vibratoire, tandis que la méthode de demi-puissance a confirmé ces tendances à travers l'analyse fréquentielle, avec des valeurs d'amortissement de 0,083 % pour l'axe XX et 0,100 % pour l'axe YY.

Ces travaux mettent en lumière l'importance d'une caractérisation dynamique multidirectionnelle dans la conception parasismique, en particulier pour les structures métalliques. En effet, la faible dissipation d'énergie propre à ces structures nécessite une attention particulière aux risques de résonance, afin de garantir leur performance et leur sécurité en cas de sollicitation sismique.

Chapitre VII :

Etude sismique du modèle réduit :

Application du séisme de Kobe

1. Introduction

La réponse sismique d'un modèle réduit de pont soumis à des simulations contrôlées de séismes inspirées du tremblement de terre de Kobe de 1995, un événement sismique majeur qui a profondément marqué les infrastructures urbaines et les pratiques en génie parasismique. Le séisme de Kobe, survenu le 17 janvier 1995 près de la ville de Kobe et de la faille de Nojima, a atteint une magnitude d'environ 7,2 et a entraîné d'importantes pertes humaines, des dégâts structurels considérables ainsi que des pertes économiques significatives, en raison de sa proximité avec une région densément peuplée et économiquement stratégique.

Les effets catastrophiques de ce séisme ont mis en lumière les vulnérabilités critiques des conceptions structurelles existantes et ont souligné l'urgence d'améliorer la résilience sismique des infrastructures. Par conséquent, le tremblement de terre de Kobe est devenu une étude de cas incontournable en génie parasismique, fournissant des données sismiques réalistes qui servent à développer et valider des méthodologies de conception résistantes aux séismes.

Cette recherche vise à simuler des mouvements sismiques au sol dérivés du séisme de Kobe à différents niveaux d'intensité à l'aide d'une table vibrante, afin de permettre une analyse expérimentale détaillée du comportement dynamique d'un modèle réduit de pont. Des paramètres clés tels que l'Accélération Maximale du Sol (PGA) et le Déplacement Maximal du Sol (PGD) sont mesurés et analysés pour comprendre comment l'intensité sismique influence les réponses structurelles en termes d'accélération et de déplacement. Des simulations numériques sont également utilisées pour compléter et valider les résultats expérimentaux, garantissant une interprétation robuste de la performance sismique du pont.

En appliquant rigoureusement les lois de similitude au modèle de pont et en utilisant des entrées sismiques réalistes, ce mémoire contribue à faire progresser les connaissances sur la réponse des structures soumises à des charges sismiques, soutenant ainsi l'amélioration des normes de conception parasismique et le renforcement de la résilience des infrastructures critiques face aux aléas sismiques futurs.

2. Le séisme de Kobe 1995 :

2.1. Le tremblement de terre qui a bouleversé la ville

Le tremblement de terre de Kobe, également connu sous le nom de Grand séisme de Hanshin-Awaji, a frappé le 17 janvier 1995 à 5 h 46, heure locale, dans la partie sud de la préfecture de Hyōgo, au Japon, près de l'extrémité nord de l'île d'Awaji, à environ 20 km de la ville de Kobe. Il a atteint une magnitude d'environ 6,9 sur l'échelle de magnitude de moment (7,2–7,3 sur d'autres échelles) et une intensité sismique maximale de 7 sur l'échelle de l'Agence météorologique japonaise (JMA), équivalente à XI–XII sur l'échelle d'intensité de Mercalli modifiée.

Les secousses ont duré environ 20 secondes et ont été causées par une rupture en décrochement dextre le long de la faille de Nojima, qui s'est étendue sur environ 40 kilomètres de l'île d'Awaji jusqu'à Kobe. Le séisme a causé entre 5 500 et 6 400 morts, avec plus de 36 000 à 43 000 blessés.

Environ 250 000 à 310 000 personnes ont été déplacées, avec plus de 200 000 bâtiments endommagés ou détruits, y compris des infrastructures essentielles telles que les routes, les voies ferrées et les installations portuaires.

Des incendies se sont déclarés dans toute la ville, détruisant des milliers de maisons et causant des centaines de décès, aggravés par la rupture des canalisations d'eau qui a entravé les efforts de lutte contre le feu. La catastrophe a laissé de nombreux survivants sans abri et exposés initialement à des conditions hivernales rigoureuses, l'intervention d'urgence ayant été compliquée par le manque d'organisation et la congestion urbaine.

En décembre 1995, le gouvernement japonais a désigné le **17 janvier** comme la (Journée de la prévention des catastrophes et du volontariat) pour honorer les victimes et promouvoir la résilience face aux catastrophes

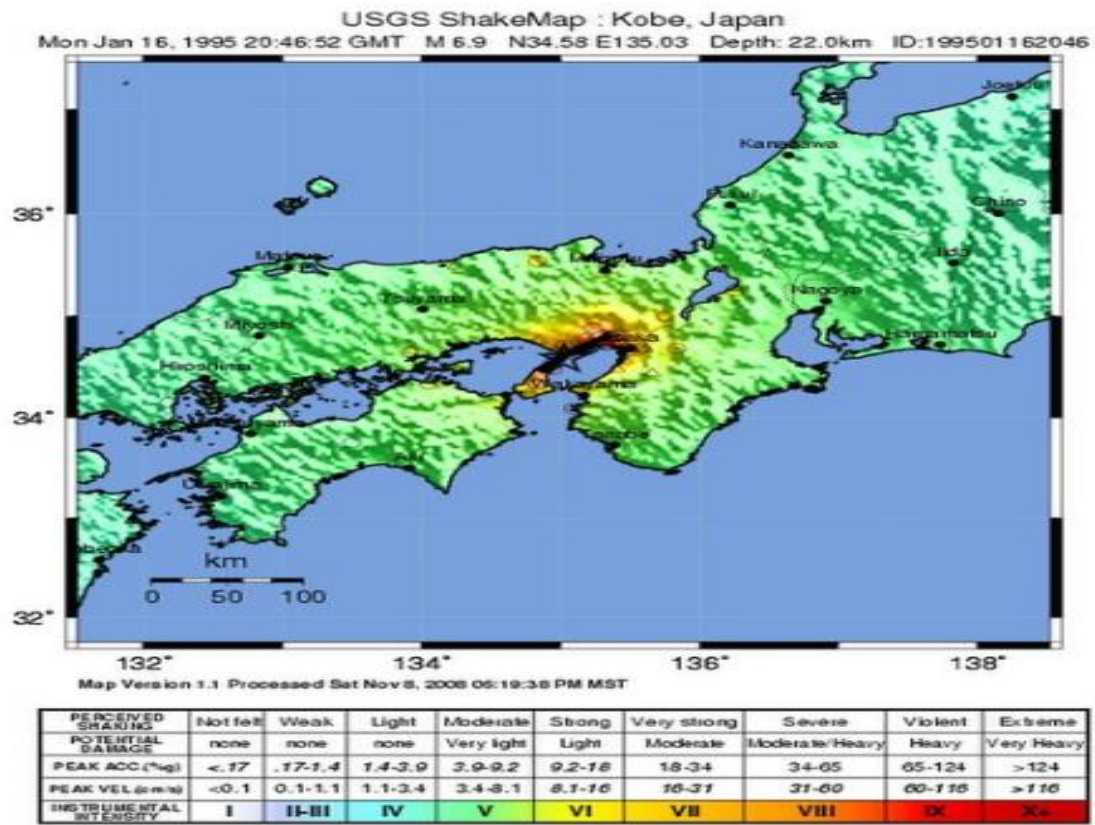


Figure 123 Localisation de Kobe, Japon



Figure 124 Destruction massive du pont

(nippon, s.d.)

2.2. Proximité de l'épicentre par rapport à la zone urbaine.

L'épicentre du tremblement de terre de Kobe en 1995, également connu sous le nom de Grand tremblement de terre de Hanshin-Awaji, était situé près de la pointe nord de l'île d'Awaji, dans la préfecture de Hyōgo, au Japon. Plus précisément, il se trouvait à environ 20 kilomètres (environ 12,5 miles) au sud-ouest du centre-ville de Kobe, situé dans la mer intérieure entre les îles de Honshū et de Shikoku. Le foyer du séisme se trouvait à une profondeur d'environ 13 à 17 kilomètres (environ 8 à 11 miles) sous la surface, directement sous l'île d'Awaji.



Figure 125 Proximité de epicentre par rapport à la zone urbaine

(Great_Hanshin_earthquake, s.d.)

2.3. Tectonique et risque sismique à Kobe, Japon

Kobe est située dans le sud-est du Japon, près d'une limite de plaque tectonique destructrice. C'est une mégapole et elle possède l'un des plus grands ports à conteneurs du monde. Bien qu'elle soit plus éloignée d'une limite de plaque que la plupart des villes du Japon, Kobe se trouve tout de même sur une ligne de faille. À cette limite de plaque, la plaque pacifique est poussée sous la plaque eurasienne, ce qui provoque une accumulation de contraintes. Lorsque ces contraintes sont relâchées, la terre tremble. Cela correspond à un tremblement de terre qui se produit le long d'une zone de subduction.

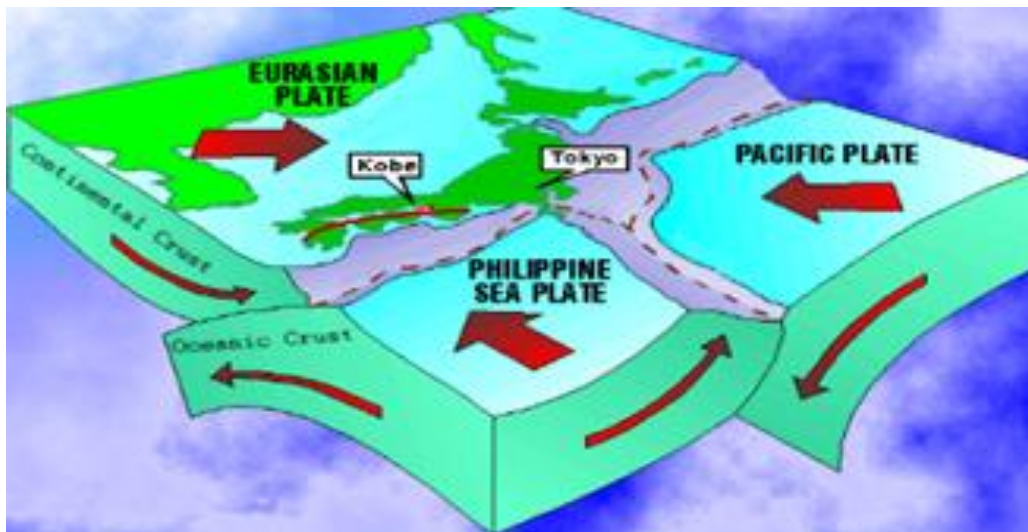


Figure 126 Tectonique zone de subduction

(coolgeography, s.d.)

3. Les accélérations maximales du sol (PGA) enregistrées lors du séisme de Kobe :

Le séisme dévastateur de magnitude 7,2 qui a frappé la région de Kobe, au Japon est appelé « Séisme du sud de la préfecture de Hyogo » par l'Agence météorologique japonaise (JMA), a provoqué des accélérations du sol exceptionnellement fortes dans toute la zone touchée.

De nombreuses stations sismiques ont enregistré les accélérations maximales du sol (PGA - Peak Ground Acceleration) pendant l'événement. Les données ont été collectées par divers organismes tels que Osaka Gas, la JMA, Japan Railway Company (JR), et le Comité d'observation sismique du Kansai (CEORKA). Ces relevés ont mis en évidence l'intensité extrême du mouvement sismique, en particulier à proximité de la faille de Nojima.

Les valeurs les plus significatives enregistrées sont les suivantes :

- 818 gal (composante horizontale NS) enregistrée par la JMA au centre de Kobe, sur des dépôts du Pléistocène moyen.
- 833 gal enregistrée par Osaka Gas dans la même zone, ce qui constitue l'une des valeurs de PGA les plus élevées mesurées lors du séisme.

- À Port Island, une île artificielle où une liquéfaction étendue a été observée, la PGA dans la direction verticale (UD) a atteint 555 gal, alors que la composante horizontale (NS) était de 341 gal.
- À l'Université de Kobe, située sur une formation rocheuse (granite mésozoïque), une vitesse horizontale maximale de 55,1 kine a été enregistrée, et la composante verticale de l'accélération était 1,7 fois supérieure à la composante horizontale.

Un aspect remarquable de ce séisme est que, dans plusieurs sites, les **accélérations verticales (UD)** ont été plus importantes que les accélérations horizontales, ce qui est atypique et a contribué à des dommages structurels accrus.

Les analyses spectrales ont également montré que les pics d'accélération se situaient autour d'une période de **1 seconde**, ce qui correspond aux périodes naturelles de nombreux bâtiments de taille moyenne, aggravant encore l'effet destructeur du séisme.

Ces données sur les accélérations maximales ont permis de mieux comprendre la propagation des ondes sismiques, les effets locaux du sol, et les mécanismes de rupture le long de la faille de Nojima. Elles jouent un rôle fondamental dans la révision des normes parasismiques et l'évaluation des risques dans les zones urbaines à forte densité. (Pradhan, 1995)

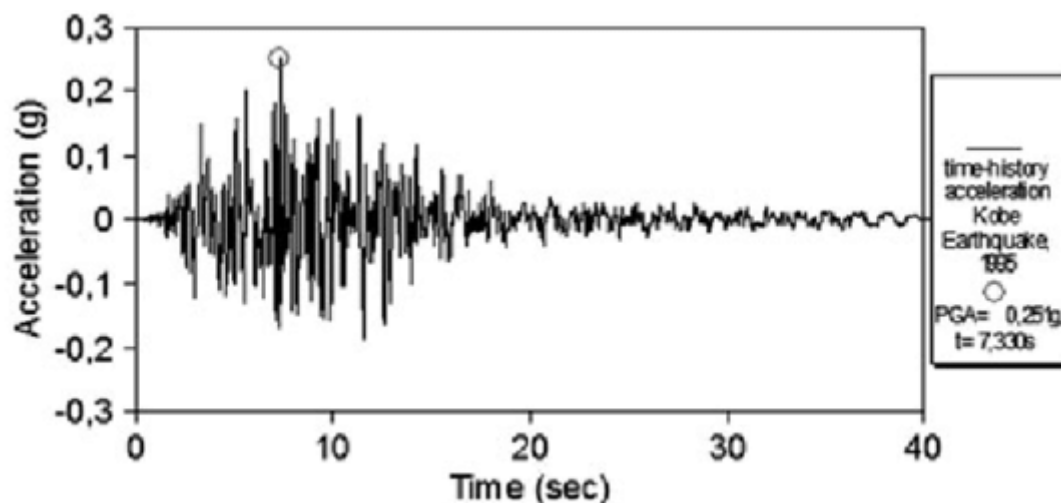


Figure 127 Accélérogramme mis à l'échelle du séisme de Kobe de 1995 au Japon

(Davuidović, 2014)

4. Leçons tirées du séisme de kobe

4.1. Données sismiques réalistes

Le séisme de Kobe de 1995 (également appelé séisme de Hyogoken-Nanbu) a été un événement sismique majeur d'une magnitude d'environ 7,2 (échelle JMA) qui a causé d'importants dégâts et de nombreuses pertes humaines. Les enregistrements des mouvements du sol lors de ce séisme fournissent des données réalistes et essentielles pour simuler les effets des séismes sur les structures. (preventionweb, s.d.)

4.2. Référence pour la réponse structurelle

Les enregistrements du mouvement du sol du séisme de Kobe, comme la composante d'accélération nord-sud (NS) avec une accélération maximale d'environ 818 cm/s^2 , sont utilisés comme séismes de référence dans les essais sur table vibrante pour évaluer le comportement des structures soumises à des charges sismiques sévères. Cela permet de comprendre comment les structures réagissent à des mouvements sismiques réels et d'identifier leurs vulnérabilités potentielles. (preventionweb, s.d.)

4.3. Développement et validation de conceptions parasismiques

L'impact dévastateur du séisme de Kobe a mis en évidence la nécessité d'améliorer les méthodes de conception parasismique. Les expériences sur table vibrante utilisant les données du séisme de Kobe permettent de valider et d'affiner ces méthodes en testant des maquettes ou des structures à l'échelle réelle sous des sollicitations sismiques réalistes, améliorant ainsi la fiabilité des conceptions. (preventionweb, s.d.)

4.4. Simulation de scénarios sismiques critiques

Les chercheurs utilisent les enregistrements du séisme de Kobe et les modifient (par exemple, en raccourcissant la durée pour l'adapter à la période propre d'un modèle testé) afin de simuler des scénarios sismiques critiques provoquant une réponse structurelle maximale. Cette approche améliore la compréhension des phénomènes de résonance et du comportement non linéaire des structures. (preventionweb, s.d.)

5. L'évolution des codes du bâtiment après Kobe

5.1. Renforcement des codes du bâtiment.

La catastrophe a mis en évidence la nécessité de normes sismiques modernes et a conduit à un renforcement des codes du bâtiment au Japon, y compris l'obligation de rénover les anciens bâtiments pour améliorer leur résistance aux séismes.

Les défaillances structurelles observées pendant le séisme, telles que les ruptures d'appuis de ponts, ont souligné l'importance de concevoir des infrastructures capables de résister aux forces sismiques et de garantir le fonctionnement des systèmes vitaux en cas de catastrophe. (iitk, s.d.)

5.2. Amélioration de la résilience face aux séismes :

L'utilisation des données du séisme de Kobe dans les études vibratoires permet aux chercheurs de reproduire l'intensité et les caractéristiques d'un événement sismique majeur, fournissant ainsi des informations précieuses sur les moyens de rendre les bâtiments et les infrastructures plus résistants à des séismes similaires, voire plus puissants. (iitk, s.d.)

6. Objectifs de l'étude

Cette étude vise à analyser le comportement dynamique d'un modèle réduit de pont soumis à des sollicitations sismiques générées artificiellement. Pour ce faire, une table vibrante est utilisée afin de reproduire des ondes sismiques à différentes intensités. Les objectifs spécifiques de cette démarche expérimentale sont les suivants :

- **Simuler des sollicitations sismiques contrôlées** à l'aide d'une table vibrante, en appliquant plusieurs niveaux d'intensité correspondant à 10 %, 20 %, 25 %, 50 %, 75 % et 100 % de l'accélération de référence
- **Mesurer la réponse dynamique** du modèle réduit de pont soumis à ces excitations, en enregistrant les grandeurs caractéristiques du mouvement induit
- **Comparer les paramètres dynamiques clés**, notamment l'accélération maximale et le déplacement maximal, entre la table vibrante et les différents points instrumentés du modèle de pont

- **Interpréter les résultats expérimentaux** à travers une analyse graphique, en mettant en évidence les tendances, les effets de l'intensité sismique, et les comportements dynamiques associés.

Cette approche permet de mieux comprendre les mécanismes de réponse des structures de type pont sous sollicitation sismique et contribue à la validation de modèles de comportement structurel en conditions dynamiques.

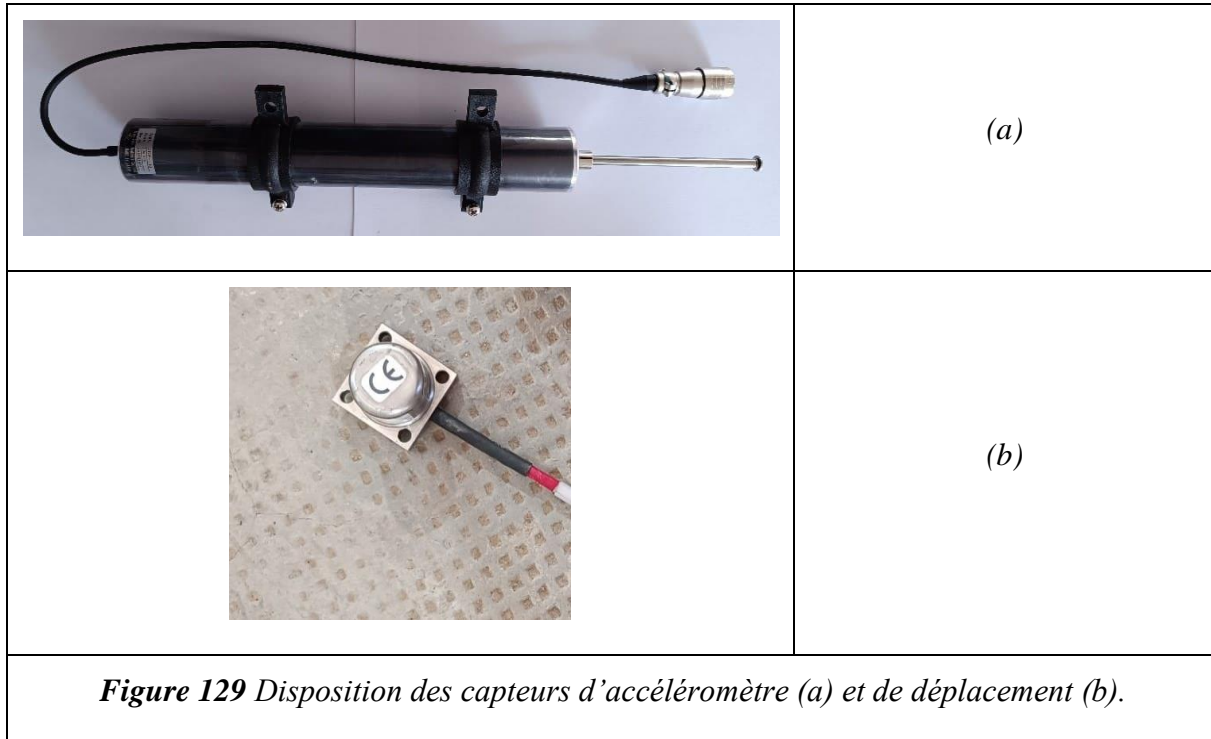
7. Méthodologie Experimentale

7.1. Modèle réduit d'une pile d'un pont

Dans cette étude, un modèle réduit d'un pont a été développé pour simuler la réponse structurelle sous chargement sismique. Afin de garantir que le modèle représente fidèlement le comportement du pont réel, la loi de similitude a été rigoureusement appliquée. Cela a impliqué le maintien de la similitude entre le prototype (pont réel) et le modèle.



Figure 128 Modèle réduit de la pile du pont placée sur la table vibrante



7.2. Configuration expérimentale et simulation sismique

Le modèle réduit du pont a été soigneusement installé sur une table vibrante à un degré de liberté, spécialement conçue pour reproduire de manière précise des sollicitations sismiques contrôlées. Cet équipement permet de simuler les effets dynamiques des tremblements de terre en laboratoire, en appliquant des mouvements de sol réalistes au système étudié. Pour cette expérience, la table vibrante a été programmée afin de générer des séquences de mouvements sismiques correspondant à six niveaux d'intensité distincts : 10 %, 20 %, 25 %, 50 %, 75 % et 100 % de l'accélération maximale de l'entrée de référence. Ces niveaux représentent une progression graduelle de la sollicitation sismique, allant d'un mouvement faible à une secousse intense, équivalente à un séisme majeur.

Cette approche progressive vise à analyser de façon rigoureuse la réponse dynamique du pont face à des sollicitations sismiques de plus en plus intenses. Ce protocole expérimental offre également une meilleure compréhension de la manière dont la structure absorbe et dissipe l'énergie sismique, tout en évaluant sa capacité à maintenir son intégrité sous l'effet de séismes de forte intensité.



Figure 130 Sens XX



Figure 131 Sens YY

8. Résultats expérimentaux et simulations

8.1. Données expérimentales

Au cours de chaque essai sismique, des dispositifs de mesure ont été mis en place afin de capter avec précision la réponse dynamique du système. Plus précisément, un accéléromètre et un capteur de déplacement ont été installés à la fois sur la plateforme de la table vibrante et sur le modèle réduit du pont.

Les paramètres donnés :

- **L'accélération maximale** (*Peak Ground Acceleration, PGA*) de la table vibrante
- **Le déplacement maximal** (*Peak Ground Displacement, PGD*) de la table vibrante

Le tableau illustre les PGA et les PGD de la table :

Tableau 21 les PGA et les PGD de la table

Intensité (%)	PGA	PGD
10	0.0846	17.7
20	0.19013551	35.338039
25	0.24175937	44.198933

50	0.51473796	88.546288
75	1.2693172	132.84227
100	0.94933432	177.17059

Les paramètres qui ont été enregistrés :

- **L'accélération maximale** (*Peak Ground Acceleration*, PGA) à la surface de la table vibrante
- **Le déplacement maximal** (*Peak Ground Displacement*, PGD) à la surface de la table vibrante
- **L'accélération maximale enregistrée sur le modèle réduit de la pile du pont** (*specimen PGA*).

L'ensemble des données a été acquis numériquement à l'aide d'un système d'acquisition dédié. Ces données ont ensuite été organisées et structurées dans des feuilles de calcul au format Excel, en vue d'une analyse post-traitement incluant des représentations graphiques, des comparaisons entre les essais, et une interprétation des réponses dynamiques mesurées.

8.2. Analyse sismique à l'aide du logiciel STEX PRO

En complément des essais physiques, des simulations numériques ont été réalisées à l'aide du logiciel STEX Pro. Ce logiciel a facilité une analyse structurelle détaillée du modèle réduit du pont soumis à des conditions de chargement sismique, permettant de :

- Valider les résultats expérimentaux par la modélisation numérique
- Analyser la distribution des contraintes, les modes de déformation et les caractéristiques de la réponse dynamique
- Réaliser des études paramétriques en faisant varier les intensités sismiques appliquées et les paramètres structuraux
- La combinaison des approches expérimentale et numérique a renforcé la fiabilité et la profondeur de l'étude.

8.2.1. RÉSULTATS :

La figure 132 présentée ici illustre la réponse du modèle réduit sous excitation sismique, à partir du signal enregistré et analysé à l'aide du logiciel STEX Pro.

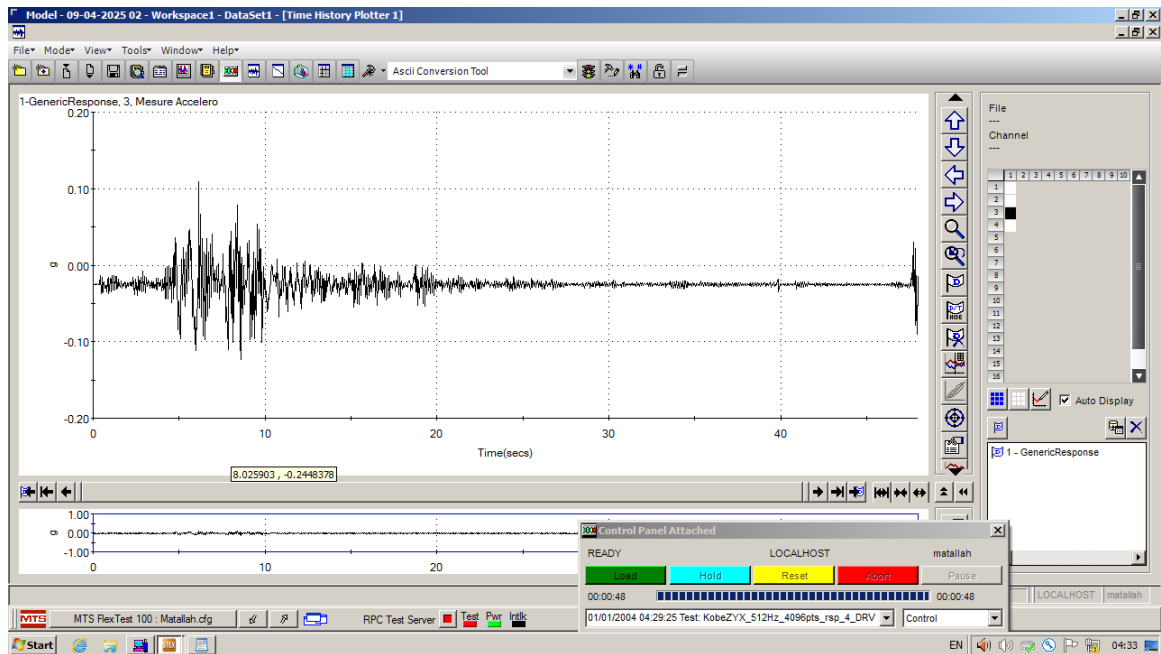


Figure 132 Accélération maximale enregistrée par le logiciel STEX pro du modèle réduit (PGA)

8.2.2. Sens XX :

Les résultats obtenus du sens XX, correspondant aux réponses calculées, sont ensuite présentés dans les figures 139 à 144 à l'aide des graphiques générés sur Excel

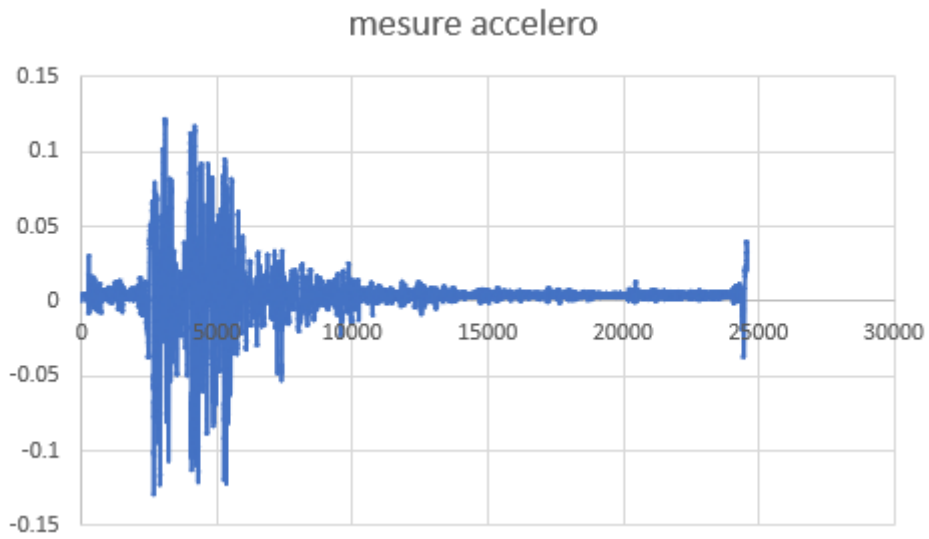


Figure 133 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 10 %

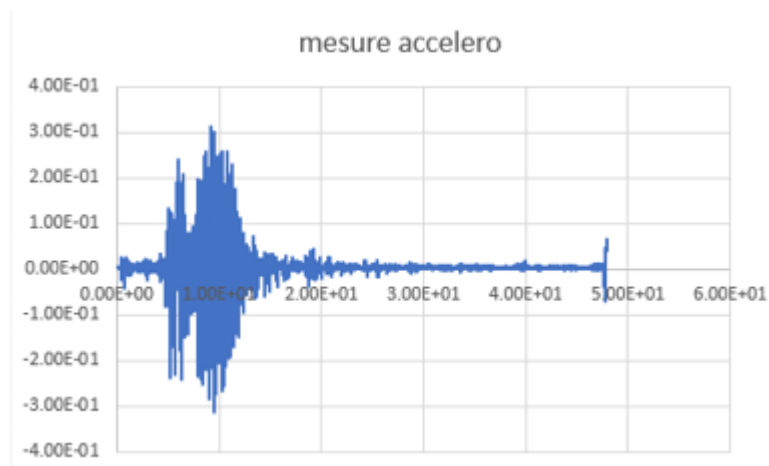


Figure 134 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 20 %

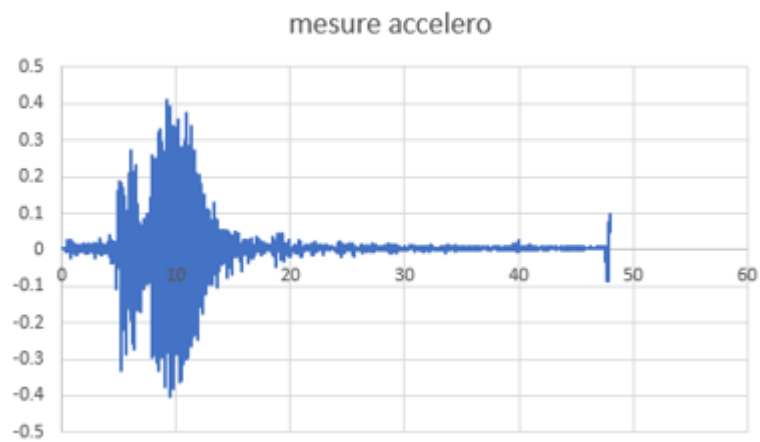


Figure 135 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 25 %

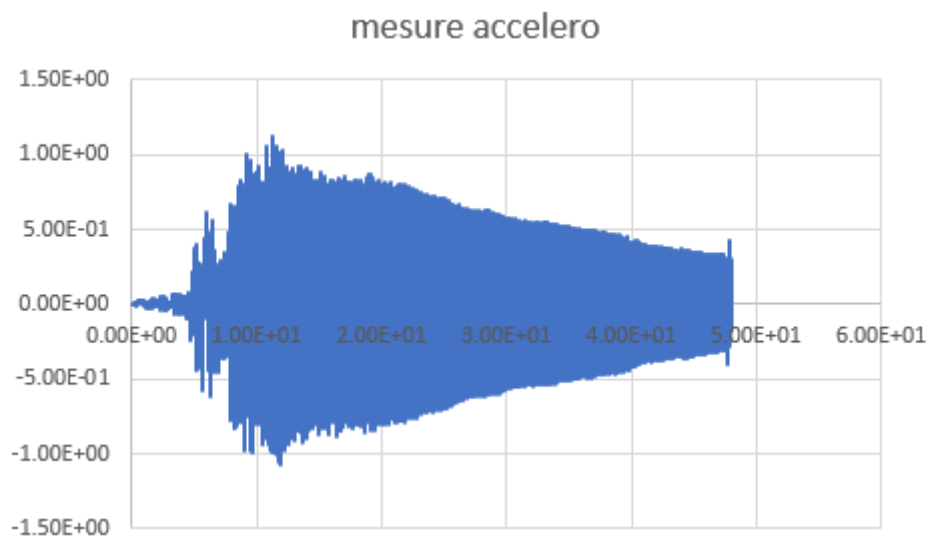


Figure 136 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 50 %

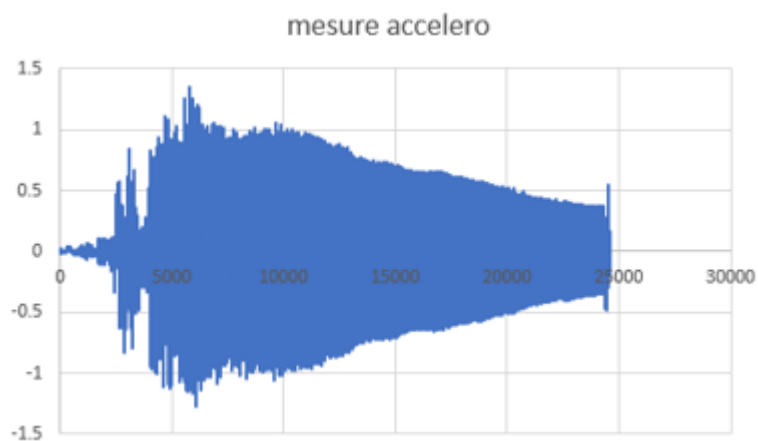


Figure 137 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 75 %

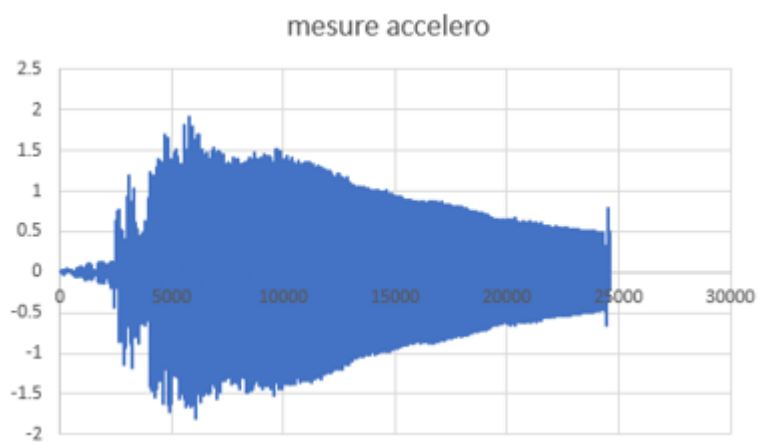


Figure 138 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 100 %

8.2.3. Sens YY :

Pour le sens YY, les réponses sont regroupées et présentées dans les figures 133 à 139, permettant une analyse détaillée du comportement du modèle réduit dans cette direction.

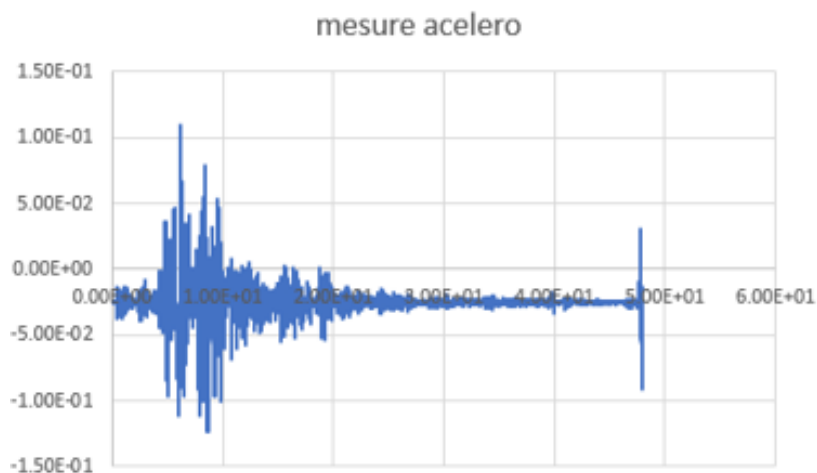


Figure 139 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 10 %

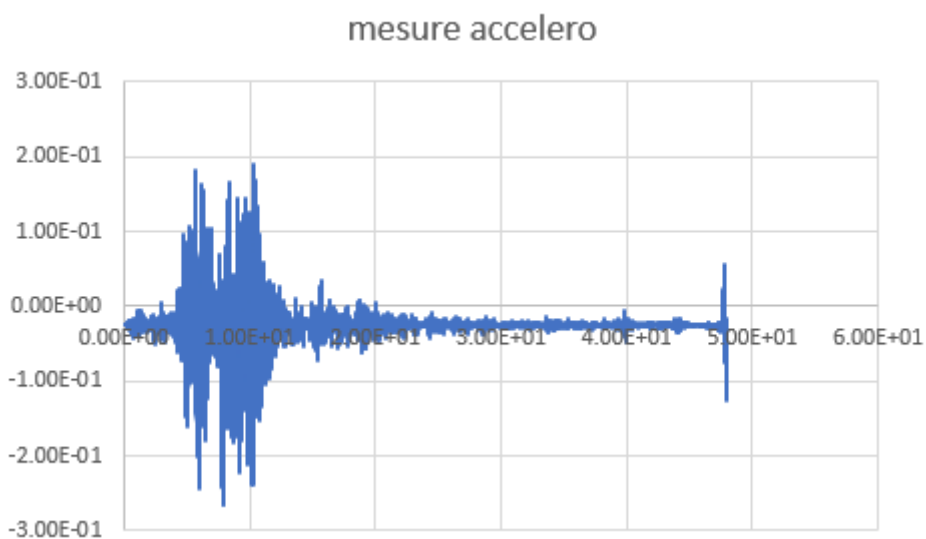


Figure 140 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 20 %

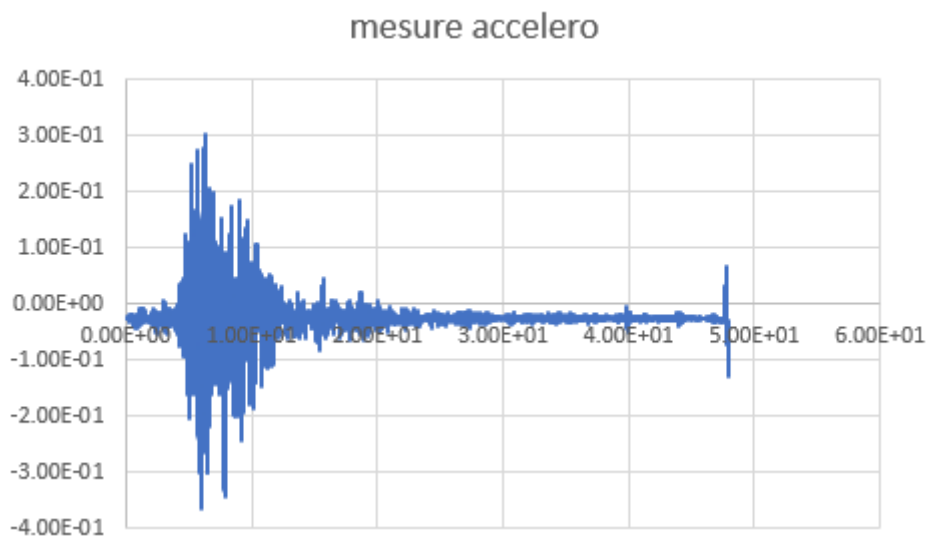


Figure 141 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 25 %

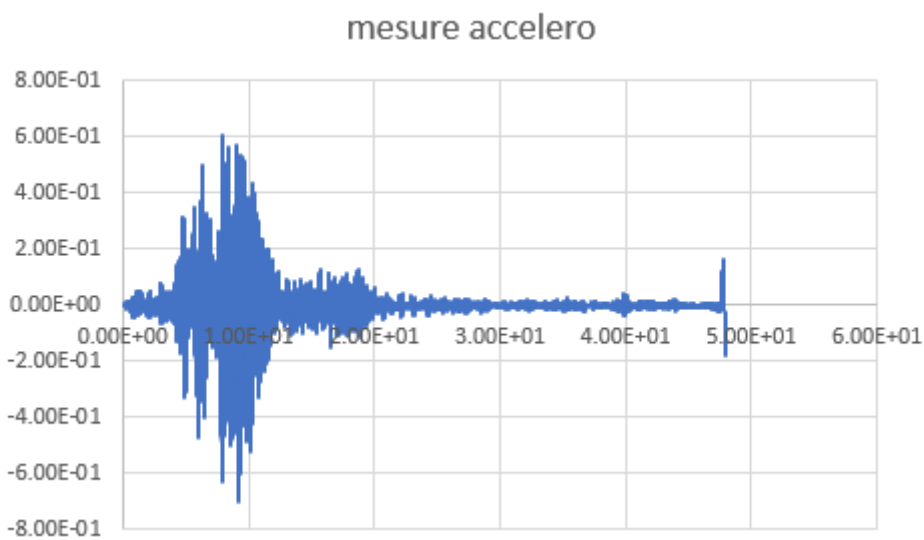


Figure 142 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 50 %

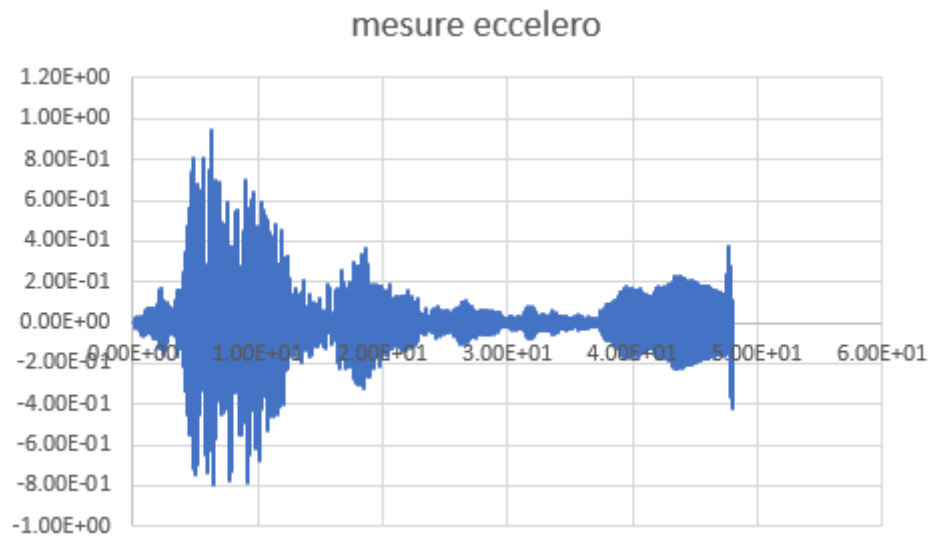


Figure 143 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 75 %

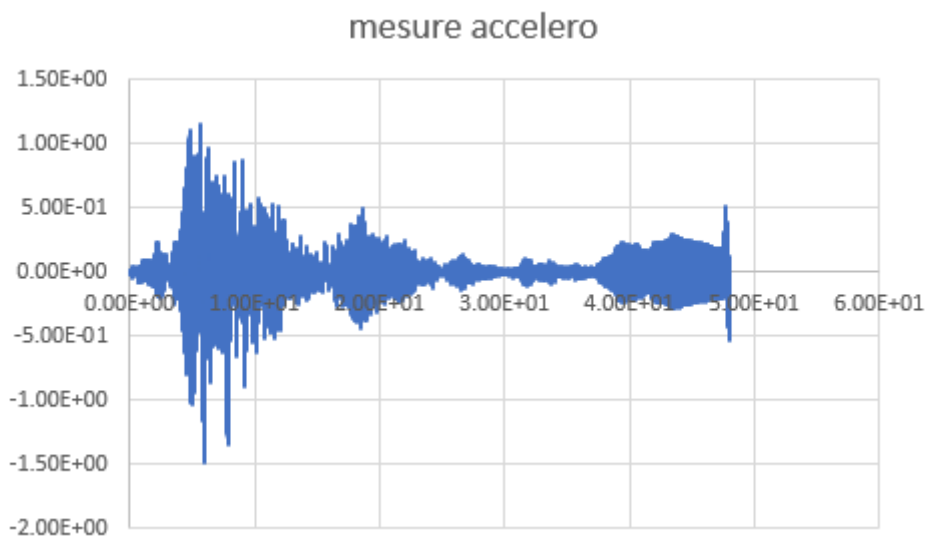


Figure 144 Accélération maximale enregistrée du modèle réduit (PGA) à 100 %

8.3. Interprétation et comparaison des résultats :

8.3.1. Sens XX :

Sur la base des figures 133 à 138 les PGA de chaque réponse ont été déterminés et récapitulé dans le **tableau22**.

Tableau 22 les PGA de chaque réponse

Chargement sismique (%Kobe)	PGA (g)
10	0.12949587
20	0.31366897
25	0.40975648
50	1.1308001
75	1.3539409
100	1.9129006

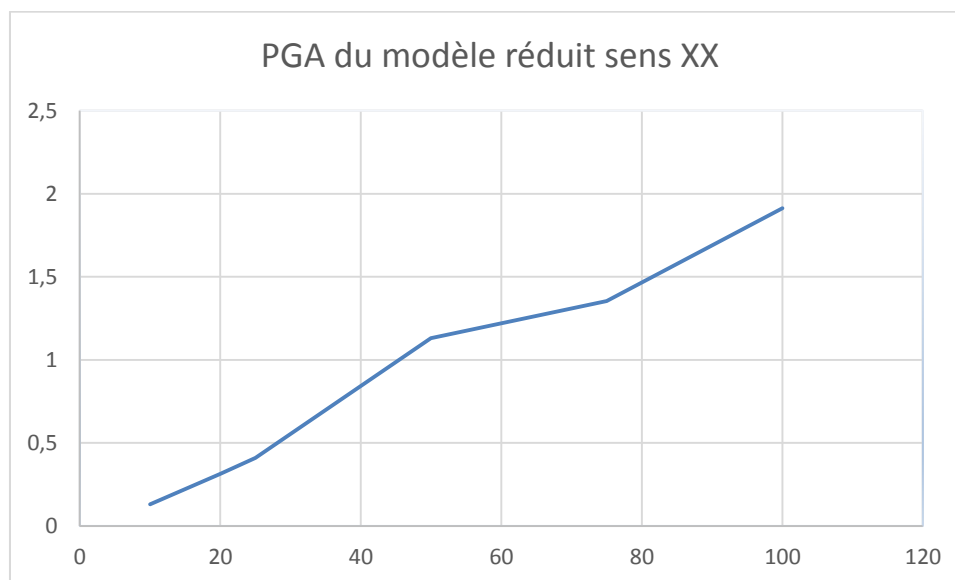


Figure 145 PGA du modèle réduit sens XX

Les résultats expérimentaux sur le modèle réduit soumis à des excitations sismiques croissantes dans la direction XX probablement l'axe longitudinal du pont — montrent une nette évolution de l'accélération maximale (PGA). À faibles intensités (10 % à 25 %), la structure réagit de manière modérée. En revanche, à partir de 50 %, une augmentation brutale du PGA est observée, suggérant l'entrée en résonance dynamique. Les valeurs atteignent 1,91

g à 100 %, bien au-delà de la gravité terrestre, indiquant une réponse marquée. Malgré cela, la ductilité de l'acier permet une dissipation efficace de l'énergie sans rupture immédiate.

Ces observations mettent en évidence une sensibilité de la pile dans le sens XX, où l'effet des secousses est le plus prononcé. Le comportement global témoigne d'un système résonant et ductile, fortement influencé par la concordance entre la fréquence d'excitation et la fréquence propre. Ce phénomène est essentiel à prendre en compte dans l'analyse et la conception sismique des ouvrages métalliques afin d'en améliorer la résistance aux séismes.

8.3.2. Sens YY:

Tableau 23 PGA du modèle réduit sens YY

Intensite(%)	PGA
10	0.1234792
20	0.26556933
25	0.366
50	0.698
75	0.946
100	1.4793719

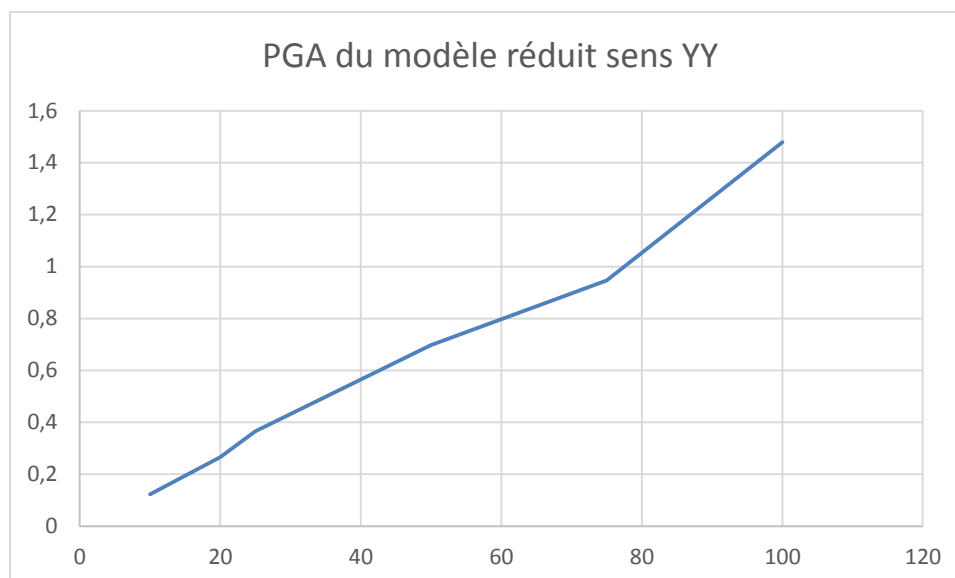


Figure 146 PGA du modèle réduit sens YY

L'analyse des réponses sismiques du modèle réduit soumis à des excitations sismiques croissantes dans la direction YY, montre une évolution marquée de l'accélération maximale (PGA) en fonction de l'intensité du signal.

Pour les faibles niveaux d'excitation (10 %, 20 %, 25 %), les réponses restent modérées et suivent une progression régulière, avec des PGA de 0,123 g, 0,266 g et 0,366 g. Cela suggère un comportement stable de la structure dans cette plage d'intensité.

À partir de 50 %, une augmentation plus rapide du PGA est observée (jusqu'à 0,698 g), indiquant un changement dans la manière dont la structure réagit à l'excitation. Ce comportement pourrait être lié à une interaction entre la fréquence propre du système dans le sens YY et la fréquence dominante du signal sismique. Cette tendance s'accroît aux niveaux de 75 % et 100 %, avec des PGA atteignant 0,946 g et 1,479 g, traduisant une sollicitation dynamique nettement plus importante.

La ductilité de l'acier permet au modèle de supporter ces sollicitations sans rupture, mais l'augmentation rapide du PGA en direction YY met en évidence une zone plus sensible de la structure.

Comparativement à la direction XX, la réponse en YY est moins amplifiée, ce qui peut être dû à une plus grande rigidité dans cette direction ou à une moins bonne coïncidence des fréquences. Ces résultats montrent l'importance d'analyser les réponses sismiques dans

plusieurs directions, afin de mieux anticiper le comportement global de la structure et optimiser sa conception face aux séismes.

9. Conclusion :

L'essai expérimental menée dans ce chapitre, fondée sur l'application du signal réel du séisme de Kobe à un modèle réduit de pont en acier, a permis de mieux appréhender le comportement dynamique d'une structure soumise à des sollicitations sismiques de différentes intensités. Grâce à l'utilisation d'une table vibrante et à une instrumentation précise, il a été possible d'observer les réponses du modèle dans deux directions principales, en particulier les évolutions de l'accélération maximale.

Les résultats obtenus révèlent que la structure réagit de manière progressive jusqu'à un certain seuil d'intensité, au-delà duquel des effets dynamiques marqués apparaissent

L'analyse comparée des deux directions étudiées met en évidence une sensibilité différente selon l'orientation, soulignant l'importance d'une approche multidirectionnelle dans la conception parasismique. La confrontation entre les essais expérimentaux et les simulations numériques a en outre renforcé la fiabilité des observations et permis une meilleure compréhension des mécanismes structuraux en jeu.

Ce chapitre met ainsi en lumière l'intérêt des essais à échelle réduite et des données sismiques réalistes pour évaluer la performance des infrastructures critiques face aux séismes. Il constitue un apport concret à l'amélioration des pratiques de conception, notamment en termes de sécurité, de résilience et de durabilité des ouvrages en zones sismiques.

Conclusion Générale

Ce travail de fin d'études a permis de démontrer l'intérêt et la pertinence des **modèles réduits couplés aux essais sur table vibrante** dans l'analyse dynamique des structures. À travers une démarche rigoureuse, combinant l'application des lois de similitude, la modélisation analytique et numérique, ainsi que les expérimentations physiques, nous avons pu obtenir des résultats cohérents et représentatifs de la réponse réelle d'une pile de pont face à des sollicitations sismiques.

Les essais ont permis d'identifier les **périodes propres** et les **fréquences naturelles** du modèle, ainsi que d'évaluer l'**amortissement** dans les deux directions principales (XX et YY) en utilisant les méthodes de décrétement logarithmique et de demi-puissance. L'analyse comparative entre les approches théorique, numérique et expérimentale a révélé une **bonne concordance**, validant ainsi la fiabilité des méthodes mises en œuvre.

Par ailleurs, l'application du **séisme de Kobe** sur le modèle réduit a permis d'observer la réponse dynamique dans des conditions réalistes, confirmant la sensibilité du modèle aux paramètres d'excitation et soulignant l'importance du contrôle expérimental.

En conclusion, ce mémoire met en lumière la valeur pédagogique, scientifique et pratique des essais sur modèles réduits pour l'étude du comportement dynamique des structures. Ces travaux ouvrent également la voie à des recherches futures, notamment en explorant des structures plus complexes, des matériaux innovants ou des techniques avancées de contrôle et d'instrumentation. Le recours aux modèles réduits reste donc un outil complémentaire indispensable dans l'approche intégrée du génie parasismique.

Références bibliographique

Références bibliographiques

- (s.d.). Récupéré sur https://www.researchgate.net/figure/E-Defense-facilities-A-overview-of-shaking-table-B-configuration-of-table-C-4_fig1_322525158
- (s.d.). Récupéré sur nippon: <https://www.nippon.com/fr/in-depth/d01091>
- (s.d.). Récupéré sur coolgeography:
<https://www.coolgeography.co.uk/GCSE/Year11/Managing%20Hazards/Earthquakes/kobe.htm>
- (s.d.). Récupéré sur preventionweb: <https://www.preventionweb.net/news/1995-kobe-earthquake-reflecting-past-lessons-and-assessing>
- (s.d.). Récupéré sur iitk: <https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13>
- (CGS), C. N. (1994). *ALG.EQP : Les équipements de laboratoire - Table vibrante (N° 16)*. Revue Technique du CGS.
- Airouche, A. (2015). *Modélisation numérique de la table vibrante du CGS et vérifications expérimentales*. Faculté de Génie Civil.
- Airouche, A. A. (2015). *Développement d'un modèle numérique de la table vibrante du CGS et validation expérimentale*. 9^e Colloque National AFPS 2015 – IFSTTAR.
- Algérienne, R. E. (n.d). *La, P. D. E., Vibrante, T., Et, D. E. R., Du, M., & Cible, S*. Année universitaire : 2021 - 2022. 2021–2022.
- Ali, H. (2009). *Bâtiment RC rempli à demi-échelle de trois étages*.
- Arastu, M. &. (2023). Seismic analysis of reinforced concrete frame using shake table test. *Journal of Applied Engineering Sciences*.
- Baillot, D. (s.d.). *Le projet TallWood est une tour de 10 étages construite en bois massif*. San Diego: Université de Californie .
- Benhamada, F. M. (2024). *Simulation expérimentale et numérique des paramètres dynamiques des structures Mémoire de Master*. Université Ain Témouchent - Belhadj Bouchaib, Département de Génie Civil et Travaux Publics.
- Brahim, R. H. (2024). *Mesure expérimentale des caractéristiques dynamiques des structures à l'aide d'une table vibrante (Mémoire de Master)*. Université Ain Temouchent - Belhadj Bouchaib, Département de Génie Civil et Travaux Publics.

Références bibliographiques

- Candeias, P. C. (2004). *Shaking Table Tests of 1:3 Reduced Scale Models of Four Story Unreinforced Masonry Buildings*. Vancouver, Canada: 13th World Conference on Earthquake Engineering.
- Cerda.M., B. R. (2006). *Shaking Table Test of a Reduced-Scale Structure with Copper-Based SMA Energy Dissipation Devices*. San Francisco, California, USA: Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering.
- Chopra, A. (2001). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. deuxième édition éd., Prentice Hall.
- Ciblac, T. (2010). *Modélisations Analyse dimensionnelle et lois de similitude. 1–10*. Récupéré sur <http://www.paris-lavillette.archi.fr/s5a/supports-de-cours/>
- CIBLAC, T. (s.d). *Modélisations - Analyse dimensionnelle et lois de similitude. S5a*. Méthodologies de modélisations informatiques du projet et de son environnement.
- Clough et R. W . et Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. deuxième édition éd., McGraw Hill.
- Corporation.M.S. (2013). *Uniaxial/Biaxial Seismic Testing with 793 Control* .
- Davuidović, N. (2014). *Comparative study on earthquake-induced soil–tunnel structure interaction effects under good and poor soil conditions*. Récupéré sur researchgate: https://www.researchgate.net/figure/Scaled-accelerogram-of-1995-Kobe-Earthquake-in-Japan_fig3_277728326
- Dimensional analysis and similarity* . (s.d.). Récupéré sur <https://www.sfu.ca/~mbahrami/ENSC%20283/Lecture%20presentations/Dimensiona>
- Dows, M. Q.-B. (2023). *Dynamic Response of a Two-Story Steel Structure Subjected to Earthquake Excitation by Using Deterministic and Nondeterministic Approaches*. Récupéré sur Journal of the Mechanical Behavior of Materials, vol. 32: <https://doi.org/10.1515/jmbm-2022-0261>
- Faking quakes at full scale: Giant shake tables simulate earthquakes to make buildings safer*. (s.d.). Récupéré sur earthmagazine.org
- Gao, C. &. (2019). *Development of the shaking table and array system technology in China*. *Advances in Civil Engineering*. Récupéré sur <https://doi.org/10.1155/2019/8167684>

Références bibliographiques

- Giri, D., & S. (2010). Dynamic behavior of small-scale model slopes in shaking table tests. *International Journal of Geotechnical Engineering*.
- Great_Hanshin_earthquake*. (s.d.). Récupéré sur wikipedia:
https://en.m.wikipedia.org/wiki/Great_Hanshin_earthquake
- Guo, M. C. (2023). *Design method of frequency similarity relation for shaking table model test*. *Frontiers in Earth Science*, 11, 1126725. Récupéré sur <https://doi.org/10.3389/feart.2023.1126725>
- HABIB, P. (1989). *Similitude et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation*. Revue Française de Géotechnique.
- Habib, P. (1989). *Similitude et essais sur modèles réduits : validité de la modélisation*. Revue Française de Géotechnique, n° 48.
- Hamdaoui, K. B. (2018). *Identification des caractéristiques dynamiques d'un modèle réduit par la*.
- Humar, J. L. (2012). *Dynamics of Structures*. Third Edition. Dynamics.
- Isaac, K. C. (2021). *Design of a single-axis shake table and development of its computational simulation*.
- Li, S. W. (2019). *Shaking Table Model Test and Seismic Performance Analysis of a High-Rise RC Shear Wall Structure*. *Shock and Vibration*. Récupéré sur <https://doi.org/10.1155/2019/6189873>
- Liao, W. I. (2004). *Shaking-table test of a friction-damped frame structure*. *Structural Design of Tall and Special Buildings*. Récupéré sur <https://doi.org/10.1002/tal.232>
- Liu, W. Q. (2016). *Shaking table tests on earthquake response characterization of a complex museum isolated structure in high intensity area*. *Shock and Vibration*. Récupéré sur <https://doi.org/10.1155/2016/7974090>
- Masayoshi Nakashima, T. N. (2018, 01). *Experiences, accomplishments, lessons, and challenges of E-defense-Tests using world's largest shaking table*. Récupéré sur researchgate: https://www.researchgate.net/figure/E-Defense-facilities-A-overview-of-shaking-table-B-configuration-of-table-C-4_fig1_322525158

Références bibliographiques

- McCartney, J. S. (2021). *Shake Table Tests on Geotechnical Structures at Multiple Scales*. San Diego: UNR-DOE-PEER Workshop, University of California, .
- MEBREK, B. M. (2022/2023). *IDENTIFICATION EXPERIMENTALE DES CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DES STRUCTURES*.
- Nadjib, S. (2020). *Etude expérimentale et numérique d ' une maquette en acier formé à froid*.
- Nishida, H. U. (s.d). *Shaking Table Test of Rc Column*.
- Öztürk, H. Ç. (2024). *Experimental Study on Seismic Performance Evaluation of a Multi-Story Steel Building Model with Rolling-Type Seismic Base Isolation*. *Buildings*.
- Pecker, A. (2010). *Dynamique des structures et des ouvrages*.
- Pradhan, T. B. (1995). *Acceleration distribution and fault location during Kobe earthquake*. *In Proceedings of the 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. (Session 17, Article 4). University of Missouri–Rolla. Récupéré sur (Session 17, Article 4). Universi
- Saad, U. &. (2013). *IDENTIFICATION DES CARACTERISTIQUES*.
- Schafer.B. (2013). *Vibration Testing and Measurement*. McGraw-Hill.
- Semblat, J.-F. A.-J. (1999). *Comportement d'un bâtiment sous séisme (projet CAMUS) - I : Discrétisation de la structure et modélisation numérique de la réponse linéaire*. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussée.
- Severn, R. T. (2010). *The Contribution of Shaking Tables to Early Developments in Earthquake Engineering*. *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*. Récupéré sur https://doi.org/10.1007/978-90-481-9544-2_16
- Shing, P. S. (1984). *Pseudodynamic test method for seismic performance evaluation: Theory and implementation* . (Report No. UCB/EERC-84/01). University of California, Berkeley, Earthquake Engineering Research Center.
- 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*, Thèse de doctorat. Université de Bordeaux. Disponible sur : <https://theses.hal.science/tel-04318929v1>.

Références bibliographiques

Sousseau, Y. E. (2019). *Lois de similitude et modélisation du comportement mécanique des bâtiments bois multi-niveaux*. 37^e Rencontres Universitaires de Génie Civil. Récupéré sur <https://hal.science/hal-03515543v1>

STEX, p. (n.d).

Sukel, K. (2023, 08 28). *The TallWood project is a 10-story tower made of mass timber material*. Récupéré sur <https://www.asce.org/publications-and-news/civil-engineering-source/civil-engineering-magazine/article/2023/08/behind-the-scenes-of-the-tallwood-shake-table-test-at-uc-san-diego>

Time history shaking table test and seismic performance analysis of Industrialised Building System (IBS) block house subsystems. (s.d). ScienceDirect.

Zacek, M. (1990). *Construction parasismique des bâtiments*. Conférence sur le génie parasismique.

Zhang, T. G. (2024). Shaking table tests and numerical analysis of the interaction of a base-isolated steel frame's responses with a long-span roof. KSCE. *Journal of Civil Engineering*.

ملخص

يتناول هذا البحث دراسة السلوك الديناميكي للهياكل عند تعرضها لأحمال زلزالية، من خلال استخدام نماذج مصغرة يتم اختبارها تجريبياً على طاولة اهتزاز. الهدف الرئيسي هو تقييم مدى دقة هذه النماذج في محاكاة الاستجابة الديناميكية لهيكل حقيقي، مع مراعاة قوانين التشابه وتأثيرات المقياس.

تعتمد المنهجية المتبعة على الجمع بين النمذجة النظرية، وتصميم فيزيائي لنموذج مصغر (يمثل دعامة جسر فولاذية)، وسلسلة من التجارب الديناميكية بهدف تحديد الخصائص الاهتزازية مثل الترددات الذاتية، والفترات، ومعاملات التخميد. وقد تم تطبيق طريقتين رئيسيتين لتحديد التخميد: التناقص اللوغاريتمي ونصف القدرة.

ثم تم إجراء محاكاة زلزالية تجريبية استناداً إلى زلزال كوبي عام 1995، لتحليل استجابة النموذج عند تعرضه لإثارة حقيقية. وأظهرت النتائج تطابقاً جيداً بين النهج التجريبي والتحليلي والعددي، مما يؤكد موثوقية النماذج المصغرة في التحليل الزلزالي. تسلط هذه الدراسة الضوء على أهمية الاختبارات الفيزيائية في المختبر للتحقق من الفرضيات النظرية، وتحسين أدوات المحاكاة الرقمية، وتعزيز قدرة الهياكل على مقاومة الزلازل.

الكلمات المفتاحية: نموذج مصغر، طاولة اهتزاز، التشابه، ديناميكا الهياكل، التردد الذاتي، التخميد، الزلازل.

Résumé

Ce mémoire porte sur l'étude du comportement dynamique des structures soumises à des sollicitations sismiques, à travers l'utilisation de modèles réduits testés expérimentalement sur table vibrante. L'objectif principal est d'évaluer la pertinence de ces modèles réduits pour reproduire fidèlement la réponse dynamique d'une structure réelle, en tenant compte des lois de similitude et des effets d'échelle.

La démarche adoptée combine une modélisation théorique, une conception physique d'un modèle réduit (représentant une pile de pont en acier), et une série d'essais dynamiques visant à identifier les caractéristiques vibratoires telles que les fréquences propres, les périodes et les taux d'amortissement. Deux méthodes principales d'identification de l'amortissement sont mises en œuvre : le décrétement logarithmique et la demi-puissance.

Une simulation sismique expérimentale, basée sur le séisme de Kobe de 1995, est ensuite réalisée afin d'analyser la réponse du modèle à une excitation réelle. Les résultats obtenus montrent une bonne concordance entre les approches expérimentale, analytique et numérique, confirmant la fiabilité des modèles réduits pour l'analyse parasismique.

Ce travail met en lumière l'importance des essais physiques en laboratoire pour valider les hypothèses théoriques, améliorer les outils de simulation numérique et renforcer la résilience des structures face aux séismes.

Mots-clés : modèle réduit, table vibrante, similitude, dynamique des structures, fréquence propre, amortissement, séisme.

Abstract

This thesis focuses on the study of the dynamic behavior of structures subjected to seismic loads, through the use of scaled models experimentally tested on a shaking table. The main objective is to evaluate the relevance of these reduced models in accurately reproducing the dynamic response of a real structure, taking into account similarity laws and scale effects.

The approach combines theoretical modeling, the physical design of a reduced model (representing a steel bridge pier), and a series of dynamic tests aimed at identifying vibrational characteristics such as natural frequencies, periods, and damping ratios. Two main damping identification methods are implemented: logarithmic decrement and half-power bandwidth.

An experimental seismic simulation, based on the 1995 Kobe earthquake, is then conducted to analyze the model's response to a real excitation. The results show good agreement between experimental, analytical, and numerical approaches, confirming the reliability of reduced models for seismic analysis.

This work highlights the importance of physical laboratory tests to validate theoretical assumptions, improve numerical simulation tools, and enhance the resilience of structures against earthquakes.

Keywords: reduced model, shaking table, similarity, structural dynamics, natural frequency, damping, earthquake