

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان - تلمسان

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structures

Par :

MERAZI SOUAD

CHAFAA BELAID LATIFA

Sujet

Effet du TMD sur la réponse dynamique des structures adjacentes

Soutenu publiquement, le 05/06/2023, devant le jury composé de :

| | | | |
|-------------------------|-------|-----------------------|--------------|
| M. MATALLAH Mohammed | Prof. | Université de Tlemcen | Président |
| Mme. BENKELFAT Naoual | MCA | Université de Tlemcen | Examinatrice |
| Mme. BENADLA Zahira | Prof. | Université de Tlemcen | Encadrant |
| M. MEGNOUNIF Abdellatif | Prof. | Université de Tlemcen | Co-Encadrant |

Année universitaire : 2022 /2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Avant toute chose, Nous exprimons notre gratitude envers Dieu Tout-Puissant pour nous avoir octroyé la force, le courage et la détermination nécessaires pour accomplir cette tâche.

Nous profitons de l'occasion pour adresser nos plus sincères remerciements à Madame **BENADLA ZAHIRA** et Monsieur **MEGNOUNIF ABDELLATIF** professeurs à l'université de Tlemcen ainsi qu'au docteur **RETERI KHADIDJA**, pour avoir gracieusement partagé avec nous leur passion pour la recherche scientifique. Nous sommes infiniment reconnaissantes envers eux pour leur accueil chaleureux, leur disponibilité constante, leur exigence élevée, leurs conseils inestimables et leur motivation. Nous tenons à leur exprimer toute notre gratitude pour leur aide précieuse.

Nous adressons nos sincères remerciements au président de jury Pr. **MATALLAH MOHAMMED** ainsi qu'au Dr. **BENKELFAT NAOUAL** d'avoir accepté de lire et d'examiner ce travail et d'apporter les critiques nécessaires à la perfection de ce travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation.

Nos vifs remerciements vont également à tous nos amis avec qui nous avons partagé des moments inoubliables pendant nos études.

Enfin, nous adressons nos remerciements à toute personne ayant contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce mémoire.

Dédicace

"يا رب لك الحمد حتى ترضى، ولك الحمد إذا رضيت ولك الحمد بعد الرضا."

Je dédie ce modeste travail, fruits de mes longues années d'études :

À ma mère **ZOHRA AKEL**, celle qui est la plus chère au monde, la joie de ma vie, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence, à la lumière de mes yeux en témoignage de son affection et son soutien pendant tous les durs moments que j'ai traversé,

Je tiens également à exprimer ma profonde gratitude envers mon père bien-aimé, **AHMED**, Au fil des années, tu as été bien plus qu'un père pour moi. Tu as été mon guide, mon mentor et mon modèle. Je suis rempli d'admiration face à l'homme extraordinaire que tu es. Ta culture, ta responsabilité, et ta dévotion dans tout ce que tu fais sont des traits que j'ai toujours aspiré à atteindre.

Que Dieu garde mes parents et les protège.

À mes chères Sœurs, **INES** et **MARWA** pour leurs soutiens et leurs encouragements et à mes frères **WALID** et **ANES** et à mon petit **KHONITCHI**

Je tiens à rendre hommage, à ma grand-mère **MIMA** qui a été une source infinie d'amour, de sagesse et d'inspiration. Depuis que tu nous as quittés, ma vie a perdu une étoile précieuse, mais ton héritage continue de briller dans mon cœur. Merci pour tout ce que tu as été et continue d'être dans ma vie. Que dieu te fasse habiter dans son vaste paradis

À mes chères amies **LAMIS**, **NAFISSA**, **WISSEM**, **RIHEM** et **IMENE**.

À mon binôme **LATIFA**.

A tous mes enseignants qui durant mon par cours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils.

MERAZI SOUAD

Dédicace

Tout d'abord, je tiens à remercier DIEU de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à dédier cet humble travail :

A mes chers parents pour l'éducation qu'ils m'ont prodigués, avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance.

A mes sœurs et mon frère, vous êtes mes compagnons de vie, mes confidents et mes meilleurs amis. Vos encouragements et votre présence constante ont été d'une importance inestimable pour moi. Cette réussite est notre victoire commune, et je suis honorée de vous avoir à mes côtés.

A toute la famille **CHAFAA BELAID**.

A mon binôme **SOUAD**.

A tous les étudiants du Génie Civil.

CHAFAA BELAID LATIFA

RESUME

Dans ce travail, le comportement dynamique des structures adjacentes est abordé. Tout d'abord, une analyse bibliographique détaillée est réalisée sur les structures adjacentes et sur le phénomène d'entrechoquement entre elles lors d'un tremblement de terre. Ainsi, une synthèse de plusieurs recherches menées sur l'efficacité des différents types de contrôles structurels sont présentés.

Par la suite, une étude numérique basée sur la méthode des éléments finis, via le logiciel de calcul SAP 2000 d'un bâtiment de 20 étages est réalisée. Ce dernier, est équipé d'un système de contrôle passif à masse accordée (TMD) afin de voir son effet sur le comportement dynamique de la structure. Après quoi, deux structures du même nombre d'étages sont étudiées afin d'estimer le joint sismique entre-elles en considérant les paramètres suivants (la rigidité, l'emplacement du TMD et le rapport de masse TMD/Structure). Le joint sismique est calculé en utilisant plusieurs codes (RPA99 V2003, SRSS, et ABS) où les différents résultats obtenus sont comparés.

Mots clés : contrôle structurel, Contrôle passif, entrechoquement, structures adjacentes, joint sismique.

ABSTRACT

In this work, the dynamic behaviour of adjacent structures is discussed. First, a detailed bibliographic analysis is carried out on the adjacent structures and on the phenomenon of interlocking between them during an earthquake. A summary of several studies carried out on the effectiveness of different types of structural controls is presented.

Subsequently, a numerical study based on the finite element method, using the SAP 2000 software of a 20-stories building is carried out. The latter is equipped with a Passive Control, which is the Tuned Mass Damper (TMD) system to see its effect on the dynamic behavior of the structure. After that, two structures of the same number of stories are studied in order to estimate the seismic joint between them by considering the following parameters (stiffness, TMD location and TMD/Structure mass ratio). The seismic joint is calculated using some codes (RPA99 V2003, SRSS, and ABS) where the different results obtained are compared.

Keywords: building control, passive control pounding, adjacent buildings, seismic joint

ملخص

في هذا العمل، تتم مناقشة السلوك الديناميكي للهياكل المجاورة. أولاً، يتم إجراء تحليل ببليوغرافي مفصل للهياكل المجاورة وظاهرة التشابك بينها أثناء الزلزال. ويرد موجز لعدة دراسات أجريت بشأن فعالية مختلف أنواع الضوابط الهيكلية.

بعد ذلك، يتم إجراء دراسة رقمية تستند إلى طريقة العناصر المحدودة، باستخدام البرنامج الحسابي SAP 2000 لمبنى مكون من 20 طابقاً. هذا الأخير مزود بنظام التحكم الجماعي السلبي الممنوح (TMD) لمعرفة تأثيره على السلوك الديناميكي للهيكل. بعد ذلك، تتم دراسة هيكلين متشابهين من حيث عدد الطوابق من أجل تقدير المفصل الزلزالي بينهما و ذلك من خلال النظر في تغيير المعطيات التالية (الصلابة وموقع TMD ونسبة كتلة TMD / الهيكل). يتم حساب المفصل الزلزالي باستخدام عدة قوانين (RPA99 V2003 و SRSS و ABS) حيث تتم مقارنة النتائج المحصل عليها.

الكلمات المفتاحية: التحكم الإنشائي، التحكم السلبي، التشابك، الهياكل المجاورة، المفاصل الزلزالية

TABLE DES MATIERES

| | |
|---|----------|
| Remerciements | i |
| Dédicace | ii |
| Dédicace..... | iii |
| RESUME | iv |
| ABSTRACT | v |
| ملخص | vi |
| TABLE DES MATIERES..... | vii |
| LISTE DES SYMBOLES | ix |
| LISTE DES FIGURES | x |
| LISTE DES TABLEAUX | xiii |
| INTRODUCTION GENERALE..... | 1 |
| 1 Chapitre 1 : Entrechoquement des Structures adjacentes | 3 |
| 1.1 Introduction..... | 4 |
| 1.2 Définition de l'entrechoquement | 7 |
| 1.3 Les différents types d'entrechoquements..... | 9 |
| 1.3.1 Collision dalle-poteau..... | 9 |
| 1.3.2 L'influence de la hauteur | 9 |
| 1.3.3 L'influence de la masse | 9 |
| 1.3.4 Matériaux à faible ductilité..... | 10 |
| 1.3.5 Bâtiments en série..... | 10 |
| 1.3.6 L'impact de l'excentricité sur les bâtiments adjacents..... | 10 |
| 1.3.7 Bâtiments adjacents similaires [14]..... | 10 |
| 1.3.8 Bâtiments de coin dans une cité de blocs[14]..... | 11 |
| 1.4 Le joint sismique..... | 11 |
| 1.4.1 Calcul du joint sismique | 13 |
| 1.5 Conclusion | 17 |

| | | | |
|----------|---|---|----|
| 2 | Chapitre 2 : | Contrôle structurel | 18 |
| 2.1 | Introduction | | 19 |
| 2.2 | Contrôle passif | | 19 |
| 2.2.1 | Systèmes d'isolation sismique | | 20 |
| 2.2.2 | Système de gestion passive de l'énergie | | 24 |
| 2.2.3 | Contrôle passif par masse libre TMD | | 26 |
| 2.2.4 | Amortisseurs à liquide accordée TLD | | 29 |
| 2.2.5 | Amortisseurs dynamiques à fluides accordés à colonne TLCD | | 30 |
| 2.3 | Contrôle actif | | 31 |
| 2.3.1 | Système AMD (active mass damper) | | 33 |
| 2.3.2 | Le système Tendon actif | | 34 |
| 2.4 | Contrôle semi actif | | 36 |
| 2.4.1 | Amortisseurs à fluide magnéto-rhéologiques | | 37 |
| 2.5 | Contrôle Hybride | | 39 |
| 2.5.1 | Amortisseur à masse hybride | | 39 |
| 2.6 | Conclusion | | 42 |
| 3 | Chapitre 3 : | Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de | |
| | 20 étages équipés de TMD | | 43 |
| 3.1 | Introduction | | 44 |
| 3.2 | Etude d'une structure à un seul DDL | | 44 |
| 3.3 | Etude d'une structure à plusieurs degrés de liberté (20 étages) | | 46 |
| 3.3.1 | Détermination des caractéristiques du TMD | | 48 |
| 3.3.2 | Résultats de la structure souple | | 51 |
| 3.3.3 | Résultats de la structure rigide | | 57 |
| 3.3.4 | Calcul du joint sismique | | 65 |
| 3.4 | Conclusion | | 69 |
| | CONCLUSION GENERALE | | 71 |
| | RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES | | 74 |

LISTE DES SYMBOLES

D : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents

δ_1 : Déplacement maximal du bâtiment (1)

δ_2 : Déplacement maximal du bâtiment (2)

C_d : Facteur d'amplification de la déflexion totale.

δ_{max} : Déplacement élastique maximal qui peut se produire à n'importe quel étage due à l'application de l'effort tranchant de conception a la base.

I : Facteur d'importance du chargement sismique.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

M_{TMD} : Masse du TMD

M_i : Masse modale de la structure

f_i : Fréquence fondamentale de la structure

ω_{TMD} : Pulsation propre du TMD

η : Rapport de fréquence optimum

K_{TMD} : Rigidité du TMD

ξ : Coefficient d'amortissement optimum

C_c : Amortissement critique

LISTE DES FIGURES

| | |
|--|----|
| Figure 1-1 : la tour de l'hôpital effondrée à cause de l'insuffisance du joint sismique causé par un entrechoquement entre la tour et le bloc qui l'avoisine (séisme de San Fernando) 1971[5] | 5 |
| Figure 1-2 : a) l'immeuble moderne en béton armée à gauche. S'est effondré suite aux chocs avec l'ancien bâtiment très rigide à droite, b) l'entrechoquement entre deux bâtiments à cause du joint sismique insuffisant. (Mexico en 1985).[7] | 5 |
| Figure 1-3 : Effondrement des bâtiments à cause de l'entrechoquement (séisme de Boumerdès en 2003)[12] | 7 |
| Figure 1-4 : Les différents types d'oscillations structurelles des bâtiments adjacents sous une secousse sismique[14] | 8 |
| Figure 1-5 : Configurations critique de l'entrechoquement[14], [16], [19] | 11 |
| Figure 1-6 : Largeur minimum du joint sismique selon RPA99V2003 | 15 |
| Figure 1-7 : largeur minimum du joint sismique RPA2003 complément 2010 | 16 |
| Figure 2-1 : Schéma du contrôle passif [31] | 19 |
| Figure 2-2 : Isolateur sismique en élastomère [34] | 21 |
| Figure 2-3 : amortisseur visqueux [34] | 25 |
| Figure2-4 : un amortisseur hystérétique [44] | 25 |
| Figure2-5 : mécanisme du TMD [48]..... | 27 |
| Figure2-6 : boule de stabilisation de Taipei 101 et son emplacement [30]..... | 27 |
| Figure2-7 : amortisseur à liquide accordé [58]..... | 30 |
| Figure2-8 : amortisseur TLCD [61] | 31 |
| Figure2-9 : Schéma d'un système de contrôle actif [63] | 32 |
| Figure2-10 : Modèle du système de structure AMD [67] | 34 |
| Figure2-11 : placement schématique du système de tendons actifs [70] | 35 |
| Figure 2-12 : Contrôle semi-actif inertiel[61] | 37 |

| | |
|--|----|
| Figure2-13 : schéma de l'amortisseur magnéto-rhéologique a échelle réelle [77] | 38 |
| Figure2-14 : Schéma d'un amortisseur de masse hybride [3] | 40 |
| Figure 3-1 : structure a 1SDDL sans et avec TMD | 45 |
| Figure 3-2 : Les 2 structures étudiées (Rigide et souple) | 47 |
| Figure 3-3 : accélérogramme du séisme d'El Centro1940..... | 48 |
| Figure 3-4 : Schéma représentatif du système de 2 DDL : structure avec TMD | 49 |
| Figure 3-5 : Déplacement de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=6\%$ | 52 |
| Figure 3-6 : Déplacement de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=8\%$ | 53 |
| Figure 3-7 : Déplacement de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=10\%$ | 53 |
| Figure 3-8 : Déplacement de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=30\%$ | 54 |
| Figure 3-9 : Accélération de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=6\%$ | 55 |
| Figure 3-10 : Accélération de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=8\%$ | 55 |
| Figure 3-11 : Accélération de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=10\%$ | 56 |
| Figure 3-12 : Accélération de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=30\%$ | 56 |
| Figure 3-13 : Déplacement de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=6\%$ | 57 |
| Figure 3-14 : Déplacement de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=8\%$ | 58 |
| Figure 3-15 : Déplacement de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=10\%$ | 58 |
| Figure 3-16 : Déplacement de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=30\%$ | 59 |
| Figure 3-17 : Accélération de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=6\%$ | 60 |
| Figure 3-18 : Accélération de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=8\%$ | 60 |
| Figure 3-19 : Accélération de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=10\%$ | 61 |
| Figure 3-20 : Accélération de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=30\%$ | 61 |
| Figure 3-21 : variation de réduction des déplacements en fonction du rapport de masse pour les 2 structures étudiées..... | 64 |
| Figure 3-22 : variation de réduction des accélérations en fonction du rapport de masse pour les 2 structures étudiées | 65 |

| | |
|--|----|
| Figure 3-23 Joint sismique RPA99V2003 pour les 10 cas | 68 |
| Figure 3-24 Joint sismique SRSS pour les 10 cas | 68 |
| Figure 3-25 Joint sismique ABS pour les 10 cas | 69 |

LISTE DES TABLEAUX

| | |
|--|----|
| Tableau 3-1 : caractéristiques mécaniques de la structure et du TMD | 44 |
| Tableau 3-2 : données des spectres utilisés | 45 |
| Tableau 3-3 : Déplacement maximum de la structure..... | 46 |
| Tableau 3-4 : Les caractéristiques structurelles des deux cas de structures étudiés | 47 |
| Tableau 3-5 : Caractéristiques des TMD de la structure souple | 50 |
| Tableau 3-6 : Caractéristiques des TMD de la structure rigide..... | 51 |
| Tableau 3-7 : Réduction des déplacements et accélérations en pourcentage de la structure souple | 62 |
| Tableau 3-8 : Réduction des déplacements et accélérations en pourcentage de la structure rigide..... | 63 |
| Tableau 3-9 : valeurs du joint sismique selon RPA99V2003 | 66 |
| Tableau 3-10 : valeurs du joint sismique calculées selon la formule SRSS | 67 |
| Tableau 3-11 : valeurs du joint sismique calculé selon la formule ABS | 67 |

INTRODUCTION GENERALE

La croissance démographique rapide et l'expansion des activités sociales et commerciales dans les zones urbaines ont entraîné une demande croissante de logements et d'infrastructures. Pour répondre à ces besoins, les autorités ont été amenées à construire des bâtiments de plus en plus hauts et à les rapprocher les uns des autres, créant ainsi des paysages urbains de plus en plus denses.

Cependant, cette densification urbaine présente des défis importants, notamment en ce qui concerne la résilience aux séismes. Les régions à risque sismique élevé sont particulièrement vulnérables à des conséquences dévastatrices en cas de tremblement de terre. Les bâtiments, lorsqu'ils sont construits trop proches les uns des autres, peuvent interagir de manière complexe et provoquer des dommages supplémentaires en cas de fortes vibrations sismiques. Les vibrations peuvent être amplifiées et transférées d'un bâtiment à un autre, augmentant ainsi les risques pour les personnes et les biens.

Par conséquent, il devient crucial de comprendre et d'améliorer le comportement dynamique des structures adjacentes dans de tels environnements urbains denses et sujets aux séismes. Cela nécessite l'exploration de solutions de contrôle structurel qui peuvent atténuer les effets des tremblements de terre sur les bâtiments et minimiser les risques de collision entre structures.

Dans ce contexte, ce projet de fin d'études vise à examiner l'effet de la connexion entre les structures adjacentes sur leur comportement dynamique lors de séismes. Pour cela, une étude bibliographique approfondie est faite au premier chapitre pour explorer les phénomènes et les problèmes liés aux structures adjacentes dans des zones urbaines denses et les réponses de ces structures lors d'un tremblement de terre.

Le deuxième chapitre est concentré sur les différentes techniques de contrôle structurel qui peuvent être mises en œuvre pour atténuer les risques sismiques. Ces techniques comprennent, entre autres, l'utilisation de dispositifs d'amortissement, de masses accordées (TMD - Tuned Mass Dampers), et de systèmes d'isolation sismique.

Enfin, dans le dernier chapitre, des simulations numériques par logiciel SAP 2000 sont réalisées pour analyser le comportement dynamique des structures adjacentes équipées d'une masse accordée (TMD). Les simulations permettront de comprendre l'impact de ces dispositifs de contrôle sur les vibrations des structures et leur interaction en cas de séisme. Les résultats obtenus

serviront de base pour évaluer l'efficacité des TMD dans la réduction des risques sismiques entre les structures adjacentes.

Chapitre 1 :
Entrechoquement des structures
adjacentes

1.1 Introduction

L'immigration de la population vers les grandes villes et les métropoles, la croissance démographique et la diversité des activités sociales et commerciales ont engendré des coûts très élevés des terrains et une pénurie d'espace. Cela a conduit à la construction des bâtiments adjacents qui présentent un risque d'entrechoquement en raison de leur mouvement latéral induit par une excitation sismique.[1]

L'entrechoquement ou le martèlement des bâtiments adjacents peuvent entraîner une grande variété des pertes en fonction des composants des structures, telles que les produits dans les murs de remplissage, les déformations plastiques, les ruptures en cisaillement des colonnes, les ruptures locales par écrasement, l'effondrement total ou partiel d'une ou de deux structures adjacentes.

Les dégradations causées par ce phénomène peuvent être plus ou moins graves, allant d'un endommagement local due à la charge de contact entre des bâtiments adjacents à un endommagement plus global des structures [2] dépend des paramètres dynamiques des deux structures au moment de la collision. Ce dernier se produit lorsque les bâtiments adjacents sont bâtis sans séparation avec des limites de la propriété afin de profiter au maximum d'espace, dans le cas où les planchers de ces structures sont réalisés au même niveau, les dommages sont limités, tout en augmentant les chances de survie des occupants, contrairement au cas où les planchers des deux bâtiments sont situés à des hauteurs distinctes.[3]

Différents exemples des séismes réels montrent que l'entrechoquement des structures adjacentes est l'une des causes principales d'endommagement des structures et des pertes des vies humaines, parmi ces exemples, on peut citer :

Le terrible tremblement de terre de 1964 en Alaska a démontré pour la première fois la vulnérabilité des bâtiments adjacents dont la distance de séparation est insuffisante. Depuis lors, l'entrechoquement a été clairement reconnu comme le principal responsable des dommages qui ont conduit à l'effondrement global des bâtiments insuffisamment séparés les uns des autres [2], [4]. Durant le séisme de San Fernando en 1971, de nombreux dommages structurels sont produits, notamment une collision entre le bâtiment principal de l'hôpital Olive View, et l'une de ses tours d'escalier indépendante, comme le montre la **figure I-1**



Figure 1-1 : la tour de l'hôpital effondrée à cause de l'insuffisance du joint sismique causé par un entreoquement entre la tour et le bloc qui l'avoisine (séisme de San Fernando) 1971[5]

Après le séisme de Mexico en 1985, on a remarqué que le phénomène de martèlement avait touché plus de 40% des 330 bâtiments, L'entreoquement a été la raison principale de la chute d'au moins 15% des bâtiments touchés par le martèlement [6]

a)



b)



Figure 1-2 : a) l'immeuble moderne en béton armée à gauche. S'est effondré suite aux chocs avec l'ancien bâtiment très rigide à droite, b) l'entreoquement entre deux bâtiments à cause du joint sismique insuffisant. (Mexico en 1985).[7]

Chapitre 1 : Entrechoquement des Structures adjacentes

Lors des enquêtes effectuées sur 500 bâtiments après le tremblement de terre de Loma Prieta en 1989, plus de 200 bâtiments ont été affectés par le martèlement.[8]. L'entrechoquement a aussi été détecté dans de nombreux immeubles voisins suite au tremblement de terre de Chi-Chi qui a affecté le centre de Taiwan en 1999. Les écoles qui ont été construites avec une nouvelle structure adjacente ont connu une augmentation de la fréquence des dommages. En effet, les anciennes et les nouvelles salles présentent des différentes hauteurs, rigidité, période et de masse non similaires, par ailleurs, ces ouvrages ont présenté une vibration non similaire, ce qui a entraîné un taux d'endommagement élevé. Les mêmes conclusions ont été tirées après les tremblements de terre de Kocaeli et d'Athènes Nord.[2].

Le séisme de Kaliningrad en 2004 a mis en valeur le fait que la configuration des bâtiments joue un rôle important [9]. Les études réalisées après le tremblement de terre de Christchurch (New-Zélande 2011) montrent que 6% des 376 bâtiments analysés dans le quartier central des affaires ont été détruits par l'entrechoquement[10]. Les immeubles en maçonnerie non armée représentent les structures les plus fréquentes dans ce quartier, la majorité des dégâts enregistrés se trouvent sur ce type de bâtiment, à cause de leur comportement fragile, les mêmes observations ont été rapportées après le tremblement de terre de Sivrice-Elazig (en Turquie 2020)[11].

Le territoire algérien a été soumis à des fortes secousses sismiques qui ont fait de nombreuses victimes et beaucoup de dégâts, avec des destructions énormes qui ont touché plusieurs régions du pays, par exemple : Alger en 1996, Chlef en 1980, Ain Bénian, Chéraga, Staouali et Ain Temouchent en 1999 et celui de Boumerdes en 2003 qui a causé des dégâts et des pertes dépassant les 4 milliards de dollars.[12]



Figure 1-3 : Effondrement des bâtiments à cause de l'entreochoquement (séisme de Boumerdès en 2003)[12]

1.2 Définition de l'entreochoquement

Sous une sollicitation sismique, les bâtiments adjacents ayant différents modes de vibration et différentes périodes dynamiques commencent à vibrer de façon déphasée [1], [13]. Ce mouvement est considéré comme la principale cause d'entreochoquement. L'espace entre les bâtiments adjacents devient inadéquat et ne répond plus aux besoins de déplacement des deux structures [13].

L'entreochoquement est la collision des structures adjacentes qui ne possèdent aucune séparation ou une séparation insuffisante. Ce phénomène est provoqué par les tremblements de terre, par conséquent, il peut produire l'effondrement et l'endommagement partiel ou total de la structure.

Les oscillations structurelles des bâtiments adjacents sous une secousse sismique sont classées principalement en deux types : hors phase ou en phase [2], [14], comme montré dans la **figure1-4**

Le premier type se produit lorsque les bâtiments adjacents présentent des propriétés dynamiques différentes (**figure 1-4.c et 1.1.d**), tandis que le deuxième type peut avoir lieu, lorsque les bâtiments adjacents sont identiques (**figure1-4.a et figure1-4.b**), possèdent les mêmes caractéristiques dynamiques. Les effets du martèlement seront limités à quelques dommages locaux, principalement non structurels ou structurels légères[15], les structures ont une réponse structurelle compatible lors d'une sollicitation sismique ,ce qui implique des vibrations en phase. Nous avons deux possibilités lorsque les structures en collision ont des masses, des périodes et des

hauteurs très différentes, le premier cas (**figure1-4.c**) ne possède aucun risque d'entrechoquement et le deuxième cas (**Figure1-4.d**) offre un danger considérable en cas de fort tremblement de terre.[14]

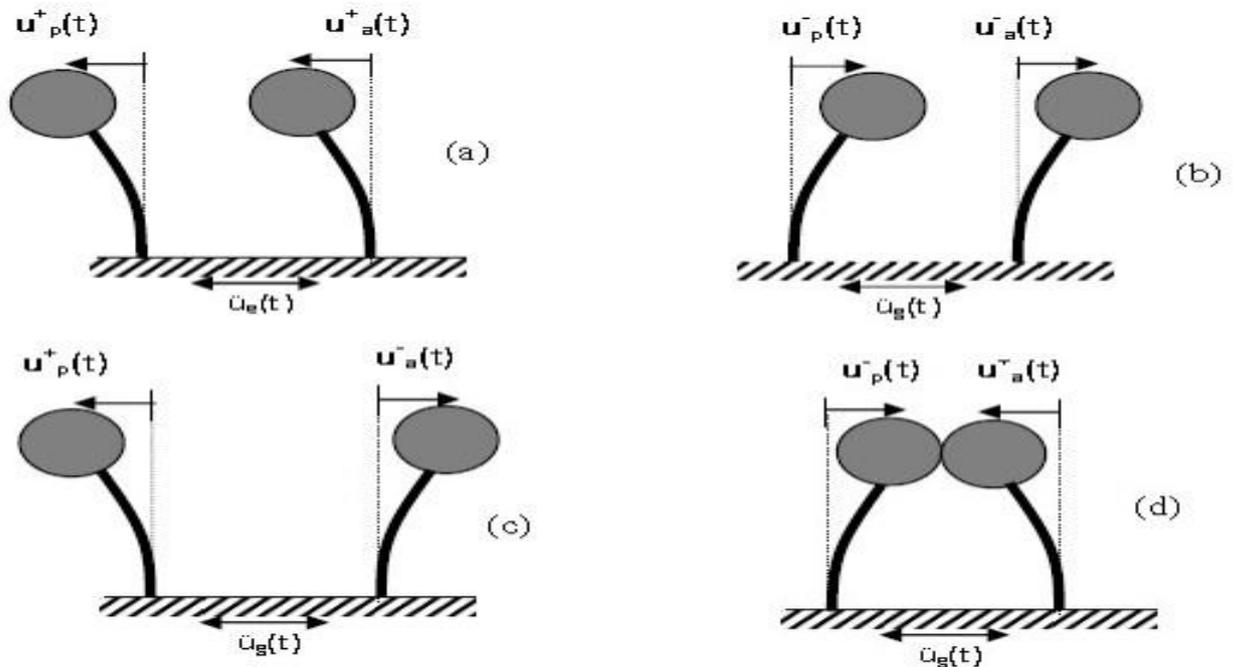


Figure 1-4 : Les différents types d'oscillations structurelles des bâtiments adjacents sous une secousse sismique[14]

La séparation insuffisante entre les bâtiments adjacents n'est pas la seule raison de l'entrechoquement, mais il y a d'autres causes telles que :

- Une intensité imprévue du choc [1], [16], [17]
- Lorsque les bâtiments adjacents ont des propriétés dynamiques différentes.[1]
- La non-conformité aux règles parasismiques. [14]
- La configuration inadéquate des bâtiments et des systèmes structurels mis en place pour résister aux vibrations latérales et particulièrement la résistance à la torsion. [16]
- Des étages souples possèdent une faible rigidité et résistance latérale. [16].
- Une mauvaise mise en œuvre. [14].
- L'inclinaison cumulée de certains bâtiments à cause des mouvements de fondations. [17]
- Les constructions adjacentes sont susceptibles de s'entrechoquer à cause de la liquéfaction du sol.

Après avoir les causes probables de la collision des structures adjacentes, nous pouvons ensuite identifier certaines anomalies [18] que présentent les bâtiments qui ont subi une collision, parmi ces anomalies, on peut remarquer que :

- La majorité des cas d'entrechoquement se produisent dans les lieux où la densité de population est importante
- L'entrechoquement concerne surtout les bâtiments à plusieurs étages.
- Les structures présentant des irrégularités géométriques sont plus fortement susceptibles de s'entrechoquer.
- Parfois, la distance de séparation n'est pas respectée pour des raisons architecturales et aussi pour économiser l'espace.

1.3 Les différents types d'entrechoquements

Une étude des dégradations dues à l'entrechoquement des structures lors des séismes précédents permet d'identifier les principaux types des dommages.[16], [19]

1.3.1 Collision dalle-poteau

Les planchers des bâtiments adjacents se trouvent parfois à des hauteurs distinctes. Par la suite, les étages d'un bâtiment se heurtent aux poteaux des bâtiments adjacents, entraînant le cisaillement des poteaux.

1.3.2 L'influence de la hauteur

Dans le cas où les bâtiments adjacents posséderaient des différentes hauteurs, le mouvement du bâtiment le plus haut est réduit par le bâtiment de faible hauteur, et il est soumis à un cisaillement de l'étage au-dessus de l'endroit où il est frappé.

1.3.3 L'influence de la masse

Le bâtiment qui a une faible masse se déplace latéralement de manière importante lorsqu'il est heurté par le bâtiment le plus lourd.

1.3.4 Matériaux à faible ductilité

La maçonnerie non ferrillée a un comportement très fragile face aux sollicitations latérales. Le choc crée une force temporaire très élevée qui peut conduire à la ruine explosive des éléments structurels à faible déformabilité.

1.3.5 Bâtiments en série

Dans le cas où plusieurs constructions seraient réalisées en série, il semble que les constructions situées à l'extrémité soient plus fortement affectées par le martèlement et soient plus endommagées. En raison de la masse accumulée de tous les autres bâtiments en série, les bâtiments adjacents situés au milieu se déplacent dans les deux sens, mais ne sont pas exposés au même risque que les bâtiments d'extrémité, car ils sont limités à se déplacer exagérément dans l'une ou l'autre direction.

Les effets du martèlement causé par le tremblement de terre sur la réponse globale d'une structure située en série avec plusieurs autres dépendent essentiellement :[15]

- Des propriétés de la structure ainsi que des caractéristiques des deux structures qui voisinent de chaque côté.
- Si la structure est soumise à des impacts unilatéraux ou bilatéraux (c'est-à-dire si elle est une structure extérieure ou intérieure).
- De la taille de l'espace (joint sismique).

1.3.6 L'impact de l'excentricité sur les bâtiments adjacents

Les forces latérales de l'excitation sismique entraînent, en plus du cisaillement et de la flexion, une torsion. Dans le cas de la présence d'une asymétrie entre le centre de gravité et le centre de rigidité d'une ou des deux structures adjacentes.

1.3.7 Bâtiments adjacents similaires [14]

Ce sont des bâtiments adjacents qui présentent des hauteurs similaires et un même niveau d'étage. Ce modèle est généralement le moins destructeur, du fait que les chocs locaux se produisent entre les plans horizontaux.

1.3.8 Bâtiments de coin dans une cité de blocs[14]

Dans ce cas l'entrechoquement prend place le long des deux directions orthogonales. si un bâtiment s'est martelé à un de ses coins, cela peut provoquer un mouvement de torsion et par la suite la rupture du poteau du coin.

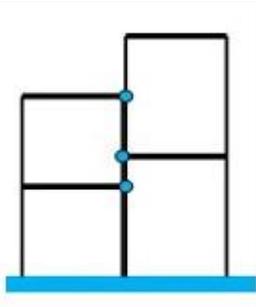
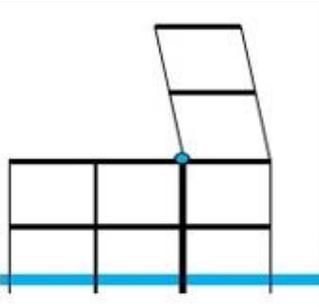
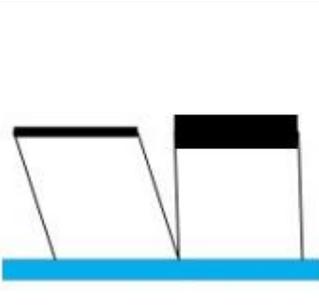
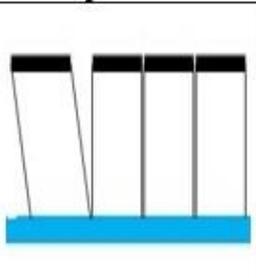
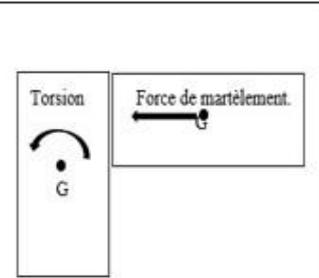
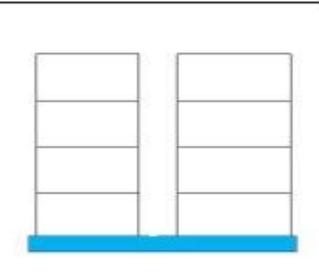
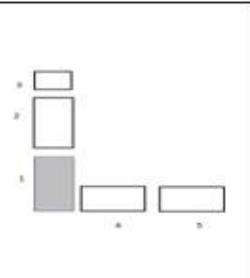
| | | | |
|--|--|---|--|
|  |  |  |  |
| 1- Collision dalle-poteau | 2- L'influence de la hauteur | 3- L'influence de la masse | 4- matériaux à faible ductilité |
|  |  |  |  |
| 5- Bâtiments en série | 6- L'impact de l'excentricité | 7- Bâtiments adjacents semblables | 8- Bâtiments de coin dans une cité de blocs |

Figure 1-5 : Configurations critique de l'entrechoquement[14], [16], [19]

L'entrechoquement des deux bâtiments adjacents est susceptible de causer des dommages graves et néfastes en cas de vibration sismique. À cet effet, de nombreuses propositions ont été suggérées par les scientifiques afin de limiter les risques des entrechoquements, parmi eux le joint sismique.

1.4 Le joint sismique

Les joints sismiques se trouvent généralement quand un bâtiment est bâti à proximité d'un autre bâtiment ou pour diviser un bâtiment en plusieurs sections simples, afin de découpler totalement le comportement dynamique des deux structures. Le joint sismique doit être vide de tout matériau, suffisamment large pour éviter tout entrechoquement et rectiligne sans décrochements. Il est classé

Chapitre 1 : Entrechoquement des Structures adjacentes

comme l'une des solutions traditionnelles les plus efficaces et les plus utilisées par les normes de calcul du monde entier. En outre, de nombreuses recherches ont été réalisées pour évaluer ce dernier. Parmi les études réalisées pour évaluer l'impact de la distance de séparation entre les bâtiments, nous pouvons citer :

Anagnostopoulos en 1988[20] a étudié l'impact de martèlement aux bâtiments adjacents en série, les résultats montrent que si la distance de séparation est calculée par la racine carrée de la somme des carrés des réponses maximales de chaque bâtiment, cette valeur peut être suffisante pour empêcher tout entrechoquement.

Maison et Kasai en 1992[21] ont examiné la collision entre des structures de 8 et 15 niveaux. Ils ont conclu que la charge d'impact est influencée par l'espace de séparation, la masse des deux structures et la position du contact.

Penzien [22] a réalisé une recherche afin de déterminer l'écart de séparation minimal à respecter pour empêcher l'entrechoquement des bâtiments linéaires et non linéaires lors des secousses sismiques de forte intensité. Il a trouvé qu'il y avait un potentiel pour que le déplacement relatif dépasse les valeurs mentionnées dans les codes SRSS et ABS.

Hao et Shen [23] ont constaté que la formule SRSS (la racine carrée de la somme des carrés des réponses maximales des bâtiments adjacents) fournissait une sous-estimation allant jusqu'à 20% des déplacements relatifs des deux structures vibrent de manière déphasée, car la formule SRSS n'a pas pris en compte la différence de phase de réponse.

L'étude numérique de Lin et Weng [24] a montré que la formule SRSS ne prenait pas en compte le rapport de période des structures adjacentes, qui est un facteur important affectant le risque d'entrechoquement.

Abbas M et Sayed M en 2014 [25] ont examiné les dommages causés aux constructions voisines, ainsi que les effets de la séparation entre les bâtiments adjacents et de la limite d'élasticité des deux structures sur les indices de réponse. Ils ont conclu que le risque d'entrechoquement est plus élevé lorsque la largeur de séparation est réduite.

Khatami et al en 2020 [26] ont utilisé la méthode de réseau de neurones artificiels ANN pour déterminer la distance de séparation suffisante afin d'éviter l'entrechoquement entre les bâtiments adjacents. Les résultats indiquent que l'algorithme ANN donne une distance de séparation suffisante, cette méthode a été vérifiée en 2021.

Pei Liu et al en 2021[27] ont proposé une méthode avancée basée sur le risque de martèlement sismique, pour calculer le joint sismique minimal entre les bâtiments adjacents non-linéaires.

1.4.1 Calcul du joint sismique

Auparavant, le concept du joint sismique était simplement défini comme un espace vide entre deux bâtiments adjacents. Plus tard, les ingénieurs ont entamé une réflexion sur les déplacements horizontaux des structures durant les séismes. Ils ont entrepris de développer des bases pour déterminer la dimension des joints sismiques. Les chercheurs ont examiné les effets des séismes et ont découvert des signes montrant que les bâtiments étaient entrés en collision, causant des dégâts souvent très graves.

L'Eurocode 8 [28] préconise un espacement entre les bâtiments adjacents plus grand que la somme quadratique (SRSS) des déplacements horizontaux de ces structures, déterminée au point le plus dangereux par la formule suivante :

$$D \geq \sqrt{\delta_1^2 + \delta_2^2} \quad (1.1)$$

Avec :

D : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents

δ_1 : Déplacement maximal du bâtiment (1)

δ_2 : Déplacement maximal du bâtiment (2)

Si les niveaux des étages sont les mêmes pour les bâtiments adjacents, la distance de séparation de l'équation (1.1) peut être réduite de 70%. Cette condition reflète le fait que la collision d'une dalle avec une autre dalle est moins dommageable que la collision d'une dalle avec un poteau.

Les normes IBC-2003[29] (International Building code) et UBC-2007(Uniforme Building Code) recommandent deux formules pour le calcul du joint sismique. La première formule est la racine carrée de la somme des carrés des réponses maximales de chaque bâtiment (SRSS) de l'équation (1.1), si géographiquement, les bâtiments adjacents sont sur la même ligne de propriété (terrain) et la deuxième formule est la somme des déplacements maximums en valeur absolue de chaque bâtiment (ABS), comme indiqué dans l'équation (1.2) si les structures adjacentes ne se trouvent pas sur la même ligne.

Chapitre 1 : Entrechoquement des Structures adjacentes

La formule ABS :

$$D = |\delta_1| + |\delta_2| \quad (1.2)$$

Avec :

D : Distance de séparation entre deux bâtiments adjacents

δ_1 : Déplacement maximal du bâtiment (1)

δ_2 : Déplacement maximal du bâtiment (2)

Le code Américain FEMA : 273-1997 (Federal Emergency Management Agency) utilise la formule de la somme quadratique de l'équation (1.1) pour calculer la largeur du joint sismique nécessaire.[3], [14], [21]

Le code NBC PERU (National Building Code du Pérou) prévoit que chaque structure doit être séparée des autres structures par une distance supérieur ou égale à 2/3 de la somme des mouvements maximums des structures voisines.[3], [5], [14]

En Inde, la réglementation IS 1893-2002 [21] préconise une distance de séparation égale à la somme des déplacements maximums des bâtiments multipliés par le coefficient de comportement R. si les deux structures possèdent les mêmes niveaux d'étages, le coefficient de comportement R doit être compensé par R/2.

L'ASCE 7-05 (American Society of Civil Engineers) indique que toutes les unités de la construction doivent être réalisées de façon à fonctionner comme une unité homogène capable de supporter les efforts sismiques. Elle précise également que l'espace de séparation dépend du facteur d'amplification, de la déviation et du facteur d'importance. La formule donne l'espace nécessaire pour empêcher l'entrechoquement[3], [5], [14]

$$D = \frac{C_d \delta_{max}}{I} \quad (1.3)$$

Avec :

- D : Distance de séparation entre deux structures adjacentes.
- C_d : le facteur d'amplification de la déflexion totale.
- δ_{max} : le déplacement élastique maximal qui peut se produire à n'importe quel étage due à l'application de l'effort tranchant de conception a la base.
- I : facteur d'importance du chargement sismique.

Selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003), il est nécessaire de prévoir des joints sismiques entre deux structures adjacentes. La distance minimale D_{min} entre ces structures doit respecter la relation suivante :

Chapitre 1 : Entreoquement des Structures adjacentes

$$D_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \quad (1.4)$$

δ_1 et δ_2 les déplacements maximums des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

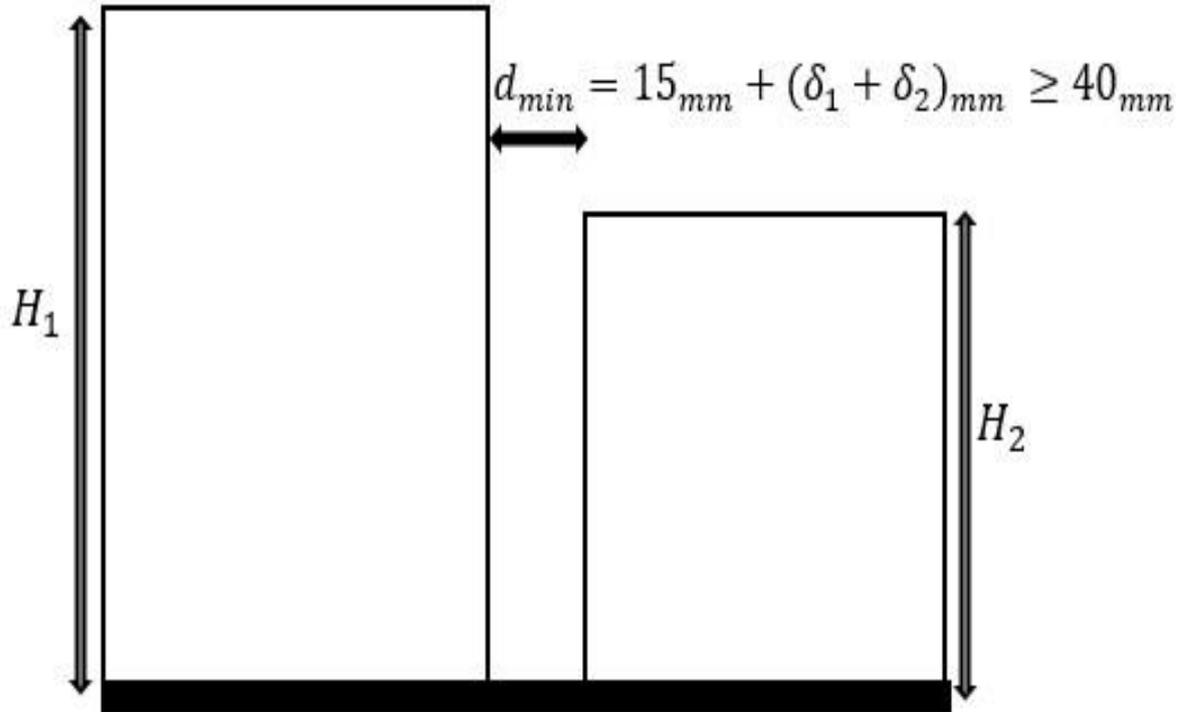


Figure 1-6 : Largeur minimum du joint sismique selon RPA99V2003

Le déplacement horizontal à chaque étage K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{ek} \quad (1.5)$$

Avec :

- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques.
- R : coefficient de comportement.

Deux structures adjacentes doivent être délimitées par des joints sismiques dont la distance minimale D_{min} respecte la relation suivante :

Chapitre 1 : Entreoquement des Structures adjacentes

$$D_{min} = \sqrt{(\delta_1^2 + \delta_2^2)}_{mm} \geq 40_{mm} \quad (1.6)$$

δ_1 et δ_2 les déplacements maximums des deux blocs, calculés au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

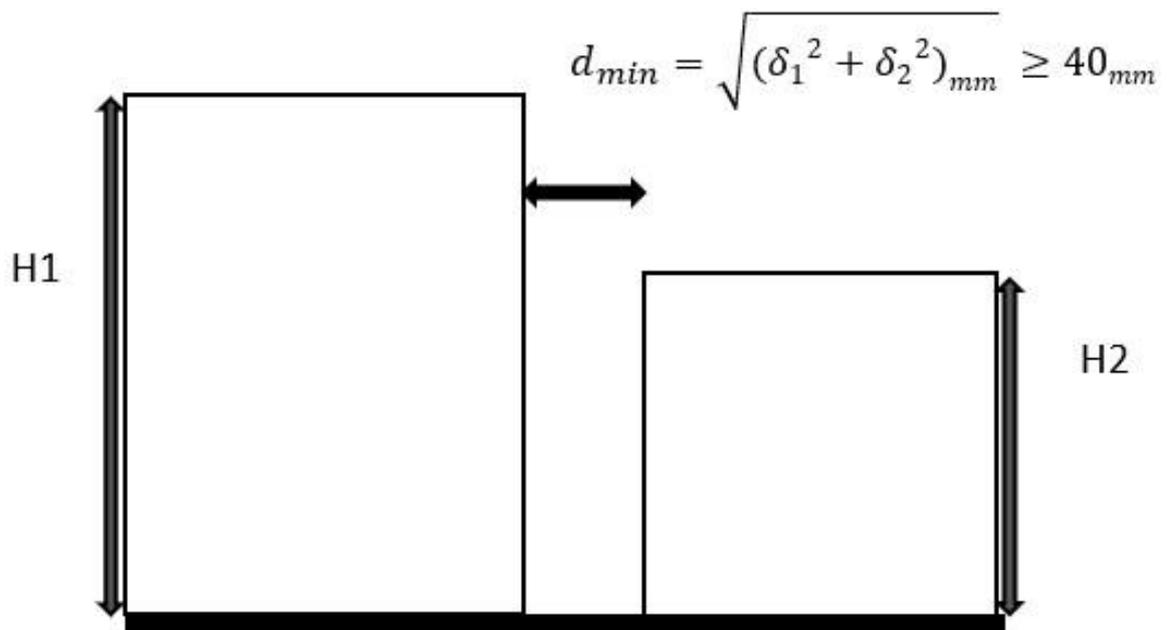


Figure 1-7 : largeur minimum du joint sismique RPA2003 complément 2010

La majorité des règlements de construction suggèrent de déterminer l'espace nécessaire entre les bâtiments adjacents par la méthode **SRSS** (racine carrée de la somme des carrés des réponses maximums) ou par la méthode **ABS** (la somme absolue des déplacements maximums). D'autres règlements prennent en compte la hauteur des structures pour déterminer l'espace sismique adéquat entre les bâtiments adjacents, par exemple[26] :

- Australie : plus de 1% de la hauteur de la structure.
- Serbie : min 3cm et doit être augmenté de 1cm pour chaque 3m de hauteur du bâtiment.
- Egypte : 2 fois la somme des déplacements maximums des structures ou 0,004 fois la hauteur du bâtiment.

1.5 Conclusion

L'entrechoquement des bâtiments adjacents est l'une des principales causes des dommages structurels et non structurels lors des tremblements de terre. La raison pour laquelle, les chercheurs ont étudié les causes de ce phénomène, les configurations structurelles qui favorise l'entrechoquement, les solutions pour le minimiser. Parmi les solutions proposées, l'introduction d'un espace vide suffisant entre les bâtiments adjacents, appelé « joint sismique ».

Cependant, une grande distance de séparation entre ces bâtiments impliquerait une perte importante d'espace, ce qui peut être intolérable d'un point de vue économique, notamment dans les zones métropolitaines où le prix des terrains est très élevé, au vu de ces considérations, les recherches ont été orientées vers d'autres solutions, telles que le contrôle des structures qui vise à contrôler et minimiser le mouvement et les déplacements des structures lors des secousses sismiques. C'est que nous allons aborder au chapitre 2.

Chapitre 2 :
Contrôle structurel

2.1 Introduction

Le contrôle structurel est un système mécanique installé dans une structure afin de réduire ses vibrations lors de charge de séisme, vent...etc. Il est considéré comme une nouvelle méthode de protection qui ne vise plus à renforcer la structure elle-même pour la rendre résistante aux séismes, mais plutôt à l'adjonction de dispositifs spéciaux destinés à contrôler la réponse de la structure exposée aux ondes sismique ou pour la protéger contre le risque du vent, des vibrations causées par les équipements, des impacts externes réguliers ou occasionnels (onde de choc, vagues...etc.).

Ce type de protection peut être classé en 4 catégories : contrôle passif, actif, semi actif, et hybride, que nous allons détailler par la suite.

2.2 Contrôle passif

Les techniques du contrôle passif consistent à amortir les vibrations de la structure de manière passive, c'est-à-dire sans intervention extérieure supplémentaire et sans besoin d'une source d'énergie externe, en couplant la structure à des systèmes placés soit à l'intérieur de la structure, soit à sa base, soit sur le toit, ou en intégrant des matériaux ayant des propriétés d'amortissement.[30]. Le schéma du contrôle passif est illustré dans **la figure 2-1**

Les dispositifs d'amortissement utilisés dans ce type de contrôle peuvent être classés en trois familles selon leur mode de fonctionnement : le système d'isolation de la base, le système de dissipation passive de l'énergie et le système d'absorption de l'énergie.

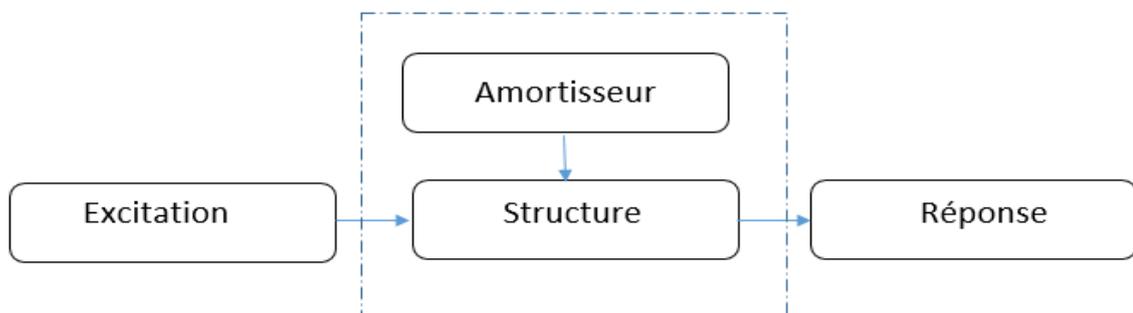


Figure 2-1 : Schéma du contrôle passif [31]

2.2.1 Systèmes d'isolation sismique

Les premières expériences sur le principe de l'isolation sismique remontent au début du 20^e siècle, et la première application de la technologie moderne d'isolation sismique a été réalisée en 1969. [32].

L'isolation sismique consiste à séparer le mouvement du sol du mouvement de la structure afin de réduire les forces transmises à la structure lors d'un tremblement de terre. Cette méthode permet de réduire les dommages causés à la structure et aux éléments de fondation et de préserver leur fonctionnalité après un tremblement de terre. L'isolateur absorbe les déformations inélastiques et atténue les accélérations à haute fréquence. Cependant, l'augmentation de la période de vibration de la structure entraîne des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur, ce qui nécessite l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (Amortissement) pour contrôler les déplacements et trouver un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'augmentation du déplacement. [33].

2.2.1.1 Systèmes à base d'élastomère

Les systèmes à base d'élastomères utilisent des supports constitués de matériaux légèrement malléables appelés élastomères, tels que le caoutchouc naturel ou les élastomères synthétiques comme le néoprène, séparés par des plaques d'acier appelées arceaux.

Ce type de système est le plus courant et offre une flexibilité horizontale qui permet à la superstructure de se déplacer comme une unité en opposition au mouvement du sol, réduisant ainsi considérablement les déplacements relatifs entre les étages. Plus les élastomères sont élastiques/flexibles, moins les charges sismiques auront d'effet sur le bâtiment, mais une trop grande flexibilité des supports peut compromettre la stabilité normale de la structure. Ils sont donc dits "déformables" parce qu'ils se déforment pour réduire les effets des secousses sur la structure. [30]. La figure 2-2 montre un isolateur à base d'élastomère.



Figure 2-2 : Isolateur sismique en élastomère [34]

2.2.1.2 Isolation à base de glissement

Ces systèmes séparent les mouvements de la partie supérieure de la structure de ceux des éléments de fondation en utilisant des interfaces de glissement. En outre, ces interfaces permettent de dissiper l'énergie sismique par frottement. Par exemple, le système de pendule à friction utilise une interface de glissement en forme de coupe (partie d'une sphère) qui donne à la structure un mouvement global de type pendulaire. Les caractéristiques clés qui contrôlent la période d'isolation et la quantité d'énergie dissipée par le système sont le rayon de courbure et le coefficient de frottement de l'interface.[33].

Ounis et al[35] ont étudié l'impact de l'amortissement sur la réponse d'un bâtiment isolé à la base par un support de type LRB. Une étude paramétrique a été réalisée en tenant compte de la variation du taux d'amortissement (8% à 35%) sous différents types d'excitations sismiques (champ proche et champ lointain). Une analyse temporelle est utilisée pour déterminer la réponse de la structure en termes de déplacement relatif des différents niveaux du bâtiment. Les résultats montrent que l'efficacité de l'isolateur augmente avec le taux d'amortissement supposé, tant que ce dernier est inférieur ou égal à 20%. Au-delà de cette valeur, l'isolateur devient moins pratique.

Santhosh et al [36] ont présenté le travail sur l'analyse sismique des bâtiments de faible à moyenne hauteur pour l'isolation de la base. L'isolateur en caoutchouc a été utilisé comme

dispositif d'isolation. L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel SAAD Pro. Les bâtiments de six étages ont été analysés à la fois en considérant la base comme une structure de base fixe et en la considérant comme une base isolée au niveau des paliers en caoutchouc de plomb moyens. Les résultats analytiques montrent la réduction de l'accélération et du cisaillement des planchers dans le cas d'une structure isolée par rapport à une structure non isolée.

Hamouche et al [37] ont modélisé et étudié l'efficacité de l'isolation sismique d'une structure en béton armé de 8 étages. Les résultats obtenus en comparant la structure avec et sans isolation montrent que :

- Les périodes correspondant au modèle isolé sont augmentées en moyenne de 58%. L'isolation à la base du bâtiment a pour effet d'adoucir le bâtiment, ce qui réduit l'accélération.
- Le système d'isolation a diminué l'accélération du dernier niveau d'environ 50,13%.
- La force de cisaillement de la colonne la plus sollicitée est réduite de 259KN dans la base encastrée à 50,80KN dans la structure de base isolée.
- Le déplacement est réduit de 5 cm à 2,7 cm au dernier niveau.

Win et Htun [38] ont mené une étude comparative sur l'évaluation des performances d'une structure en acier de 8 étages isolée à la base par un support en caoutchouc de plomb (LRB) et une structure à base fixe. La structure a été soumise à une charge sismique latérale. Les enregistrements des mouvements du sol ont été obtenus à partir de la base de données PEER sur les mouvements du sol. Les résultats montrent plusieurs avantages des structures isolées :

- Le déplacement du dernier étage du bâtiment isolé à la base est réduit d'environ 84,65%.
- Les accélérations des planchers sont considérablement réduites dans le bâtiment à base isolée par rapport au bâtiment à base fixe.
- La période des structures de base isolées augmente de 2,266 fois par rapport aux structures de base fixes.
- La réduction du temps de réparation du bâtiment isolé.
- Le taux de blessures de la structure isolée est inférieur de 90 % à celui de la structure de base fixe.

Falborski et Jankowski [39] ont mené une étude expérimentale pour évaluer l'efficacité d'un prototype de système d'isolation de base constitué d'appuis polymériques visant à réduire les vibrations structurelles. Afin de construire les appuis sismiques considérés dans cette étude, plusieurs mouvements du sol ont été pris en compte en comparant les accélérations maximales enregistrées au sommet des structures du modèle analysé, avec et sans système d'isolation à la base. Les résultats montrent clairement que l'application du prototype de paliers polymériques (PB) conduit à une amélioration significative de la réponse sismique, en réduisant l'accélération latérale maximale d'environ 58% et 45% pour les modèles de structures à un et à deux étages, respectivement.

Bhandari et al [40] ont étudié le comportement d'un bâtiment isolé à la base pour les tremblements de terre de champ proche et de champ lointain, afin de montrer la différence entre les caractéristiques de réponse du système pour les deux types de tremblements de terre, avec effet de directivité et effet de fling-step. Deux niveaux de PGA sont également pris en compte. La différence de comportement est montrée à l'aide de la réduction de la force de base, l'accélération du dernier étage. Les résultats numériques d'un cadre de bâtiment isolé à la base de dix étages conçu pour les tremblements de terre conduisent aux conclusions suivantes :

- Pour les deux types de PGA de tremblements de terre, les réductions de la force de base, l'accélération absolue du dernier étage et du déplacement maximum sont significatives pour les tremblements de terre de champ lointain et de champ proche avec effet de directivité.
- Pour les tremblements de terre de champ proche avec effet de fling-step, l'isolation de base s'avère inefficace.

Fakih et al[41] ont mené une étude visant à déterminer si l'utilisation des isolateurs LRB peut réduire les dommages sismiques dans les bâtiments de grande hauteur par rapport aux systèmes de murs de cisaillement normaux. Ils ont utilisé le logiciel ETABS et ont créé un modèle de bâtiment de grande hauteur avec deux types de systèmes de constructions (bâtiment isolé à l'aide des appuis LRB et un système de mur de cisaillement conventionnel) des analyses statiques et dynamiques

ont été effectuées et les résultats ont été évalués en fonction de plusieurs critères. Les résultats montrent que :

- La période fondamentale de la structure isolée est augmentée d'environ 3 fois par rapport à la période fondamentale de la structure de base fixe.
- Le déplacement latéral du toit est réduit de 46,11%, ce qui témoigne de la flexibilité induite dans le bâtiment.
- La force de cisaillement de la base est réduite de 8368 tonnes dans la base fixe à 1169 tonnes dans la structure à base isolée.

Sous charge sismique l'appui LRB (caoutchouc en plomb) peut être utilisé comme système d'isolation pour les immeubles de grande hauteur avec des résultats efficaces. L'efficacité de ce système dépend des caractéristiques de séisme, de ses propriétés de conception et des critères structurels.

2.2.2 Système de gestion passive de l'énergie

Les dissipateurs d'énergie sont des systèmes qui absorbent l'énergie sismique afin d'éviter les déformations inélastiques des éléments structurels. Il existe trois types de dissipateurs en fonction de leur comportement : hystérétique, viscoélastique et fluide visqueux. Les dissipateurs hystérétiques fonctionnent par plastification de l'acier et par friction entre les surfaces, en fonction principalement des déplacements. Les dissipateurs viscoélastiques sont soit solides, soit fluides, et leur comportement dépend du déplacement et de la vitesse. Les dissipateurs à fluide visqueux ont un comportement qui dépend principalement de la vitesse. [42].

2.2.2.1 Amortisseurs visqueux ou hystérétiques

Ce système consiste à placer des amortisseurs à différents niveaux de la structure. Cette section aborde deux types d'amortisseurs différents, qui sont les plus couramment utilisés :

- Les amortisseurs FVD (Fluid Viscous Damper) sont constitués d'un cylindre creux en acier inoxydable très résistant, rempli d'un fluide à haute viscosité. Ce fluide a l'avantage d'être insensible aux variations de température, non toxique, résistant au feu et durable. Les fluides les plus couramment utilisés sont ceux qui appartiennent à la famille des huiles de silicone ou d'autres types d'huiles similaires..[43].un amortisseur visqueux est illustré dans la **figure 2-3**



Figure 2-3 : amortisseur visqueux [34]

Les amortisseurs hystériques sont fabriqués à partir d'aciers spéciaux dont les limites d'élasticité sont très basses et les zones de plasticité très étendues. La **figure 2-4** montre la forme et la position de ces amortisseurs dans la structure.

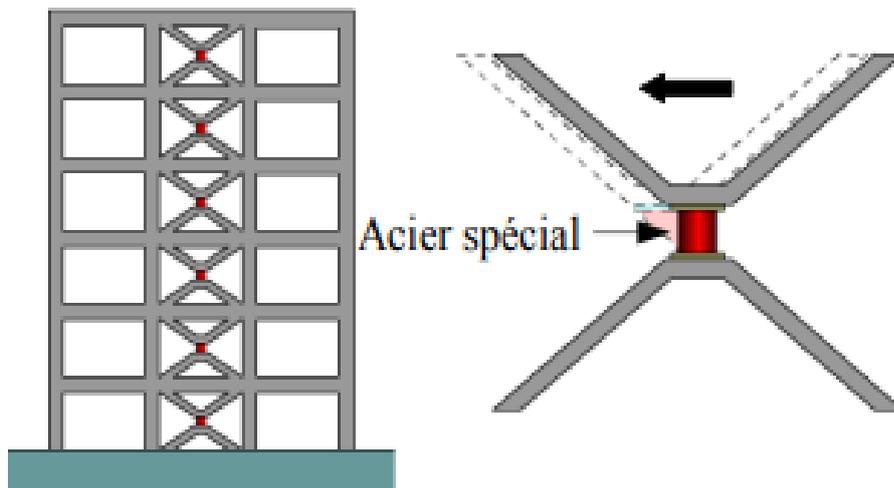


Figure2-4 : un amortisseur hystérique [44]

2.2.2.2 Contrôle par des amortisseurs à friction

Ces dispositifs utilisent la friction comme mécanisme de résistance. En cas de tremblement de terre, les composants de ce système glissent les uns par rapport aux autres, générant des forces de frottement dans la direction opposée au mouvement. Plusieurs dispositifs de friction ont été proposés et développés pour la dissipation de l'énergie dans les structures. La plupart de ces dispositifs produisent des boucles d'hystérésis rectangulaires et ont généralement de bonnes performances. Leur comportement est relativement moins affecté par la fréquence de la charge, le nombre de cycles de charge ou les variations de température. En outre, ils présentent une grande résistance à la fatigue. Les dispositifs varient en termes de complexité mécanique et de matériaux utilisés pour les surfaces de glissement [45].

Différents types d'amortisseurs à friction sont disponibles, notamment l'amortisseur à friction Sumitomo, l'amortisseur Pall, l'amortisseur boulonné à fente et le dispositif de retenue à dissipation d'énergie (EDR).

2.2.3 Contrôle passif par masse libre TMD

Un amortisseur de masse accordé est un dispositif de contrepoids passif pour une structure, qui se compose d'une masse lourde, d'un ressort et d'un amortisseur visqueux. Ce dispositif est installé à des endroits précis de la structure pour réduire sa réponse aux charges dynamiques.[46].

Ce dispositif est largement utilisé pour le contrôle des vibrations dans de nombreux systèmes d'ingénierie. Récemment, de nombreuses théories ont été adoptées pour réduire les vibrations dans les structures d'ingénierie en raison de la facilité et de la simplicité de leur mécanisme. Pour obtenir une réponse optimale, la fréquence naturelle de la masse secondaire doit être adaptée à celle de la structure primaire. Ainsi, lorsque cette fréquence particulière de la structure est excitée, le TMD commence à vibrer de manière déphasée par rapport au mouvement de la structure **figure 2-5**. L'énergie excédentaire accumulée dans la structure est transmise à la masse secondaire et dissipée en raison du mouvement relatif qui se développe entre elles [47].

Une structure très connue par ce type d'amortissement est le Taipei 101, de TAIWAN **figure 2-6**.

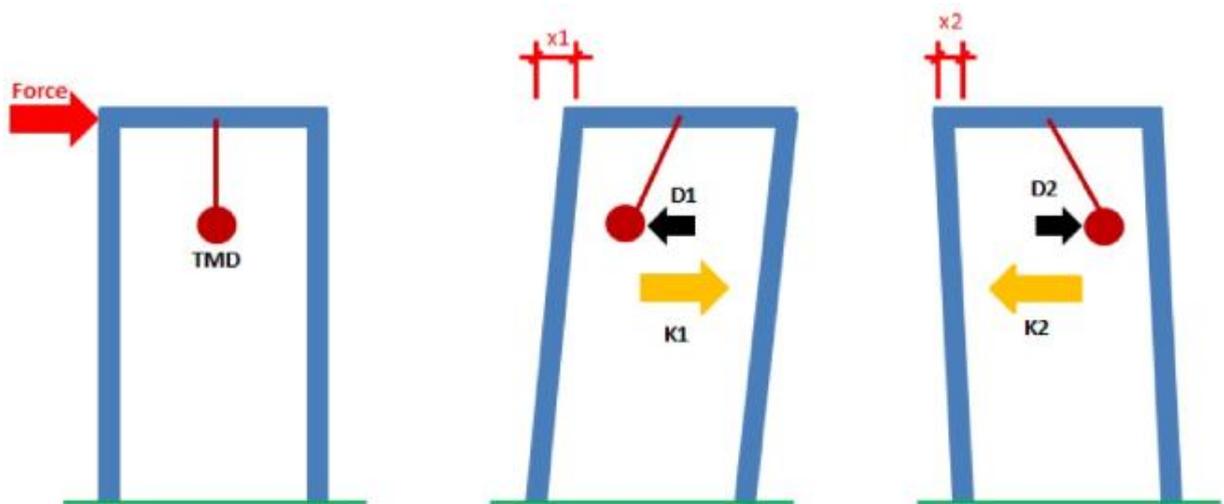


Figure2-5 : mécanisme du TMD [48]



Figure2-6 : boule de stabilisation de Taipei 101 et son emplacement [30]

Kawaguchi et al [49] ont examiné la réponse d'un bâtiment doté d'un amortisseur de masse accordée (TMD) soumis à la force du vent, différents rapports de masse ont été testés afin de prouver que le TMD est capable de réduire les vibrations du bâtiment d'environ 60%, lorsque le rapport de masse est égal à 5%. Et d'environ 45%, lorsque le rapport massique est égal à 2%.

Villaverde et Koyoma [50] ont mené une étude sur l'effet d'un TMD sur la réponse sismique d'un bâtiment de dix étages pendant le tremblement de terre de Mexico en 1985. En raison de la longue durée et de la fréquence étroite de l'enregistrement du mouvement du sol, ils ont observé

une réduction d'environ 40% du déplacement maximal du toit du bâtiment, lorsqu'un TMD avec un rapport de masse modale de 4,2% a été installé au sommet du bâtiment.

Sinha et Igusa [51] ont élaboré une expression simple pour décrire le comportement d'une structure équipée d'un système TMD lorsqu'elle est soumise à une excitation à large bande fréquentielle de courte durée. Ils ont constaté que la réponse de la structure à de telles excitations diffère fondamentalement de celle observée lors d'excitation de longue durée. En effet, lorsque l'amortissement de la structure est très faible, presque toute l'énergie induite est transférée vers le TMD. Cependant à la fin de leur étude ont conclu que le TMD se révélait inefficace pour les excitations de courte durée.

Sadek et al [52] ont démontré que le TMD attaché aux structures est capable de contrôler la réponse de la structure uniquement dans les deux premiers modes, mais qu'il n'a aucun impact sur les modes inférieurs

L'étude menée par Soto-Brito et Ruiz [53] avait pour objectif d'analyser l'efficacité des TMD sur des bâtiments soumis à des mouvements de sol de différentes intensités. Pour cela, ils ont étudié une structure en béton armé de 22 étages équipée d'un TMD, soumise à des mouvements de sol de faible et de forte intensité. Les résultats montrent que les déplacements du toit des structures avec TMD soumises à des mouvements modérés peuvent être réduites jusqu'à 68% par rapport aux structures sans TMD. Cependant, l'efficacité des TMD est fortement réduite pour les structures développant un comportement non linéaire, ce qui produit généralement lors des tremblements de terre de forte intensité.

Kamrani-Moghaddam et al [54] ont examiné l'efficacité du dispositif d'amortissement à masse accordée (TMD) dans la réduction de la réponse sismique des structures exposées à des séismes en champ lointain et en champ proche. Ils ont utilisé des structures de 3, 9 et 20 étages, des analyses temporelles ont été menées pour calculer la réponse sismique de chaque structure non contrôlée lors d'excitations sismiques de Chi-Chi, Kocaeli et Landers, en champ proche et en champ lointain. Ensuite, la même procédure a été répétée pour chaque structure équipée d'un TMD. Les résultats ont révélé que l'efficacité du TMD dans les structures de 3 étages était supérieure lors

d'excitations en champs loin, tandis que pour les structures de 9 et 20 étages, la performance du TMD était meilleurs lors des excitations en champ proche.

Yamaguchi et Harnpornchai [55] ont étudié analytiquement les paramètres fondamentaux des amortisseurs à masses accordées multiples (MTMD) en comparaison avec ceux du TMD unique pour supprimer efficacement la réponse structurelle soumise à des vibrations forcées harmoniques. Ils ont supposé les mêmes hypothèses de Den Hartog. Les résultats ont montré que la gamme de fréquence est le paramètre le plus important pour rendre les MTMD plus efficace et plus robuste, tandis que le taux d'amortissement et le nombre total de TMD sont des paramètres secondaires. En effet le taux d'amortissement peut être réduit en augmentant le nombre de TMD et vice-versa. Ils ont également observé que les MTMD ont réduit la réponse structurelle d'environ 15% lorsque le rapport de masse est égal à 1%.

Le système MTMD est plus efficace pour contrôler le mouvement de la structure et offre des avantages tels que la mobilité, la possibilité d'améliorer leur performances contre les erreurs d'estimation de la fréquence du système primaire ou contre les changements de rigidité sous charge en sélectionnant une gamme de fréquence différente de la gamme optimal, leur efficacité globale peut ne pas être sérieusement compromise si un ou plusieurs amortisseurs ne fonctionnent pas pour des raisons mécaniques ou autre. Enfin, le MTMD (multiples masses accordées) est facile à installer, ce qui le rend intéressant non seulement pour les nouvelles installations, mais aussi pour une utilisation temporaire pendant la construction ou pour la réhabilitation des structures existantes [56].

2.2.4 Amortisseurs à liquide accordée TLD

Le TLD est un autre type d'absorbeur de vibrations structurelles. Il utilise de l'eau ou un autre liquide, généralement un mélange d'eau et d'éthylène glycol, pour atteindre un point de congélation bas [57] comme source de masse mobile et de gravité pour générer la force de rappel. La vibration structurelle secoue le TLD et fait bouger le liquide à l'intérieur du conteneur. Les turbulences dans l'écoulement du liquide et la friction entre le liquide et le conteneur convertissent l'énergie dynamique du fluide en chaleur, absorbant ainsi l'énergie de la vibration structurelle. Il est important de noter que, comme le TMD, le TLD utilise le même principe de base pour absorber

les vibrations structurelles, mais sans mécanismes complexes. La différence réside dans le fait que les caractéristiques telles que la masse, l'amortissement et la rigidité du système sont fournies par le fluide lui-même[58].

Ses avantages, son faible coût, son point de déclenchement proche de zéro, sa facilité de réglage de la fréquence naturelle et sa facilité d'installation sur des structures existantes expliquent l'intérêt croissant pour ces dispositifs. Cependant, le mouvement du fluide peut être hautement non linéaire en raison de la rupture des vagues à des amplitudes de vibration élevées.[59]. La **figure 2-7** illustre un amortisseur à liquide accordé

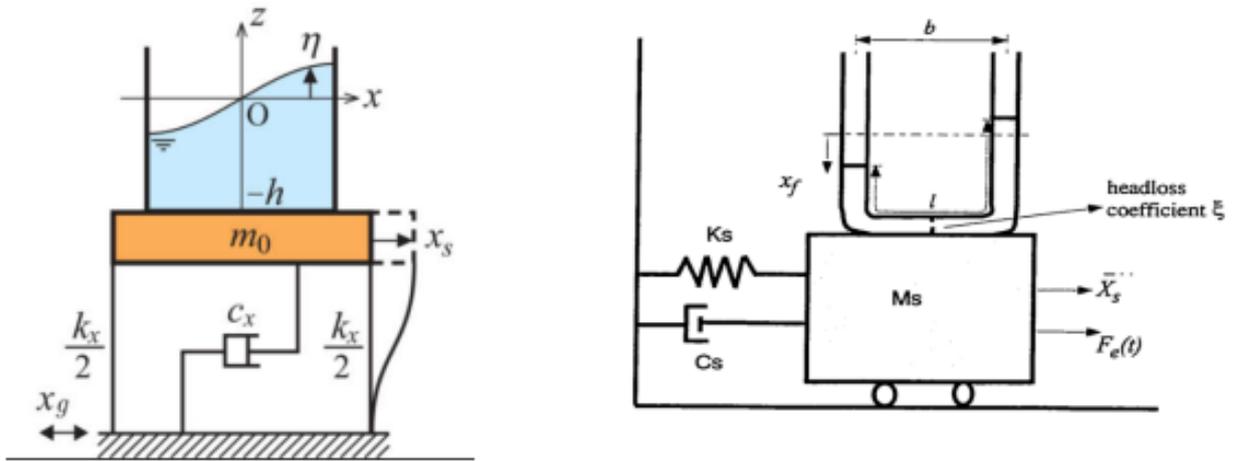


Figure2-7 : amortisseur à liquide accordé [58]

2.2.5 Amortisseurs dynamiques à fluides accordés à colonne TLCD

Les amortisseurs dynamiques TLCD (**figure 2-8**) remplis de liquide se composent d'un tube en forme de U rempli de liquide (généralement de l'eau). Les propriétés du liquide sont ajustées pour contrebalancer les forces à la base de l'appareil causées par le mouvement du liquide, compensant ainsi le mouvement horizontal du support. Ce fonctionnement est similaire à celui d'un TMD [59].

Le réservoir en forme de U est conçu pour avoir une fréquence propre qui correspond de manière optimale à une ou plusieurs fréquences propres de la structure. La fréquence propre du réservoir est déterminée par sa longueur effective, qui est liée à la géométrie du réservoir, en particulier à la proportion des surfaces de la section verticale de la colonne et de la surface de la section transversale.[60].

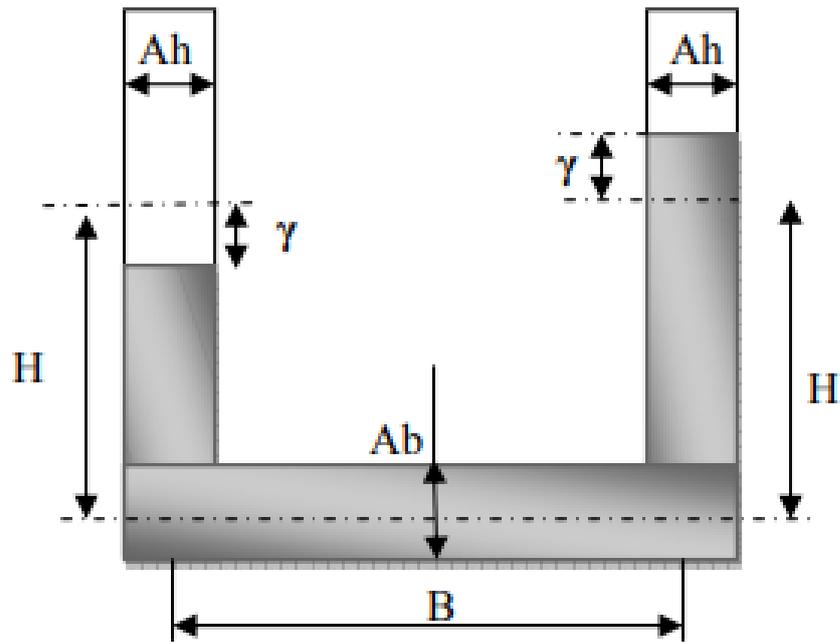


Figure2-8 : amortisseur TLCD [61]

2.3 Contrôle actif

Les systèmes de contrôle actif sont des dispositifs qui nécessitent une source d'énergie externe pour actionner des actuateurs qui appliquent des forces aux structures, en envoyant des signaux basés sur la réponse de la structure **figure 2-9**. Ils nécessitent plus d'équipement que les dispositifs de contrôle passif, ce qui se traduit par des coûts et une maintenance plus élevés. Les amortisseurs à masse active, les amortisseurs à colonne liquide et les amortisseurs à rigidité variable sont quelques exemples de ces dispositifs. Ils sont utilisés dans des applications telles que l'AMD dans le Kyobashi Seiwa Building, le Duox dans le ANDO Nighikicho Building et le Trigon dans la Shinjuku Tower.[62].

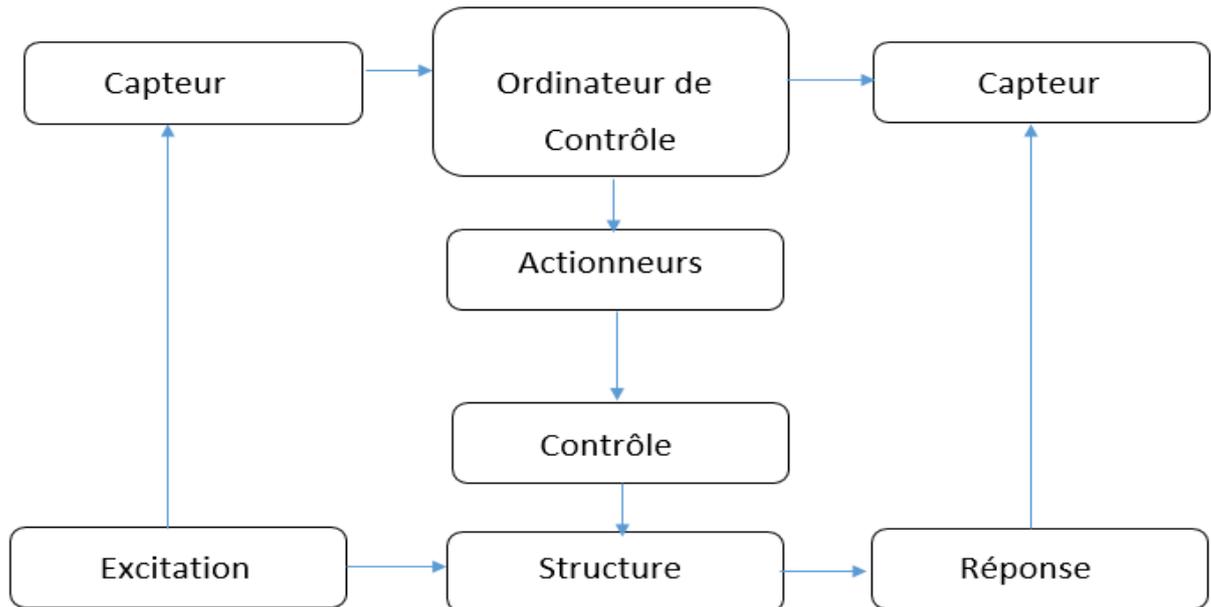


Figure2-9 : Schéma d'un système de contrôle actif [63]

- Le capteur est un dispositif qui convertit une quantité physique à mesurer en informations compréhensibles. Cette information est transmise sous forme de signaux de tension à un contrôleur pour être traitée [64].
- L'unité de contrôle-commande a pour fonction de gérer un ensemble d'instruments intégrés en manipulant les capteurs et les actionneurs à fibre optique, ou en supervisant les dispositifs opérationnels et de contrôle. [64].
- Un actionneur, dans un système automatisé, est un composant de la partie opérative qui transforme l'énergie qui lui est fournie en travail utile pour accomplir des tâches spécifiques. Il agit en réponse aux ordres donnés par la partie commande, par l'intermédiaire d'un préactionneur, en fournissant la force nécessaire à l'exécution des tâches commandées par l'unité de commande. [64].

2.3.1 Système AMD (active mass damper)

Le système AMD comporte les éléments suivants [65] :

- Différents capteurs placés à différents endroits, comme au niveau du sol, à mi-hauteur et au niveau du toit, détectent les mouvements sismiques et les secousses à la surface du sol et dans le bâtiment.
- Un ordinateur de contrôle analyse les signaux et envoie une commande d'action. L'algorithme de contrôle est de type boucle fermée, où la force de contrôle active est déterminée par le retour de vitesse linéaire de la réponse de la structure.
- Les actionneurs exécutent les commandes de contrôle et entraînent les masses. La source de pression hydraulique pour les actionneurs comprend deux pompes et un accumulateur. Une pompe assure un niveau de pression minimum constant tandis que la plus grande pompe est activée en cas de tremblement de terre.
- En outre, deux masses supplémentaires, actionnées par les actionneurs, sont suspendues à des câbles en acier pour réduire les frottements.

La **figure 2-10** montre un modèle du système de structure AMD

En 1988 dans les actes de la Neuvième Conférence Mondiale sur le Génie Sismique, S. Aizawa et al. [66] ont mené une étude sur le développement et l'essai d'un amortisseur à masse active (AMA) pour réduire les oscillations des structures sous l'effet des tremblements de terre. L'étude a été menée sur un modèle à petite échelle d'un bâtiment de 20 étages équipé de deux AMA.

Les résultats expérimentaux ont montré que l'AMA entraînait une réduction significative de l'amplitude des oscillations du bâtiment sous l'effet des tremblements de terre. La réduction des oscillations a été mesurée en termes de coefficient d'amortissement (rapport de la réponse maximale avec et sans AMA) et de coefficient de transfert de force (rapport de la force transmise à la structure avec et sans AMA).

Les essais ont été réalisés dans différentes conditions de tremblement de terre simulé, notamment des tremblements de terre de faible amplitude à haute fréquence et des tremblements de terre de forte amplitude à basse fréquence. Les résultats ont montré que l'efficacité de l'AMA dépendait fortement de la fréquence du tremblement de terre. En général, l'AMA était plus efficace pour réduire les oscillations à haute fréquence que pour les basses fréquences.

Les auteurs ont également constaté que l'efficacité de l'AMA dépendait des paramètres de fonctionnement de l'AMA, tels que l'ampleur de la commande, la fréquence de la commande et le déphasage entre la commande et la réponse. Les paramètres optimaux de fonctionnement de l'AMA varient en fonction des conditions du tremblement de terre et des caractéristiques de la structure.

Enfin, les auteurs ont souligné que l'AMA présente des avantages potentiels par rapport à d'autres systèmes d'amortissement passif, tels que les amortisseurs à fluide visqueux ou à friction. En effet, l'AMA est capable de s'adapter à des conditions sismiques changeantes en ajustant ses paramètres de fonctionnement, ce qui peut améliorer son efficacité et sa fiabilité lors de tremblements de terre réels.

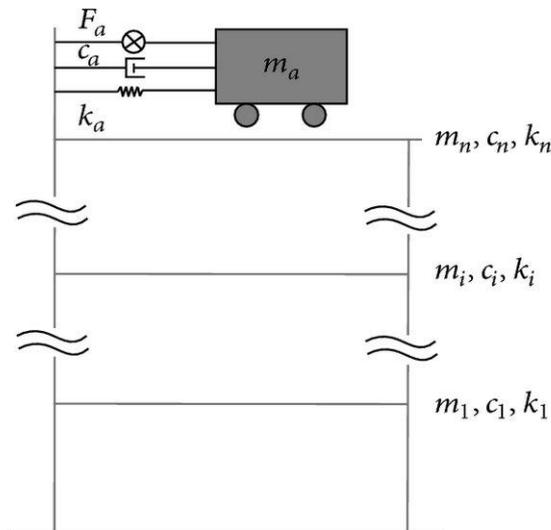


Figure2-10 : Modèle du système de structure AMD [67]

2.3.2 Le système Tendon actif

Le système de tension active est généralement composé d'un ensemble de câbles précontraints, appelés tendeurs, dont les tensions sont régulées par des servomécanismes électro-hydrauliques. [68], [69].

Ce système est installé entre les étages d'un bâtiment, le cylindre de l'actionneur étant fixé sous l'étage inférieur, l'extrémité du tendon étant reliée à l'étage supérieur et l'autre extrémité au piston de l'actionneur, comme le montre la **Figure 2-11**

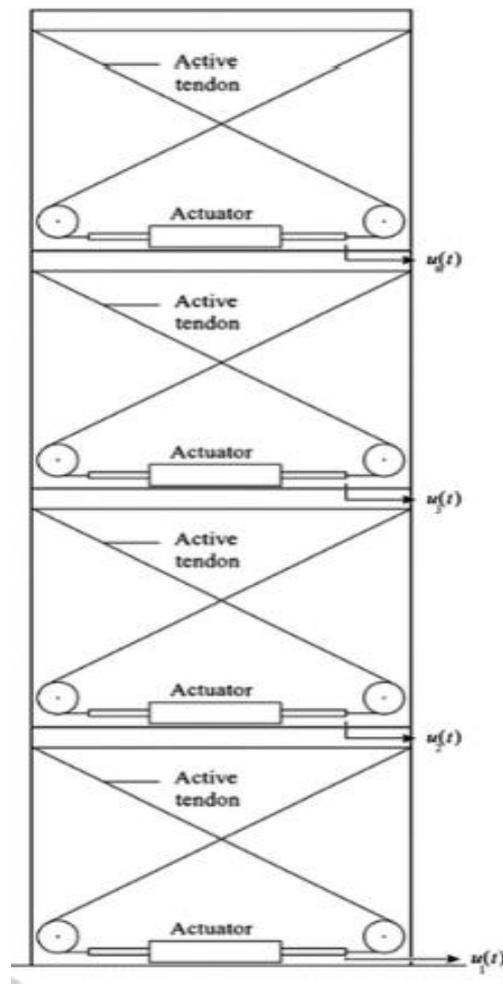


Figure2-11 : placement schématique du système de tendons actifs [70]

Les bâtiments à plusieurs étages ont tendance à subir des déformations et des déplacements différents à chaque étage lors d'un tremblement de terre, en raison de leur conception asymétrique et de la répartition irrégulière des masses. Cette asymétrie peut entraîner des dommages structurels importants et compromettre la sécurité des occupants.

Pour remédier à ce problème, en 2016 E. Nazarimofrad et S. M. Zahrai, [71] ont mené une étude sur le contrôle sismique des bâtiments irréguliers à plusieurs étages à l'aide de tendons actifs en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure. Ils ont proposé l'utilisation de tendons actifs, par un contrôle en boucle fermée qui peut réduire les effets des tremblements de terre en appliquant des forces de précontrainte contrôlées sur les bâtiments irréguliers à plusieurs étages en raison de leur réponse dynamique complexe.

Les résultats de l'étude ont montré que l'utilisation de tendons actifs peut améliorer de manière significative la performance sismique des bâtiments irréguliers à plusieurs étages. Plus précisément, les câbles actifs réduisent les déformations et les déplacements structurels, ce qui peut réduire les dommages causés par les tremblements de terre et améliorer la sécurité des occupants.

En raison de l'importance primordiale des algorithmes dans l'optimisation de ce type de système de contrôle, une grande partie des recherches récentes ont été consacrées à l'étude des différents algorithmes afin de trouver ceux qui lui rendent plus performant et lui donne la réponse idéale en cas de séisme

En 2017 D.-H. Yang et al. [72] ont proposé un nouvel algorithme de contrôle appelé retour d'accélération négatif multimodal (MMNAF) pour le contrôle actif des vibrations structurelles à l'aide d'un système d'amortisseur de masse actif (AMD). L'algorithme de contrôle MMNAF peut supprimer efficacement les vibrations du système MDOF à la fois théoriquement et expérimentalement. L'algorithme de contrôle proposé offre une approche prometteuse pour le contrôle actif des vibrations structurelles, en particulier pour réduire l'impact des charges dynamiques induites par les tremblements de terre, les charges de vent et d'autres forces externes.

2.4 Contrôle semi actif

Un système de contrôle semi-actif peut être défini comme un système qui nécessite généralement une petite source d'énergie externe pour fonctionner (par exemple, une batterie) et qui utilise le mouvement de la structure pour développer des forces de contrôle, dont l'ampleur peut être ajustée par la source d'énergie externe. Les forces de contrôle sont développées sur la base des informations fournies par les capteurs qui mesurent l'excitation et/ou la réponse de la structure. Le retour d'information sur la réponse de la structure peut être mesuré à des endroits éloignés de l'emplacement du système de contrôle semi-actif.[73], **figure 2-12.**

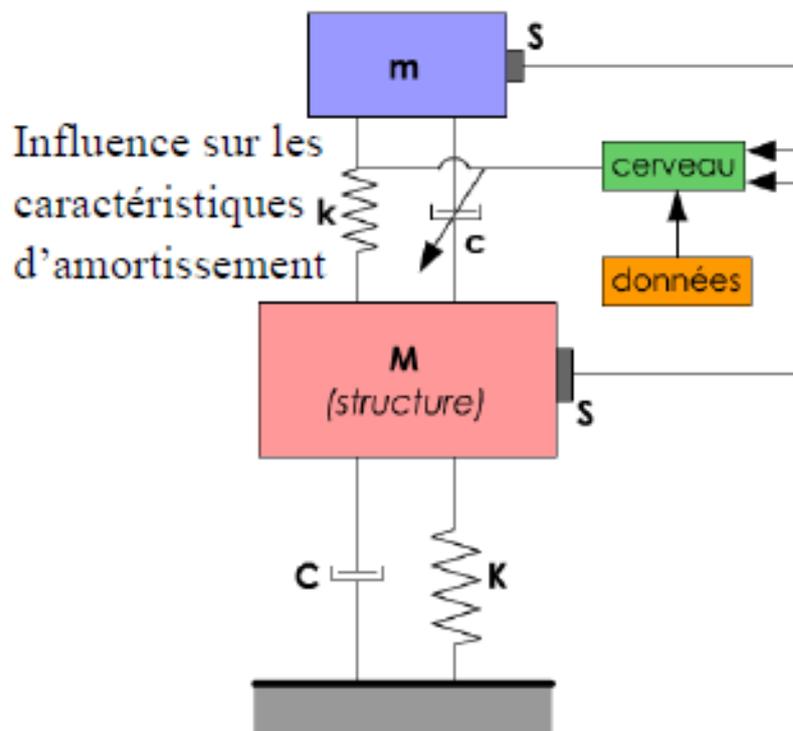


Figure 2-12 : Contrôle semi-actif inertiel[61]

2.4.1 Amortisseurs à fluide magnéto-rhéologiques

Un fluide magnéto-rhéologique est une huile de silicone qui contient des particules ferromagnétiques microscopiques. Ces particules s'assemblent pour former des structures agrégées en présence d'un champ magnétique.[74].

Les amortisseurs magnéto-rhéologiques (MR) **figure 2-13** sont des composants dissipatifs non linéaires utilisés dans les systèmes de suspension semi-actifs, où leur coefficient d'amortissement varie en fonction du courant électrique.[75]. La viscosité du fluide utilisé dans ces amortisseurs détermine leur dureté, qui peut être ajustée à l'aide d'un champ magnétique [76].

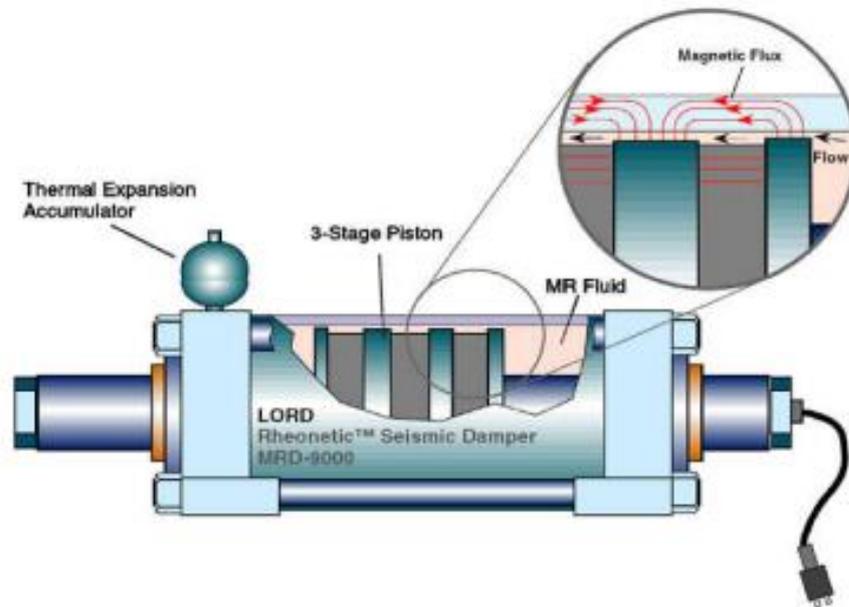


Figure2-13 : schéma de l'amortisseur magnéto-rhéologique a échelle réelle [77]

En 2018 N. Djedoui et al. [78] ont présenté une méthode de contrôle semi-active floue : un amortisseur semi-actif à masse accordée (TMSD) avec un amortissement variable dans le temps, installé au dernier étage d'une structure isolée de la base. L'amortissement a été contrôlé par un contrôleur à logique floue pour réduire la réponse des bâtiments isolés de la base soumis à une excitation harmonique.

Des simulations numériques ont été réalisées sur deux types de structures isolées à la base à 6 degrés de liberté : la première structure est équipée d'un isolateur de base à faible amortissement, tandis que la seconde structure est équipée d'un isolateur de base à amortissement élevé pour tester le SATMD proposé sous excitation harmonique.

Les résultats ont montré qu'un SATMD à amortissement variable est plus efficace qu'un TMD conventionnel à amortissement constant sous excitation harmonique, entraînant une réduction de la consommation d'énergie, une réduction de 50 % du déplacement et de l'accélération de la base, ainsi qu'une réduction de près de 15 % de la dérive inter-étages.

En 2022, dans leur étude sur le système de contrôle semi-actif pour réduire les déplacements latéraux dans les structures à ossature en cas de charges sismiques L. A. Lara-Valencia, et al. [79] ont évalué l'efficacité du système de contrôle de l'amortisseur magnéto-rhéologique (MR) à l'aide

de plusieurs paramètres d'évaluation. Ces paramètres comprennent la réduction des déplacements latéraux, la réduction de l'accélération structurelle et la réduction de la force de cisaillement. Les auteurs ont également évalué le coût du système par rapport aux systèmes traditionnels de contrôle sismique actif.

Les résultats des essais en laboratoire ont montré que ce système de contrôle semi-actif réduisait les déplacements latéraux de la structure de 33 % par rapport à une structure non contrôlée, les accélérations de la structure étaient réduites de 49 %, tandis que la force de cisaillement était réduite de 53 %.

2.5 Contrôle Hybride

Le système de contrôle hybride est créé en fusionnant deux systèmes de contrôle pour compenser les limitations de chaque système. Il existe deux types de contrôle hybride : le contrôle hybride passif, qui combine deux systèmes passifs, tels qu'un isolateur sismique et un TMD passif, et le contrôle hybride actif, qui combine un système passif et un système actif, tels qu'un isolateur sismique et un ATMD actif. Le contrôle hybride est plus efficace qu'un système passif et nécessite moins d'énergie externe qu'un système de contrôle actif. Cependant, le choix des deux systèmes de contrôle pour le contrôle hybride doit être fait avec soin afin d'obtenir les meilleures performances.[58].

2.5.1 Amortisseur à masse hybride

Le dispositif de contrôle le plus couramment utilisé dans les applications de génie civil à grande échelle est l'amortisseur de masse hybride (HMD). Ce dernier est un dispositif qui combine un amortisseur de masse accordé passif (TMD) avec un actionneur de contrôle actif **figure 2-14**. La capacité de l'amortisseur de masse hybride à réduire les réactions structurelles dépend principalement du mouvement naturel de l'amortisseur de masse accordé. Les forces de l'actionneur de contrôle sont utilisées pour améliorer l'efficacité de l'amortisseur de masse accordé et pour accroître sa robustesse face aux changements des caractéristiques dynamiques de la structure.

L'utilisation d'un HMD nécessite beaucoup moins d'énergie et de forces qu'un système d'amortisseur de masse entièrement actif avec des performances similaires.[80].

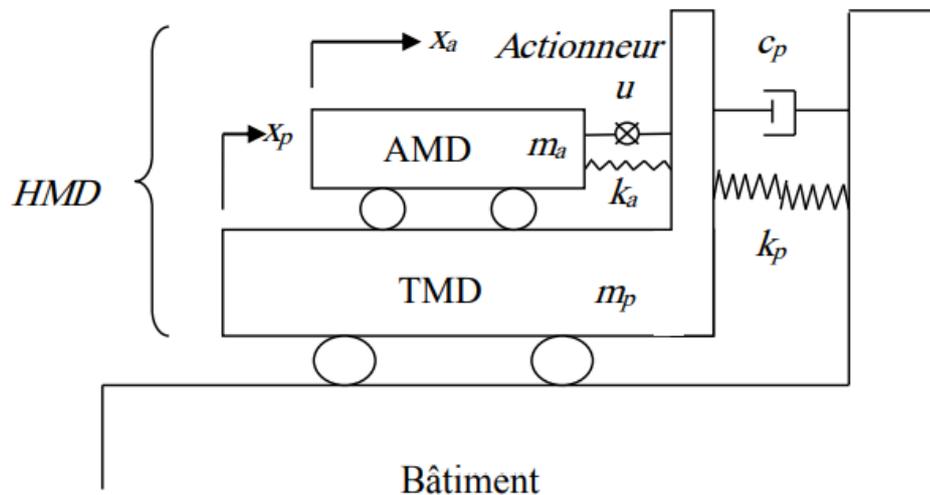


Figure2-14 : Schéma d'un amortisseur de masse hybride [3]

En 1995 H.-C. Tsai, [81] a mené une étude sur l'effet des amortisseurs de masse accordés sur la réponse sismique des structures isolées à la base.

Les simulations numériques ont donné les résultats suivants :

- Réduction de la déformation maximale : L'ajout d'un TMD a réduit la déformation maximale de la structure isolée à la base de 27% pour une structure à un étage et de 54% pour une structure à plusieurs étages.
- Réduction de l'accélération maximale : L'ajout d'un TMD a réduit l'accélération maximale de la structure isolée à la base de 20 % pour une structure à un étage et de 50 % pour une structure à plusieurs étages.
- Réduction du temps de réponse : L'ajout d'un TMD a réduit le temps de réponse de la structure isolée à la base de 40 % pour une structure à un étage et de 50 % pour une structure à plusieurs étages.
- Augmentation de la fréquence naturelle : L'ajout d'un TMD a augmenté la fréquence propre de la structure isolée à la base de 15 % pour une structure à un étage et de 9 % pour une structure à plusieurs étages.

Toutefois, les résultats dépendent de la fréquence d'accord, du rapport de masse et de l'emplacement du TMD sur la structure. En outre, l'auteur a souligné que l'utilisation de TMD peut

également entraîner une augmentation des forces de réponse sismique dans certains cas, ce qui doit être pris en compte lors de la conception de la structure.

L'an 2000 dans sa thèse du doctorat M. A. Trindade, [82] a visé à développer des méthodes hybrides pour contrôler les vibrations structurelles à l'aide de matériaux piézoélectriques et viscoélastiques. Il met en évidence l'utilisation de ces matériaux pour réduire les vibrations des structures et améliorer leur stabilité grâce à une approche hybride combinant les effets actifs et passifs pour le contrôle des vibrations. Les matériaux piézoélectriques sont utilisés pour les effets actifs tandis que les matériaux viscoélastiques sont utilisés pour les effets passifs. Il s'est concentré sur les poutres intelligentes en sandwich/multicouches, qui sont des structures composées de couches de différents matériaux et qui ont des propriétés vibratoires complexes.

Les résultats de sa thèse montrent que l'utilisation de matériaux piézoélectriques et viscoélastiques peut améliorer les performances des structures en matière de contrôle des vibrations. Les expériences menées ont montré que la méthode de contrôle hybride est plus efficace que les méthodes actives ou passives seules.

En 2018 N. Djedoui, [58] dans sa thèse du doctorat a présenté la conception d'un système de contrôle hybride actif-passif qui combine des amortisseurs hydrauliques passifs et des actionneurs électromécaniques actifs pour réduire les vibrations des bâtiments lors d'une charge sismique en champ proche.

Les amortisseurs passifs ont pour rôle d'absorber l'énergie des vibrations du bâtiment et les actionneurs actifs réduisent les vibrations résiduelles en appliquant des forces opposées aux mouvements du bâtiment. Les résultats de la simulation ont montré ce qui suit

- Réduction des vibrations : Les simulations montrent que le système de contrôle hybride est efficace pour réduire les vibrations structurelles.
- Consommation d'énergie : Les simulations montrent également que le système de contrôle hybride peut réduire la consommation d'énergie par rapport à un système purement actif.
- Coûts : Enfin, les simulations montrent que le système de contrôle hybride peut également réduire les coûts par rapport à un système purement actif.

Les simulations ont également montré que l'efficacité énergétique du système de contrôle hybride dépend de la fréquence des vibrations, de l'ampleur de la charge sismique et des paramètres du système de contrôle.

2.6 Conclusion

Afin d'atteindre l'objectif de notre étude, il était essentiel d'aborder le contrôle des structures. Dans ce chapitre, différents types de systèmes de contrôle ont été présentés : systèmes passifs, actifs, hybrides et semi-actifs. Chacun de ces systèmes possède des caractéristiques spécifiques souhaitées en fonction de la situation. Les systèmes passifs sont peu coûteux à entretenir et ne nécessitent pas d'énergie pour fonctionner, mais ils ne peuvent pas être modifiés après leur installation et leur efficacité est limitée par rapport à d'autres systèmes. L'ajout d'un système actif permet de surmonter les limites des systèmes passifs, mais cela nécessite l'utilisation d'une source d'énergie pour son fonctionnement. Les systèmes hybrides et semi-actifs sont des combinaisons de systèmes passifs et actifs visant à maximiser l'effet d'amortissement, mais ils sont plus coûteux et continuent à faire l'objet de recherches.

A l'issue de cette recherche bibliographique, nous avons choisi d'étudier, dans le chapitre suivant, l'efficacité du système passif de type TMD sur une structure de 20 étages. L'objectif principal dans cette étude est de calculer le joint sismique entre deux bâtiments adjacents sous l'effet du système passif rajouté.

Chapitre 3 :
Calcul du joint sismique entre deux
bâtiments de 20 étages équipés de
TMD

3.1 Introduction

La modélisation des ouvrages en tant que systèmes à plusieurs degrés de liberté offre une excellente approximation de leur réponse réelle. Dans ce chapitre, nous avons choisi d'étudier l'efficacité du système de contrôle passif à masse accordée (TMD) sur les structures en génie civil. Dans un premier lieu, nous avons commencé par étudier une structure à un seul degré de liberté (1SDDL) où nous avons vu l'effet de l'ajout du TMD sur la réponse de la structure. La modélisation a été faite à l'aide du logiciel de calcul SAP 2000. Ceci dans le but, d'une part de maîtriser la modélisation d'un système simple à vérifier analytiquement et d'autre part de maîtriser l'ajout d'un TMD. Ensuite, une étude des caractéristiques du TMD a été menée, suivie d'une analyse sismique de la structure avec et sans TMD.

3.2 Etude d'une structure à un seul DDL

Pour commencer, nous avons choisi de reprendre le modèle de structure à 1SDDL validé précédemment par BENTIFOUR A.[83] et dont les caractéristiques mécaniques sont résumées dans le tableau 3.1. Le TMD a été modélisé comme un étage supérieur avec une rigidité inférieure à la rigidité de la structure (**Figure 3-1**).

Tableau 3-1 : caractéristiques mécaniques de la structure et du TMD

| Elément | Rigidité K (KN/m) | Amortissement c KN. $\frac{s}{m}$ | Masse M (tonne) |
|---------------------|---------------------|--|-------------------|
| Structure (m_1) | 532.41 | / | 3.375 |
| TMD(m_2) | 42.68 | 2,6338 | 0.3375 |

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

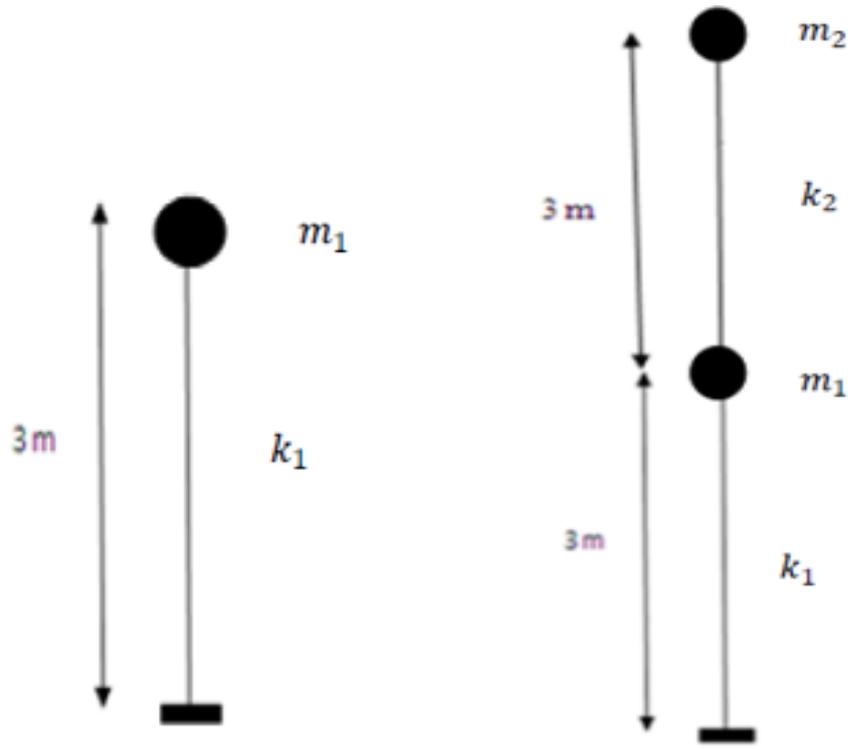


Figure 3-1 : structure a 1SDDL sans et avec TMD

Le tableau suivant représente les différentes données nécessaires du spectre de réponse utilisé.

Tableau 3-2 : données des spectres utilisés

| Spectre | Zone | Groupe d'usage | Coefficient de comportement | Facteur de qualité | Amortissement | Site |
|---------|------|----------------|-----------------------------|--------------------|---------------|---------|
| 1 | I | 1B | 1 | 1 | 5% | Rocheux |
| 2 | I | 1B | 1 | 1 | 5% | Meuble |

Dans le tableau suivant, nous avons les différents déplacements trouvés par notre simulation qui sont comparés aux résultats trouvés par la référence[83] :

Tableau 3-3 : Déplacement maximum de la structure

| Site | Sans TMD (cm) | | Avec TMD (cm) | |
|-----------------------|---------------|----------|---------------|----------|
| | Spectre1 | Spectre2 | Spectre1 | Spectre2 |
| Par [83] | 1.6 | 2.3 | 1 | 1.3 |
| Par simulation | 1.6 | 2.3 | 1 | 1.3 |

Nous remarquons que les déplacements sont réduits par l'ajout des systèmes TMD où nous relevons une réduction de déplacement de plus de 40% pour les 2 spectres étudiés. Aussi, les résultats obtenus sont identiques à ceux trouvés par la référence [83], ce qui confirme la validité de notre modèle et son utilité pour la résolution des problèmes similaires.

3.3 Etude d'une structure à plusieurs degrés de liberté (20 étages)

Dans cette partie, nous allons simuler une structure de plusieurs étages (20 étages) (**figure 3.2**) où nous allons considérer différentes configurations structurelles.

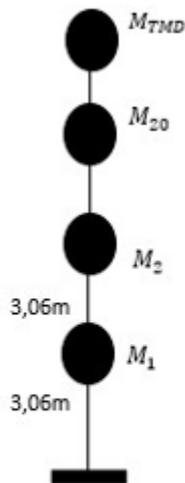
Tout d'abord, nous allons faire varier les rigidités de la structure en considérant un cas rigide avec une fréquence fondamentale de 1,281 Hz et un autre cas souple avec une fréquence fondamentale de 0,70 Hz. Le but de cette partie est de voir l'influence de la rigidité de la structure sur l'efficacité du TMD. Pour cette comparaison, plusieurs rapports de masse de TMD sur la masse totale de la structure seront étudiés afin de juger de l'importance de la masse du TMD choisi sur la réponse de la structure. Chaque type de structure est étudié seul (souple et rigide), où les réponses des structures en termes de déplacements et d'accélération seront évaluées.

L'étude des structures adjacentes vient ensuite, par le calcul du joint sismique entre deux structures adjacentes. Le calcul du joint sismique sera fait selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99, V2003). Le **Tableau 3-4** résume les caractéristiques structurelles des 2 structures.

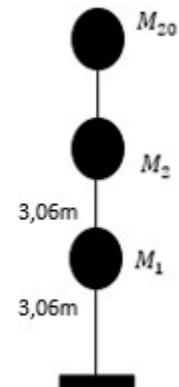
Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

Tableau 3-4 : Les caractéristiques structurelles des deux cas de structures étudiés

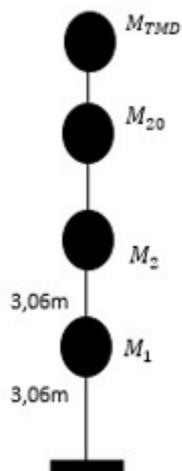
| Type de structure | Nombre d'étages | Masse de chaque étage M_i [tonne] | Amortissement C_i [KN. s/m] | Rigidité K_i [KN/m] | Fréquence fondamentale f_i [Hz] |
|-------------------|-----------------|-------------------------------------|-------------------------------|-----------------------|-----------------------------------|
| Rigide | 20 | 3,5 | 35 | 35000 | 1.281 |
| Souple | 20 | 300 | 2262 | 10^6 | 0,703 |



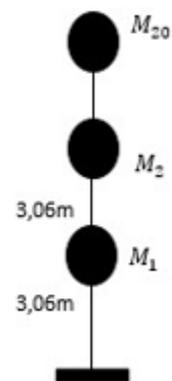
Structure rigide avec TMD



Structure rigide sans TMD



Structure souple avec TMD



Structure souple sans TMD

Figure 3-2 : Les 2 structures étudiées (Rigide et souple)

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

Une analyse dynamique temporelle sera considérée pour les deux structures (souple et rigide), en adoptant l'accélérogramme du séisme d'El Centro 1940, d'une magnitude de 6,9 sur l'échelle de Richter. La variation temporelle de ce séisme est montrée par la figure 3.3. Cet accélérogramme a un PGA de 0,34g.

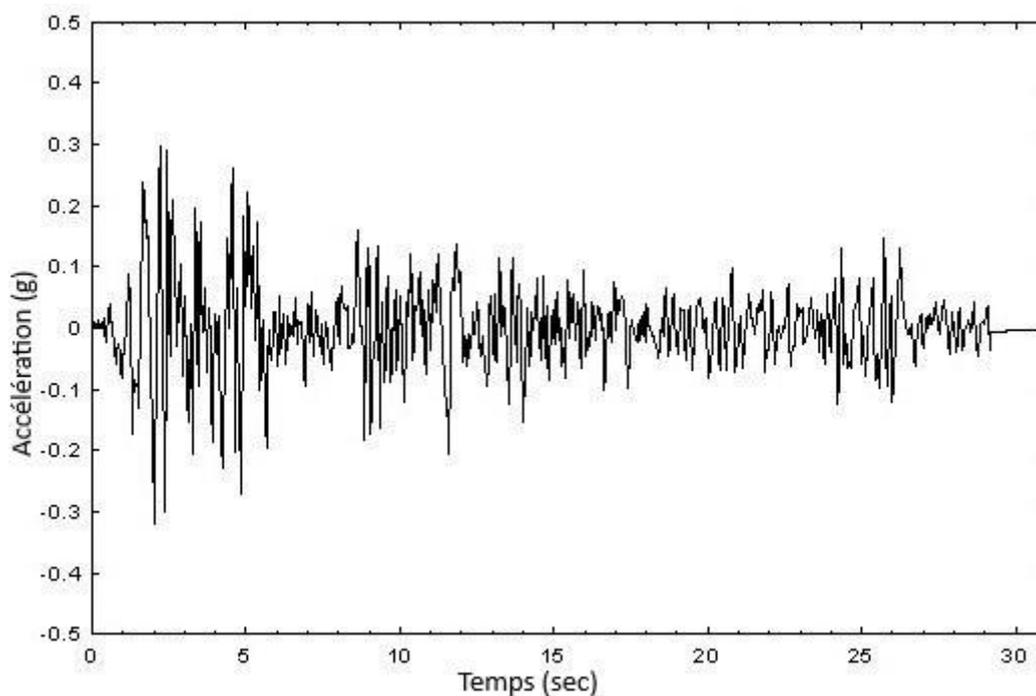


Figure 3-3 : accélérogramme du séisme d'El Centro 1940

3.3.1 Détermination des caractéristiques du TMD

Un système TMD est caractérisé par sa masse, son amortissement et sa rigidité. Il est connecté à une structure à 1SDDL de masse, rigidité et d'amortissement comme c'est montré dans la **Figure 3-4**

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

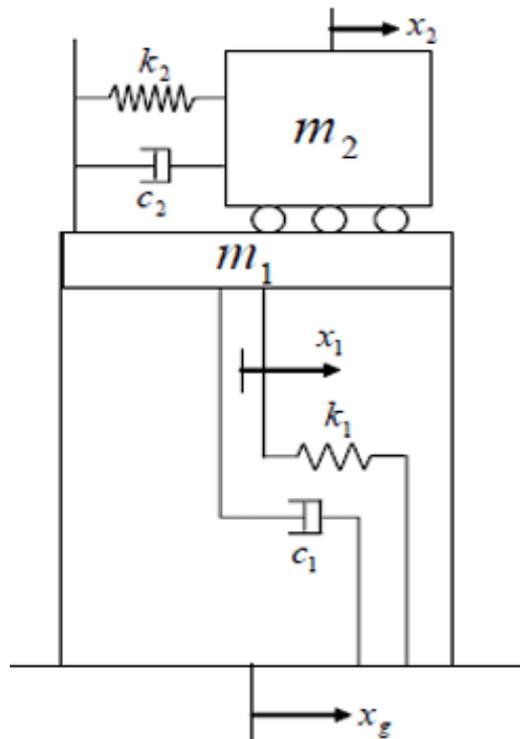


Figure 3-4 : Schéma représentatif du système de 2 DDL : structure avec TMD

Les deux bâtiments étudiés sont équipés de TMD avec différentes caractéristiques en termes de masse, rigidité et de taux d'amortissement. Pour le calcul des paramètres optimums des TMD on a suivi la démarche de Constantinou et al [84]

Pour le calcul de la masse du TMD (M_{TMD}) on suppose un rapport de masse μ :

$$M_{TMD} = \mu \times M_i \quad (3.1)$$

Où :

M_i : est la masse modale de la structure

La pulsation propre du TMD est par la relation suivante :

$$\omega_{TMD} = 2 \times \pi \times \eta \times f_i \quad (3.2)$$

Où :

f_i : est la fréquence fondamentale de la structure

Avec

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

$$\eta = \frac{\sqrt{1 - \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu} \quad (3.3)$$

η : est le rapport de fréquence optimum

La rigidité du TMD est égale à :

$$K_{TMD} = \omega_{TMD}^2 \times M_{TMD} \quad (3.4)$$

Le paramètre d'amortissement est calculé par la relation suivante :

$$C_{TMD} = Cc \times \xi \quad (3.5)$$

Avec :

ξ : Coefficient d'amortissement optimum qui est donné par :

$$\xi = \frac{\sqrt{\frac{\mu \times (1 + \frac{3\mu}{4})}{4 \times (1 + \mu) \times (1 - \frac{\mu}{2})}}}{1} \quad (3.6)$$

Cc : Amortissement critique, il est égal à :

$$Cc = \omega_{TMD} \times M_{TMD} \quad (3.7)$$

Les tableaux suivants résument les caractéristiques des TMD utilisés selon chaque cas.

Tableau 3-5 : Caractéristiques des TMD de la structure souple

| Rapport de masse(μ) | 6% | 8% | 10% | 30% |
|--|----------|----------|---------|-----------|
| Masse (M_{TMD}) (t) | 360 | 480 | 600 | 1800 |
| Rigidité (K_{TMD})(KN/m) | 6079.314 | 7706.903 | 9214.66 | 17709.194 |
| Amortissement (C_{TMD})(KN.s/m) | 365.320 | 549.696 | 754.156 | 3255.99 |

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

Tableau 3-6 : Caractéristiques des TMD de la structure rigide

| Rapport de masse(μ) | 6% | 8% | 10% | 30% |
|---|---------|---------|---------|---------|
| Masse (M_{TMD}) (tonne) | 4.2 | 5.6 | 7 | 21 |
| Rigidité (K_{TMD})(KN/m) | 182.132 | 298.586 | 356.034 | 684.241 |
| Amortissement (C_{TMD})(KN. s/m) | 6.821 | 11.685 | 16.009 | 69.127 |

3.3.2 Résultats de la structure souple

Les figures (3-5 à 3-8) représentent les déplacements de la structure souple étudiée sous l'effet du séisme d'El Centro 1940, avec et sans l'installation d'un TMD pour différents rapports de masse ajoutée.

Nous remarquons que le fait d'ajouter un TMD à la structure réduit les déplacements. Ces réductions varient selon le rapport de masse ajouté. Plus, on augmente ce rapport plus la réduction augmente, jusqu'à un rapport de 10% où les valeurs sont optimums. Après ce pourcentage (30%), nous remarquons une régression des valeurs de réduction entre les cas sans et avec TMD. En effet, on est passé d'un pourcentage de 32,6% à 21,5%. Néanmoins, la réduction signalée reste intéressante.

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

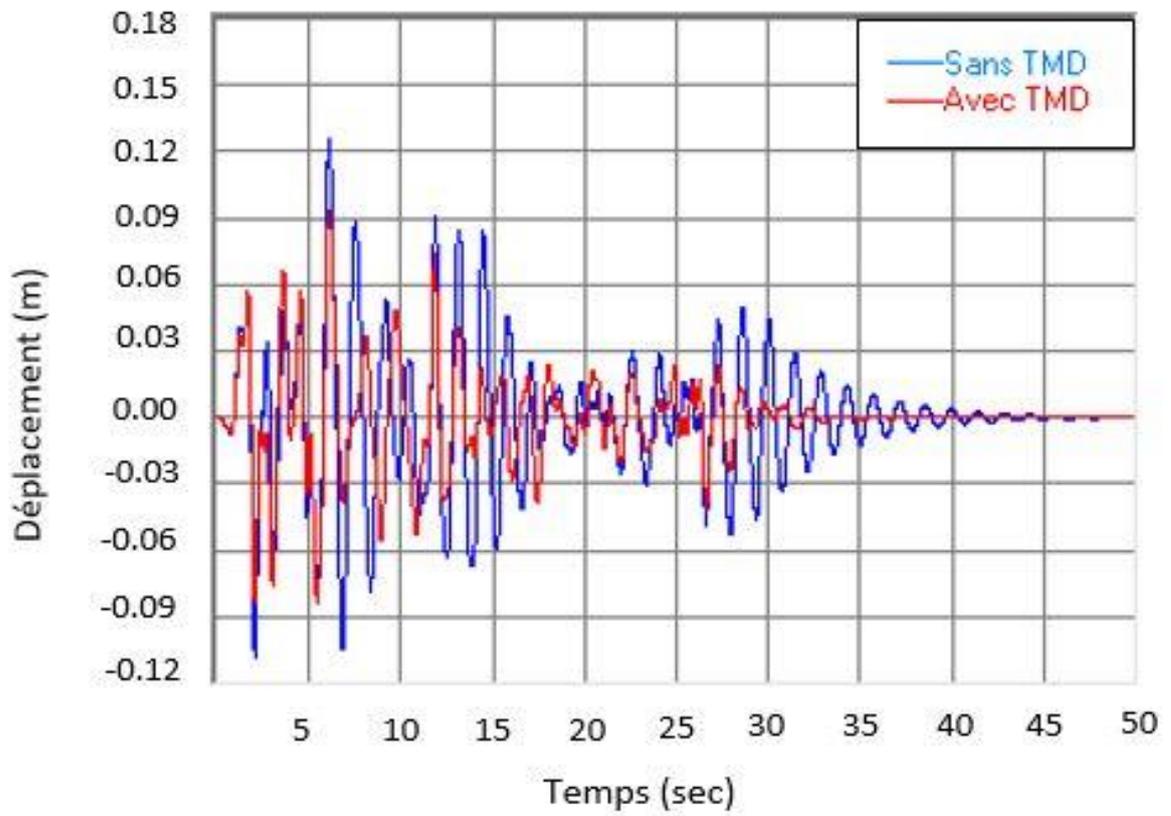


Figure 3-5 : Déplacement de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=6\%$

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

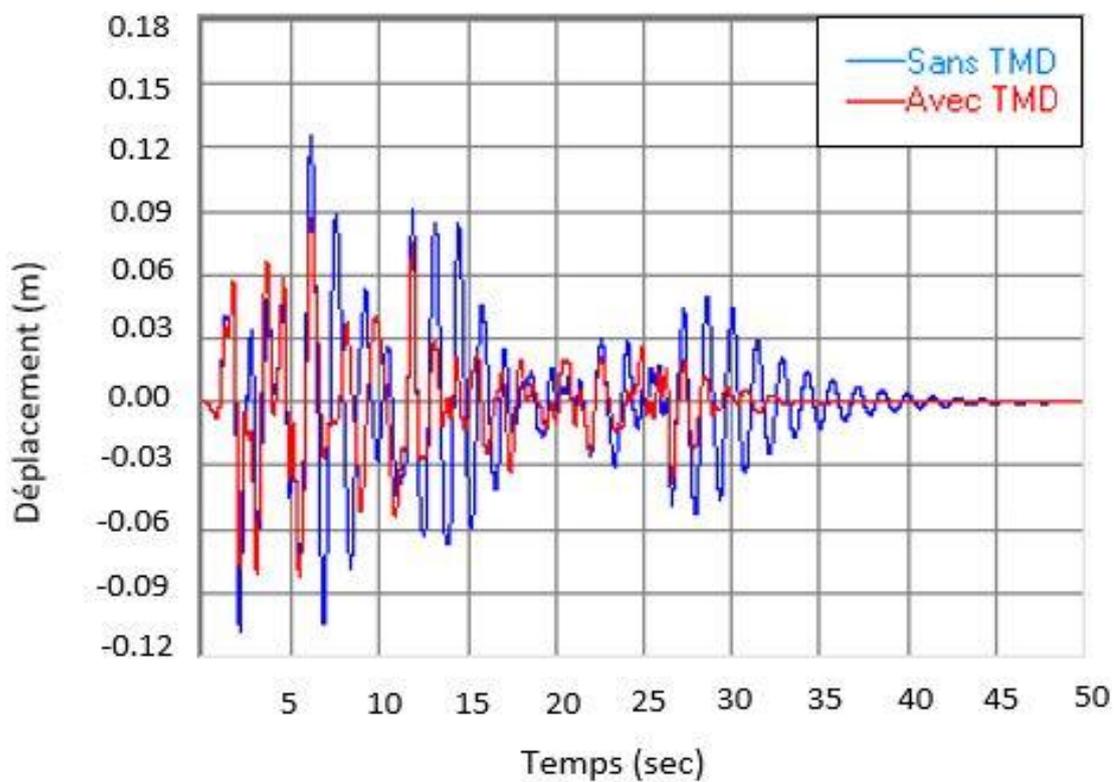


Figure 3-6 : Déplacement de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=8\%$

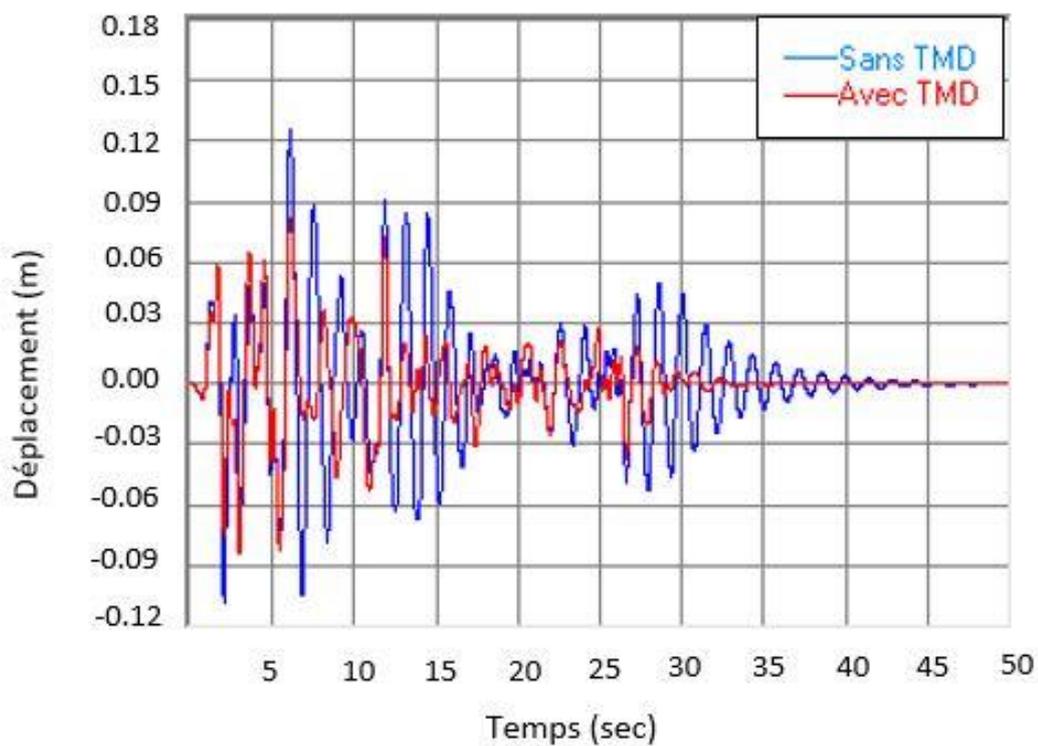


Figure 3-7 : Déplacement de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=10\%$

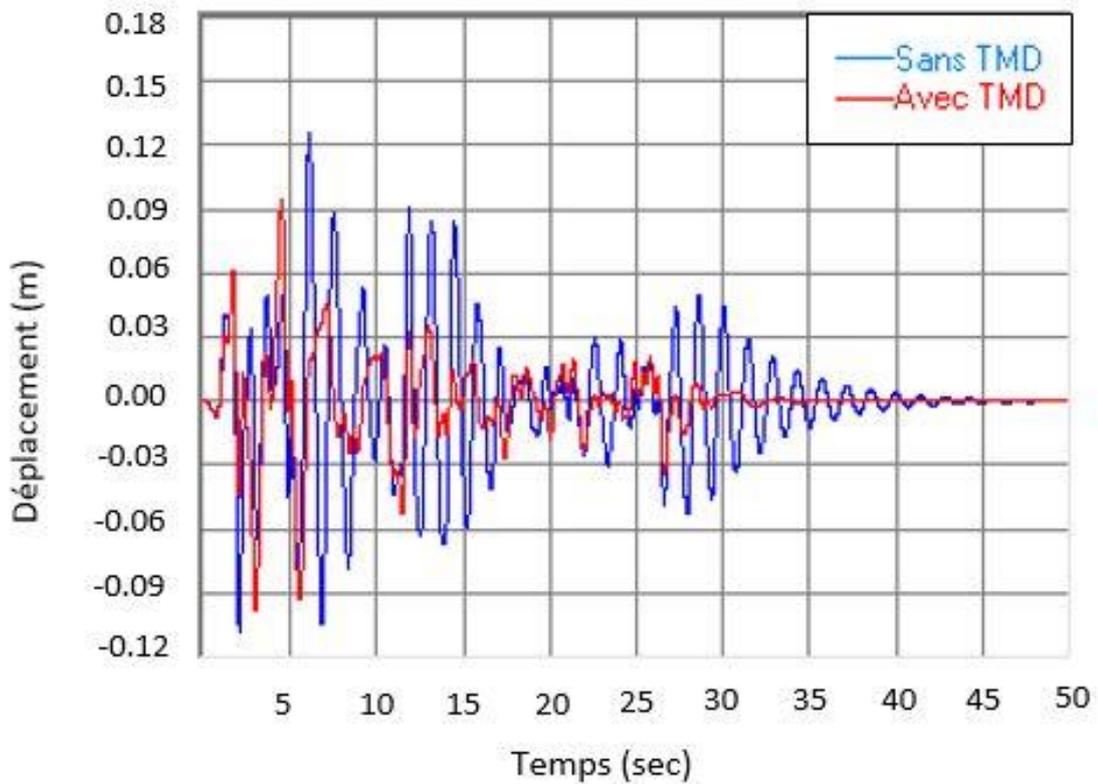


Figure 3-8 : Déplacement de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=30\%$

Les figures (3-9 à 3-12) représentent les accélérations de la structure souple étudiée avec et sans l'installation d'un TMD pour différents rapports de masse ajoutée (6%, 8%, 10% et 30%).

Nous remarquons que les accélérations diminuent également en rajoutant le TMD. Mais cette réduction est moins importante que les déplacements, elle varie entre 9,8% à 22,9%. Aussi, elle est proportionnelle au rapport de masse ajouté, plus le rapport augmente, plus la réduction augmente. Alors que pour le cas de déplacements, la réduction des valeurs commence à chuter à partir de $\mu=10\%$.

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

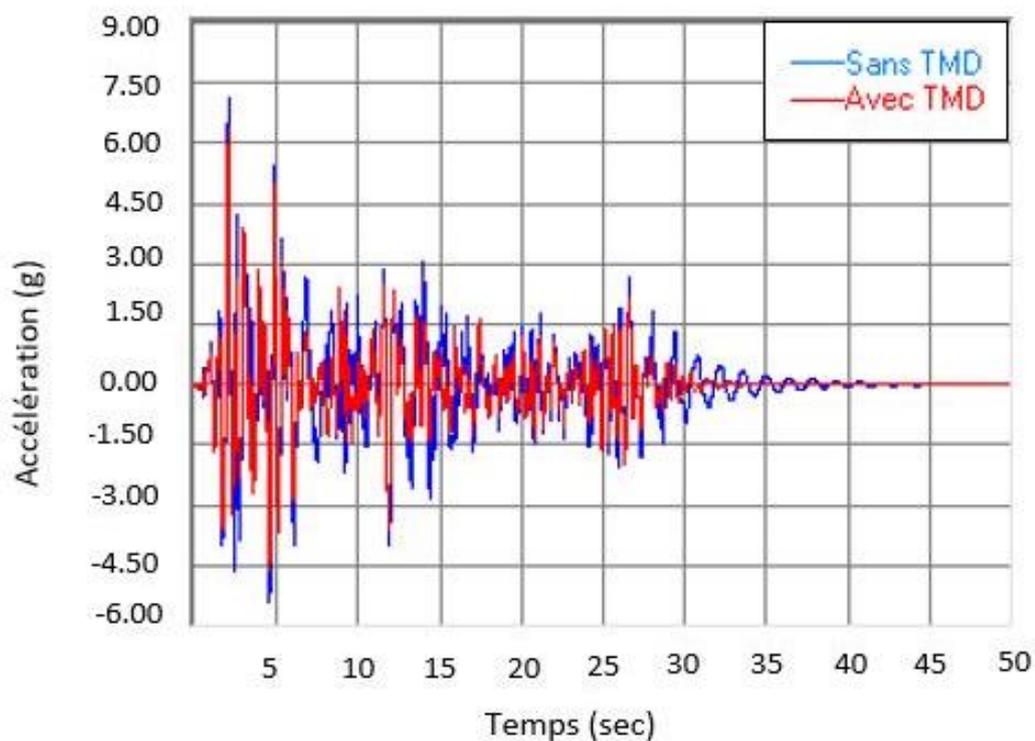


Figure 3-9 : Accélération de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=6\%$

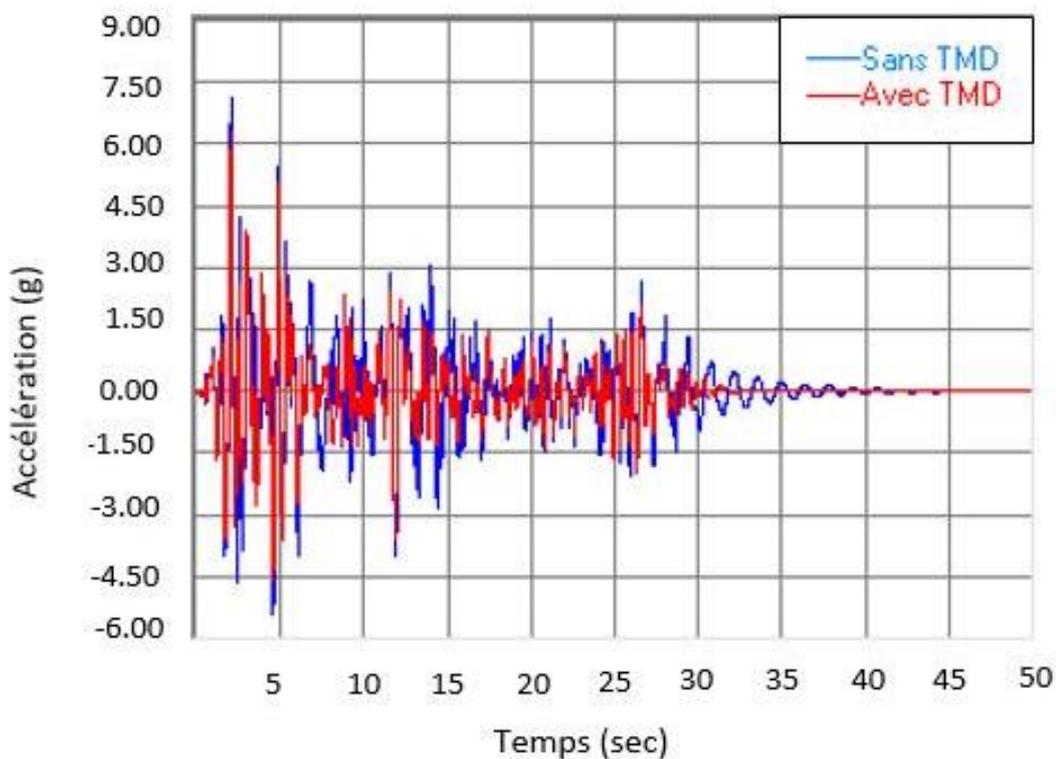


Figure 3-10 : Accélération de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=8\%$

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

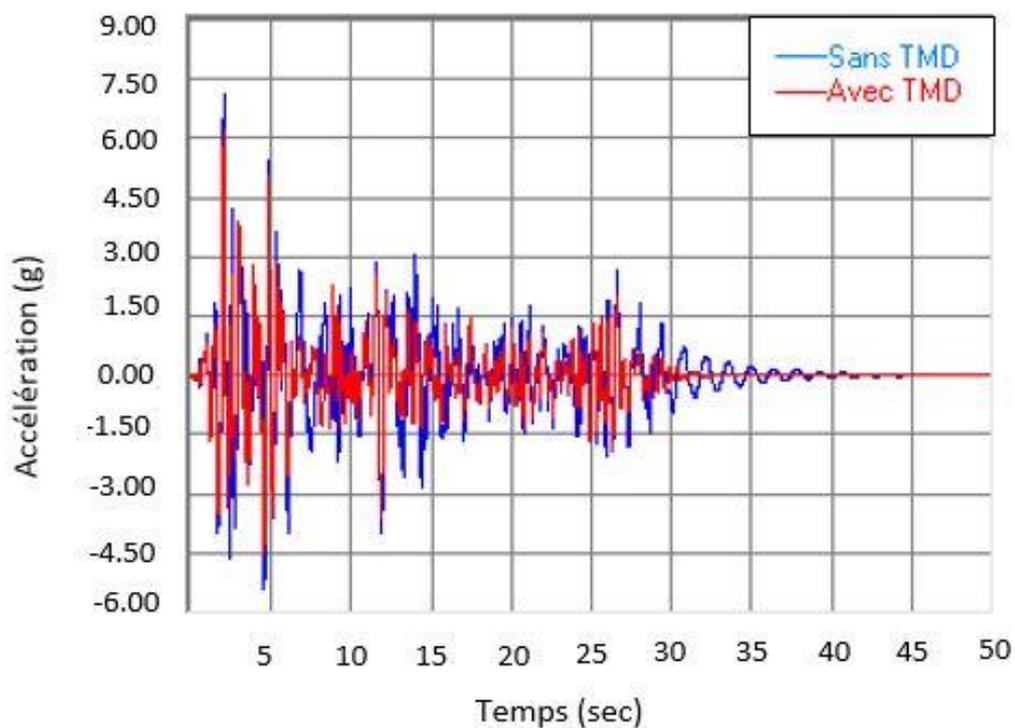


Figure 3-11 : Accélération de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=10\%$

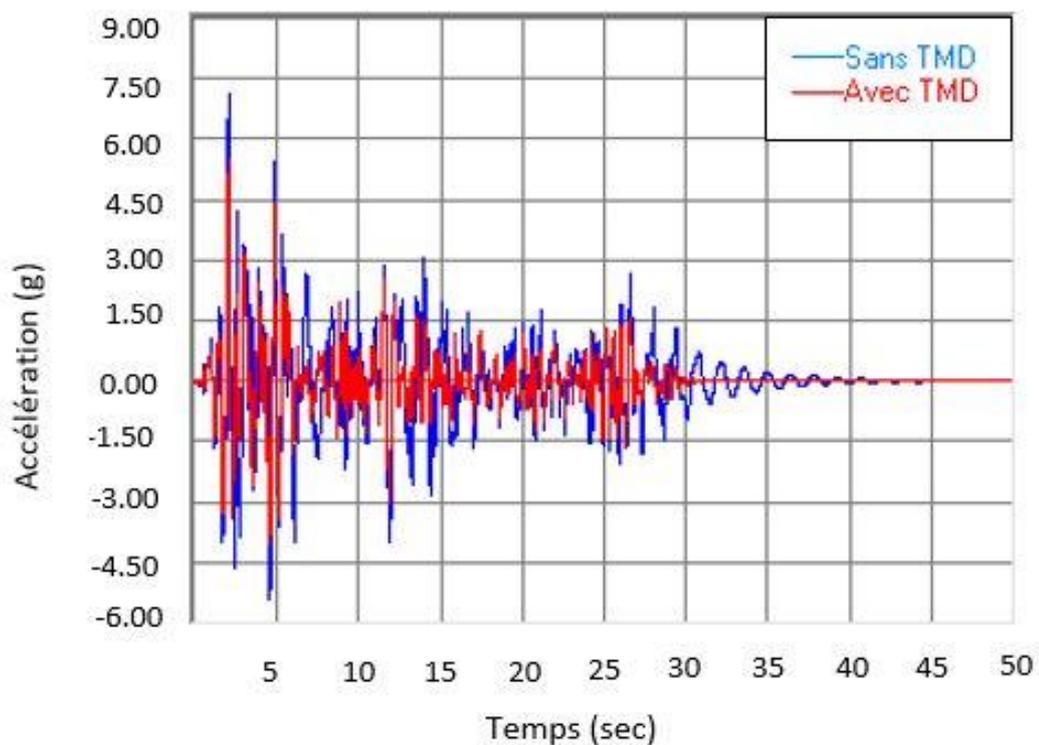


Figure 3-12 : Accélération de la structure souple avec et sans TMD pour $\mu=30\%$

3.3.3 Résultats de la structure rigide

Les figures (3-13 à 3-16) illustrent les déplacements de la structure rigide suite au séisme d'El Centro 1940, en présence et en l'absence d'un dispositif de masse accordée (TMD), avec différents rapports de masse ajoutée. On peut observer que l'ajout d'un TMD à la structure entraîne une diminution des déplacements. Ces réductions varient en fonction du rapport de masse ajoutée. Plus ce rapport est élevé, plus la réduction est importante, atteignant un maximum à un rapport de 10%. Au-delà de ce pourcentage (30%), on constate une diminution des valeurs de réduction entre les cas sans et avec TMD. En effet, le pourcentage est passé de 80% à 54.7%. Cependant, la réduction obtenue reste significative.

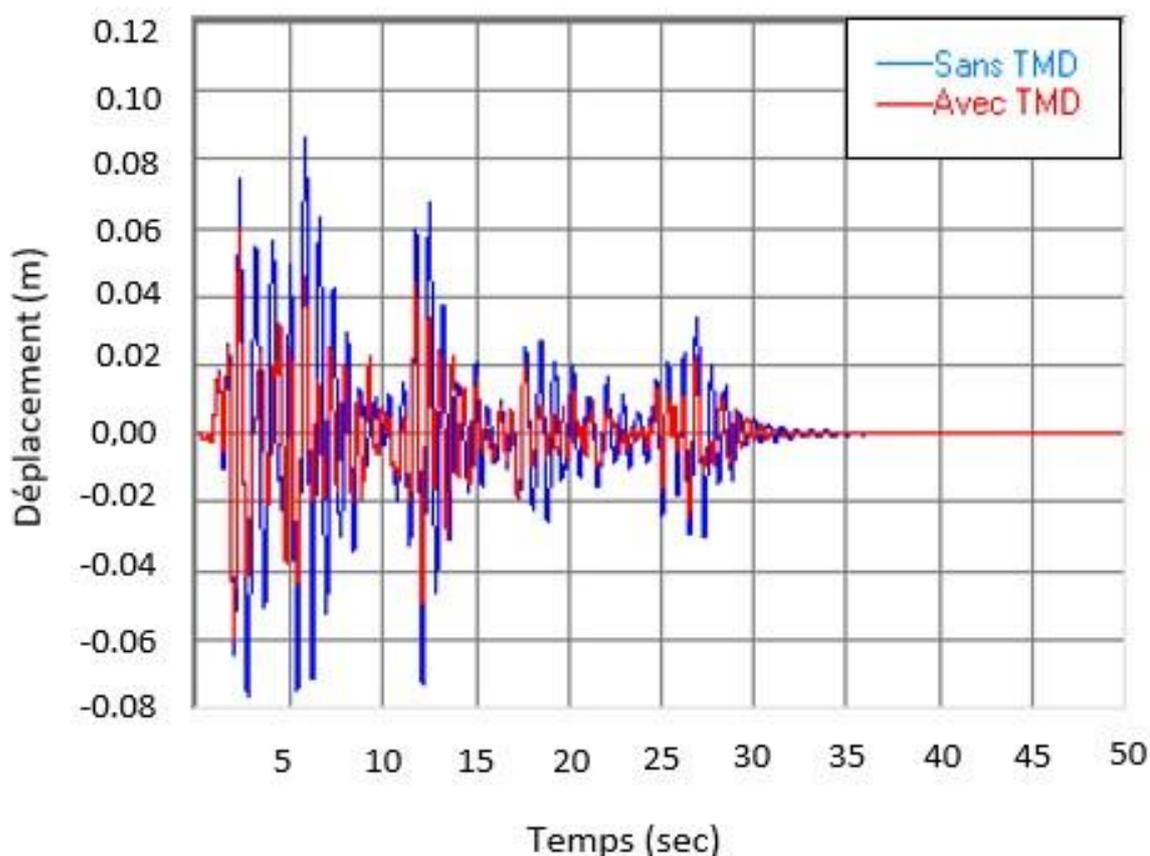


Figure 3-13 : Déplacement de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=6\%$

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

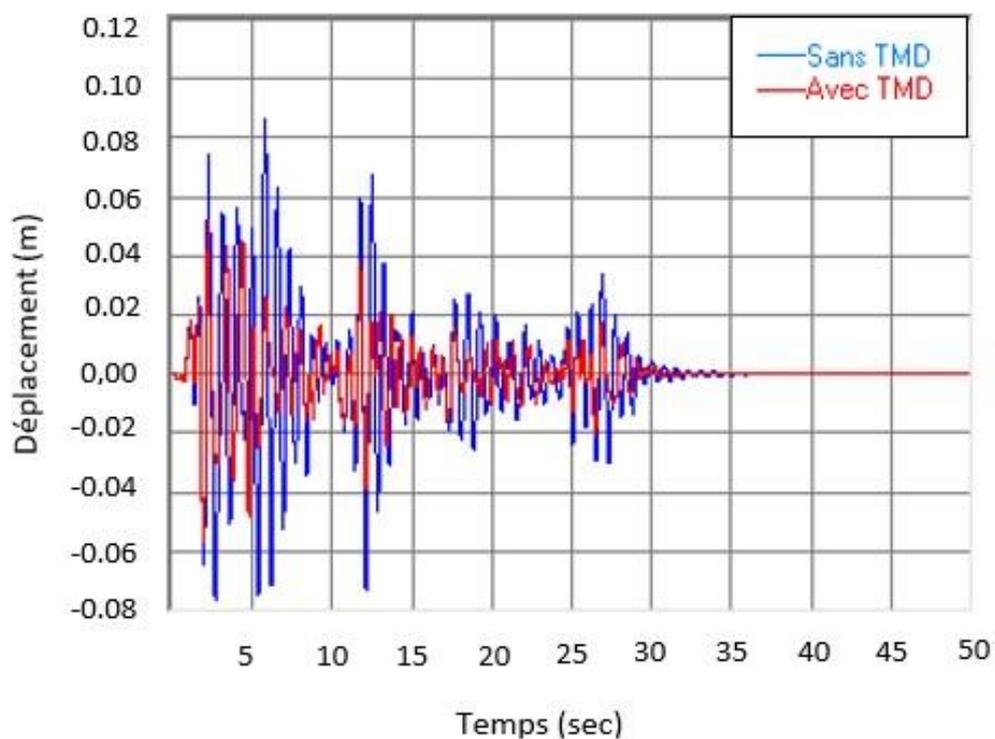


Figure 3-14 : Déplacement de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=8\%$

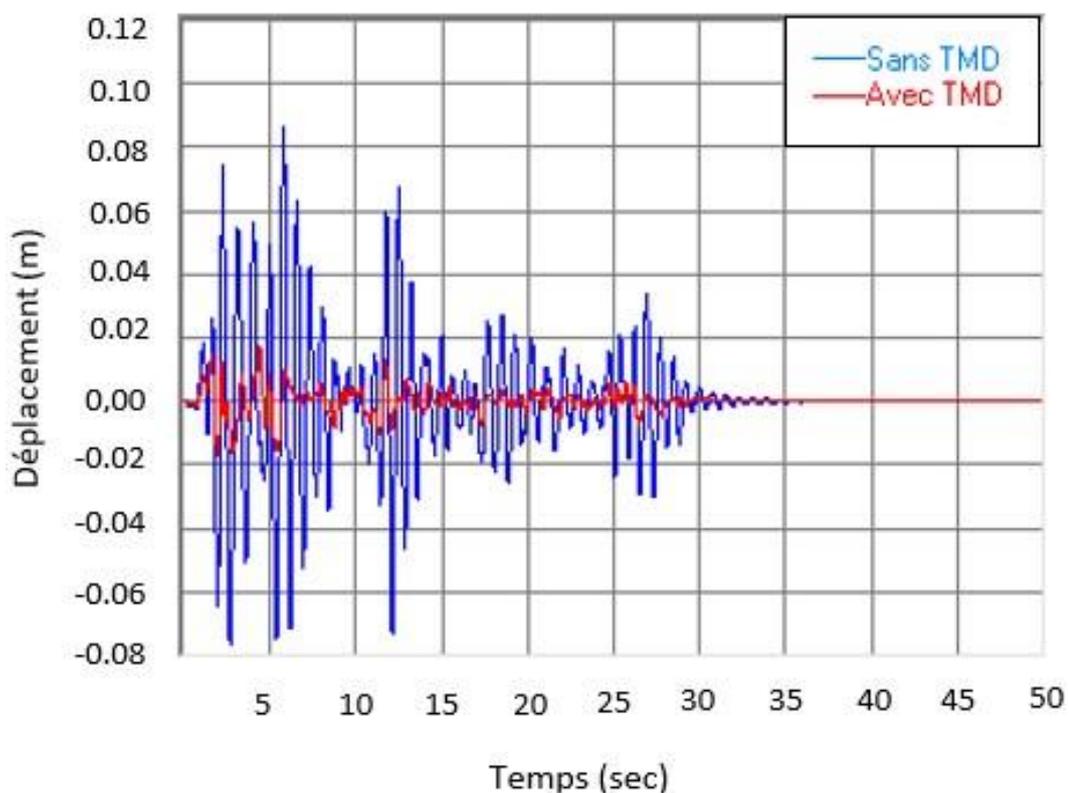


Figure 3-15 : Déplacement de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=10\%$

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

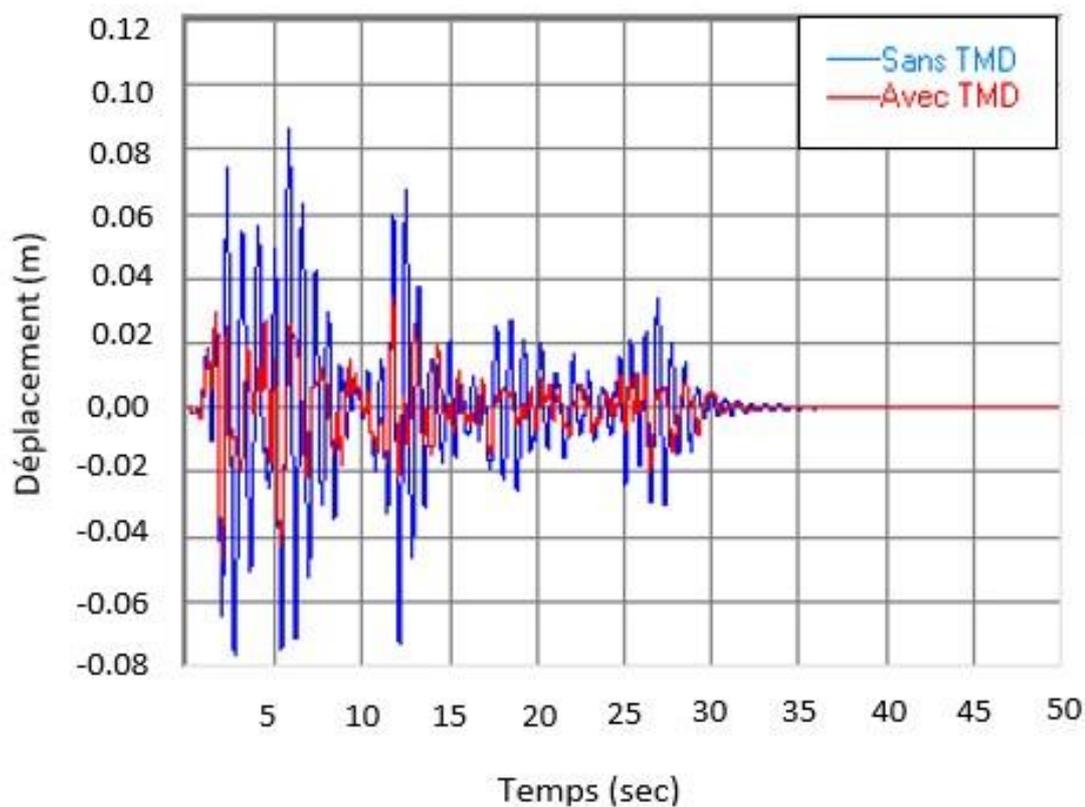


Figure 3-16 : Déplacement de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=30\%$

Les accélérations de la structure rigide sont représentées dans les figures (3-17 à 3-20), en tenant compte de l'installation ou non d'un TMD pour différents rapports de masse ajoutée (6%, 8%, 10% et 30%). Il est observé que l'ajout du TMD entraîne une diminution des accélérations. Cependant, cette réduction est moins significative comparée à celle des déplacements, variant de 5% à 70%. De plus, elle est proportionnelle au rapport de masse ajoutée jusqu'à atteindre un rapport de masse égal à 30%, où la réduction de l'accélération diminue et atteint 28.1%

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

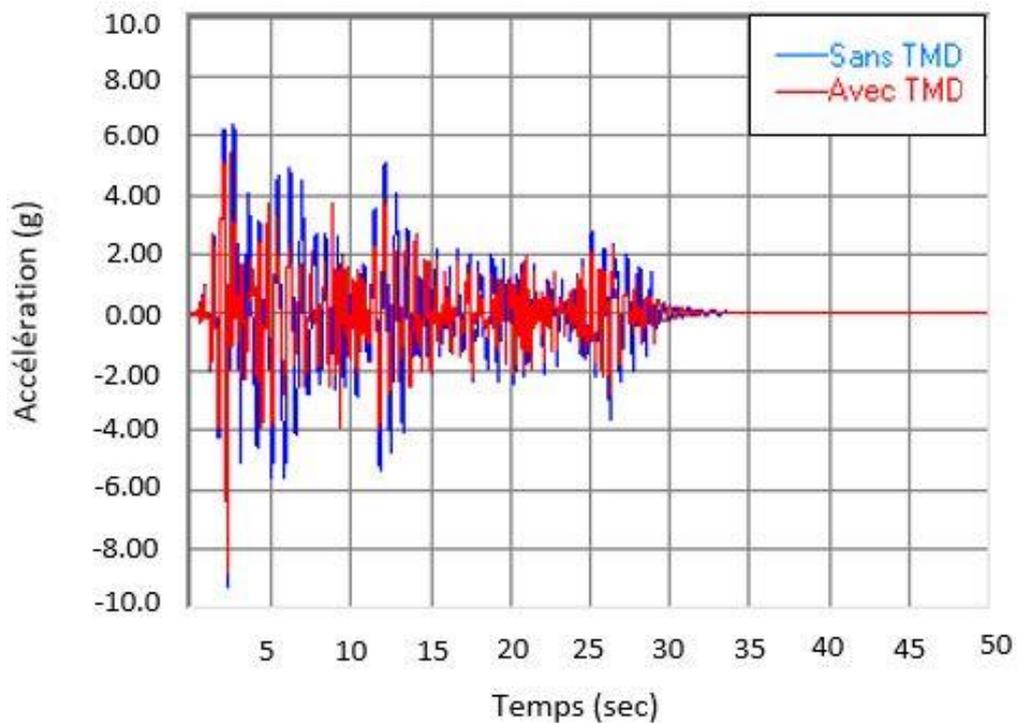


Figure 3-17 : Accélération de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=6\%$

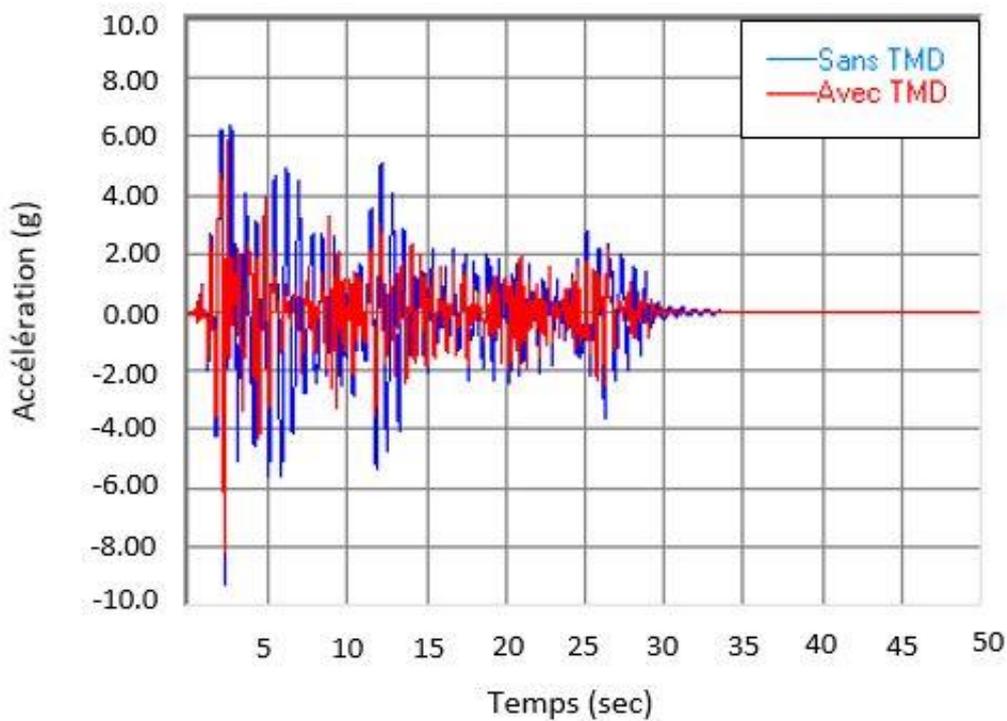


Figure 3-18 : Accélération de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=8\%$

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

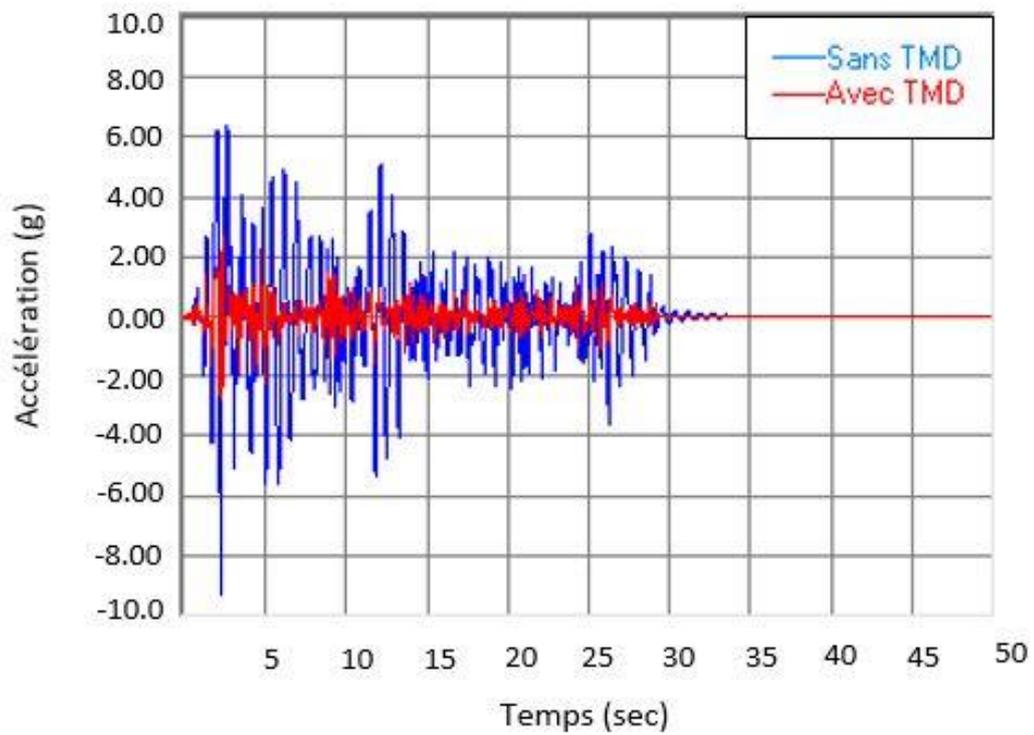


Figure 3-19 : Accélération de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=10\%$

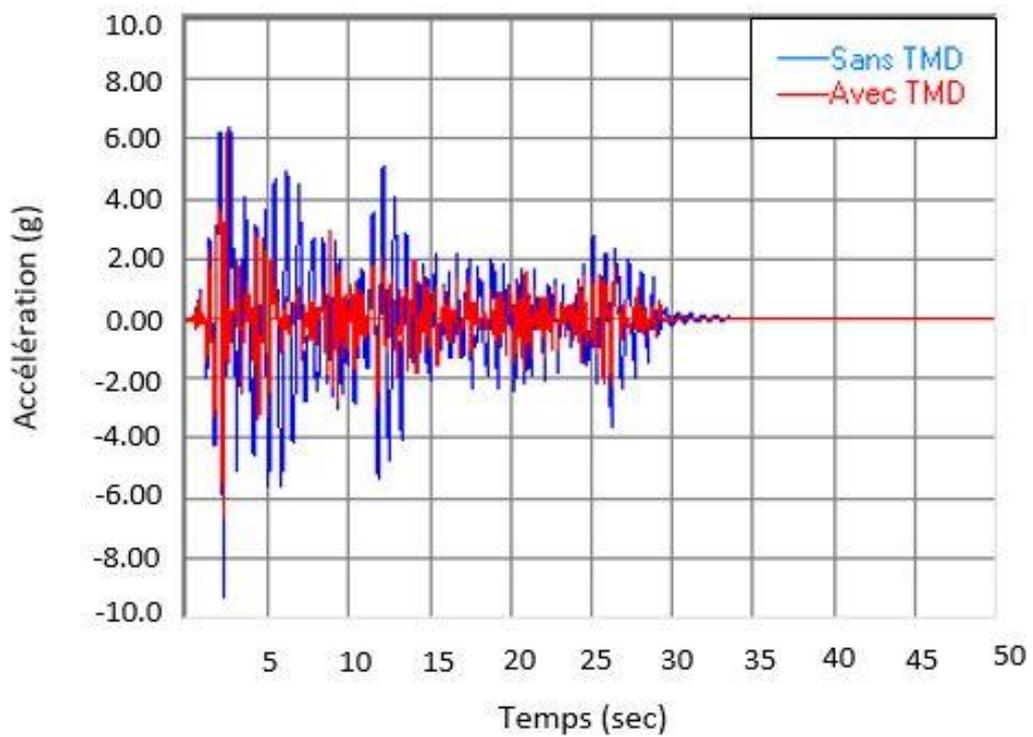


Figure 3-20 : Accélération de la structure rigide avec et sans TMD pour $\mu=30\%$

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

Le **tableau 3-7** et le **tableau 3-8** listent la réduction de déplacement et d'accélération en pourcentage,

Tableau 3-7 : Réduction des déplacements et accélérations en pourcentage de la structure souple

| Rapport de masse μ | Déplacement | | | Accélération | | |
|---------------------------|-------------|-------------|---------------|--------------|-------------|---------------|
| | Sans TMD | Avec TMD | Rédu ction | Sans TMD | Avec TMD | Rédu ction |
| | (cm) | (cm) | (%) | (g) | (g) | (%) |
| 6% | 12.5 | 9.4 | 25.2% | 7.1 | 6.4 | 9.8% |
| 8% | 12.5 | 8.7 | 30.5% | 7.1 | 6.3 | 11.4% |
| 10% | 12.5 | 8.4 | 32.6% | 7.1 | 6.2 | 12.9% |
| 30% | 12.5 | 9.8 | 21.5% | 7.1 | 5.5 | 22.9% |

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

Tableau 3-8 : Réduction des déplacements et accélérations en pourcentage de la structure rigide

| Rapport de masse μ | Déplacement | | | Accélération | | |
|---------------------------|------------------|---------------------|----------------------|-----------------|--------------------|----------------------|
| | Sans TMD (cm) | Avec TMD (cm) | Réducti on (%) | Sans TMD (g) | Avec TMD (g) | Réductio n (%) |
| 6% | 8.6 | 6.1 | 30.1% | 9.3 | 8.8 | 5% |
| 8% | 8.6 | 5.7 | 34.1% | 9.3 | 8.2 | 11.6% |
| 10% | 8.6 | 1.7 | 80% | 9.3 | 2.8 | 70.1% |
| 30% | 8.6 | 4.7 | 54,7% | 9.3 | 6.7 | 28.1% |

Avec :

$$\text{Réduction de déplacement} = \frac{\text{Déplacement sans TMD} - \text{Déplacement avec TMD}}{\text{Déplacement sans TMD}} \times 100$$

$$\text{Réduction d'accélération} = \frac{\text{accélération sans TMD} - \text{accélération avec TMD}}{\text{accélération sans TMD}} \times 100$$

Les figures 3-21 et 3-22 illustrent respectivement la réduction des déplacements et des accélérations en fonction du rapport de masse ajoutée. La réduction des déplacements varie proportionnellement avec le rapport de masse ajoutée, plus ce dernier augmente, plus la réduction est importante jusqu'à atteindre $\mu=10\%$ où la valeur chute.

Notons aussi que la courbe relative au cas de structure souple est plus ou moins plate par rapport à la courbe de la structure rigide ; ce qui signifie que la réduction de déplacements entre le cas sans et avec TMD est plus au moins homogène. En effet, les valeurs varient entre 21% et 32%. En revanche, pour le cas de structure rigide, les réductions de déplacements sont environ 30%

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

jusqu'au seuil de 10%, où les réductions de déplacements sont maximales, par la suite, les valeurs diminuent.

Pour les accélérations leur réduction est aussi proportionnelle au rapport de masse ajoutée. On remarque qu'elles sont maximales pour $\mu=10\%$. Après cette valeur, les réductions continuent d'augmenter pour la structure souple alors que la structure rigide la réduction diminue.

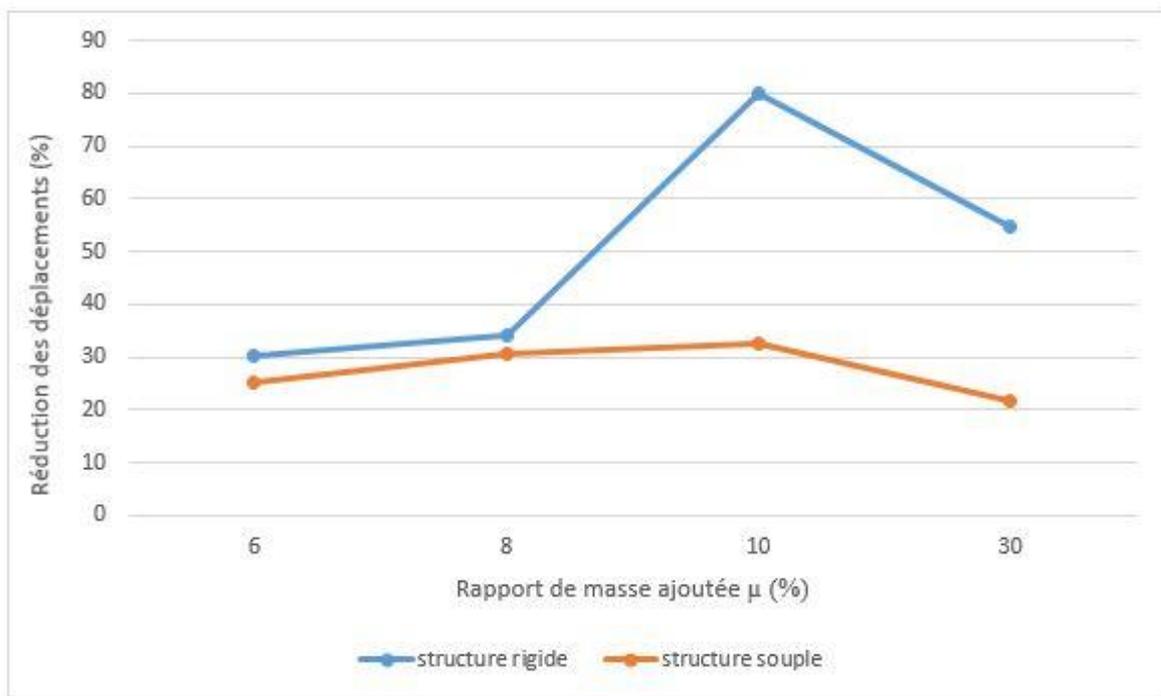


Figure 3-21 : variation de réduction des déplacements en fonction du rapport de masse pour les 2 structures étudiées

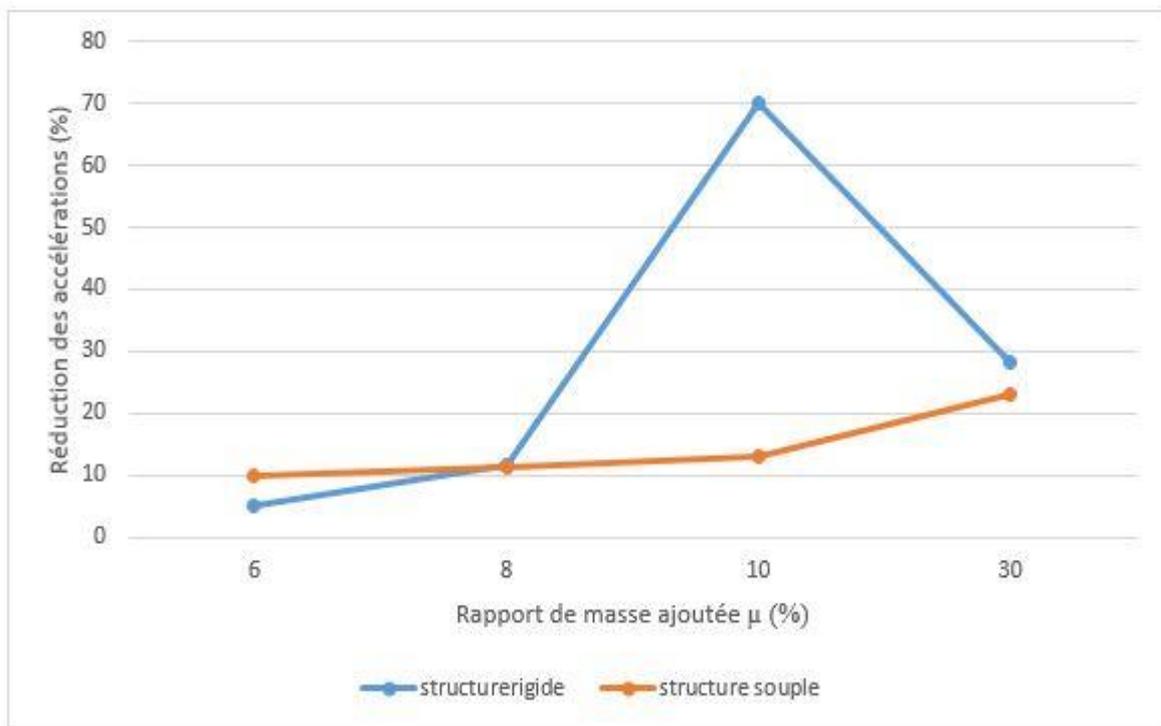


Figure 3-22 : variation de réduction des accélérations en fonction du rapport de masse pour les 2 structures étudiées

3.3.4 Calcul du joint sismique

Dans cette section, nous allons calculer le joint sismique de deux structures adjacentes. Nous examinerons donc dix différents cas selon la description suivante :

- **Cas 1** : Les deux structures adjacentes, dont une souple et l'autre rigide et qui ne sont pas équipées d'un TMD.
- **Cas 2** : Les deux structures adjacentes, dont une souple et l'autre rigide et sont équipées d'un TMD.
- **Cas 3** : Les deux structures adjacentes, dont une souple et l'autre rigide, et seule la structure souple est équipée d'un TMD.
- **Cas 4** : Les deux structures adjacentes, dont une souple et l'autre rigide et seule la structure rigide est équipée d'un TMD.
- **Cas 5** : Les deux structures adjacentes sont souples et non équipées d'un TMD.
- **Cas 6** : Les deux structures adjacentes sont souples et équipées d'un TMD.

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

- **Cas 7** : Les deux structures adjacentes sont souples et seulement l'une d'entre elles est équipée d'un TMD.
- **Cas 8** : Les deux structures adjacentes sont rigides et non équipées d'un TMD.
- **Cas 9** : Les deux structures adjacentes sont rigides et équipées d'un TMD.
- **Cas 10** : Les deux structures adjacentes sont rigides, et seulement l'une d'entre elles est équipée d'un TMD.

Nous avons calculé le joint sismique pour les différents cas évoqués précédemment, par les formules décrites dans le chapitre 2 (1.1), (1.2) et (1.4), en prenant en compte les différents rapports de masse ajoutés. Les résultats trouvés sont inscrits dans les tableaux (3-9) à (3-11)

Tableau 3-9 : valeurs du joint sismique selon RPA99V2003

| Rapport de masse μ (%) | Joint sismique (cm) | | | | | | | | | |
|-------------------------------|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| | Cas1 | Cas2 | Cas3 | Cas4 | Cas5 | Cas6 | Cas7 | Cas8 | Cas9 | Cas10 |
| 6 | 22,7 | 16,9 | 19,5 | 20,1 | 26,5 | 20,3 | 23,4 | 18,7 | 13,7 | 16,2 |
| 8 | 22,7 | 15,9 | 18,9 | 19,7 | 26,5 | 18,9 | 22,7 | 18,7 | 12,9 | 15,8 |
| 10 | 22,7 | 11,7 | 18,6 | 15,8 | 26,5 | 18,3 | 22,4 | 18,7 | 4,9 | 11,8 |
| 30 | 22,7 | 16 | 20 | 18,7 | 26,5 | 21,1 | 23,8 | 18,7 | 10,9 | 14,8 |

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

Tableau 3-10 : valeurs du joint sismique calculées selon la formule SRSS

| Rapport de masse μ (%) | Joint sismique (cm) | | | | | | | | | |
|-------------------------------|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| | Cas1 | Cas2 | Cas3 | Cas4 | Cas5 | Cas6 | Cas7 | Cas8 | Cas9 | Cas10 |
| 6 | 15,2 | 11,2 | 12,8 | 14 | 17,7 | 13,3 | 15,6 | 12,2 | 8,6 | 10,5 |
| 8 | 15,2 | 10,4 | 12,2 | 13,7 | 17,7 | 12,3 | 15,2 | 12,2 | 8,1 | 10,3 |
| 10 | 15,2 | 8,6 | 12 | 12,6 | 17,7 | 11,9 | 15,1 | 12,2 | 2,4 | 8,8 |
| 30 | 15,2 | 10,9 | 13 | 3,4 | 17,7 | 13,9 | 15,9 | 12,2 | 6,6 | 9,8 |

Tableau 3-11 : valeurs du joint sismique calculé selon la formule ABS

| Rapport de masse μ (%) | Joint sismique (cm) | | | | | | | | | |
|-------------------------------|---------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| | Cas1 | Cas2 | Cas3 | Cas4 | Cas5 | Cas6 | Cas7 | Cas8 | Cas9 | Cas10 |
| 6 | 21,2 | 15,4 | 18 | 18,6 | 25 | 18,8 | 21,9 | 17,2 | 12,2 | 14,7 |
| 8 | 21,2 | 14,4 | 17,4 | 18,2 | 25 | 17,4 | 21,2 | 17,2 | 11,4 | 14,3 |
| 10 | 21,2 | 10,2 | 17,1 | 14,3 | 25 | 16,8 | 20,9 | 17,2 | 3,4 | 10,3 |
| 30 | 21,2 | 14,5 | 18,5 | 17,2 | 25 | 19,6 | 22,3 | 17,2 | 9,4 | 13,3 |

Les résultats ont montré que les valeurs du joint sismique obtenues par la formule du RPA99V2003 sont plus élevées que celles données par les autres formules (ABS et SRSS).

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

D'après nos résultats, nous remarquons que lorsque les deux structures sont rigides et équipées d'un TMD (cas9) avec un rapport de masse de 10%, on obtient un joint sismique minimal de 4.9 cm selon RPA99V2003 (figure 3-23), 2.4 cm selon SRSS (figure 3-24), et 3.4 cm selon ABS (figure 3-25),

En revanche, le joint sismique est maximal (26.5 cm selon RPA99V2003, 17.7 cm selon SRSS et 25cm selon ABS), dans le cas 5 ou les deux structures souples ne sont pas équipées d'un TMD (figures 3-23, 3-24 et 3-25)

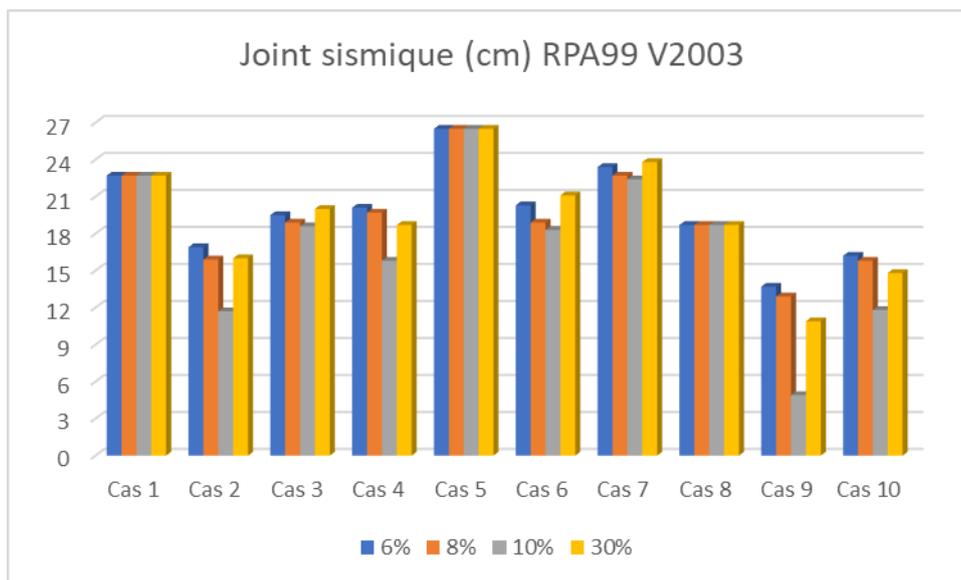


Figure 3-23 Joint sismique RPA99V2003 pour les 10 cas

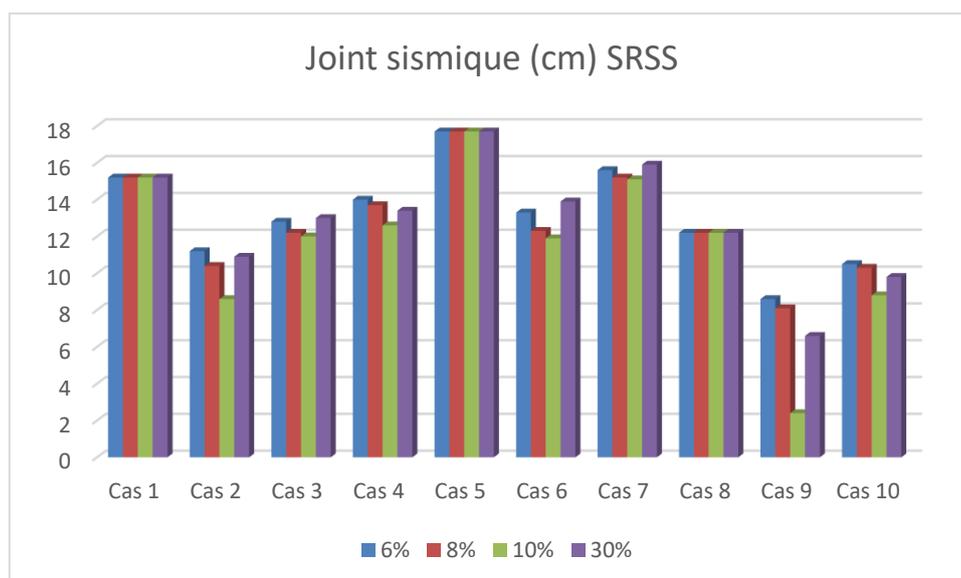


Figure 3-24 Joint sismique SRSS pour les 10 cas

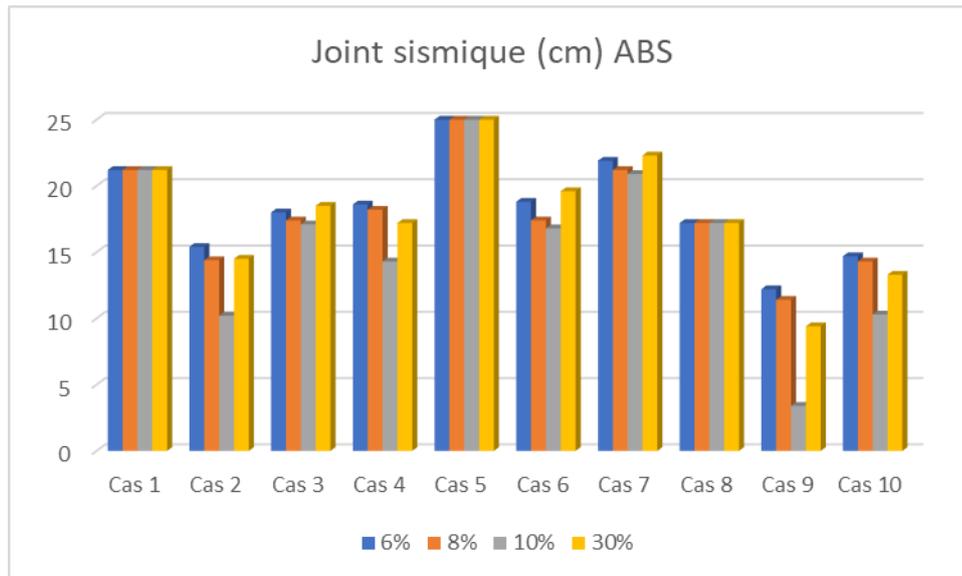


Figure 3-25 Joint sismique ABS pour les 10 cas

Si les deux structures adjacentes ne sont pas identiques en termes de rigidité (cas 1 à 4), plusieurs observations peuvent être faites concernant l'espace de séparation :

- Lorsque les 2 structures sont équipées d'un TMD (cas2) le joint sismique est minimal pour un rapport de masse égal à 10% et vaut 11.7 cm selon RPA99V2003, 8.6 cm selon SRSS et 10.2 cm selon ABS
- Lorsque seulement la structure souple est équipée d'un TMD (cas3) le joint sismique est minimal pour un rapport de masse de 10% et vaut 18.6 cm selon RPA99V2003, 12cm selon SRSS et 17.1 cm selon ABS
- Lorsque la structure rigide est équipée d'un TMD (cas4) on obtient un joint sismique minimal (15.8 cm selon RPA99V2003, 12.6 cm selon SRSS et 14.3 cm selon ABS). Pour un rapport de masse de 10%.

3.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'effet du rajout du système de contrôle passif (TMD) sur une structure de 20 étages. Nous avons fait varier la rigidité de cette structure de souple à rigide. Ensuite, nous avons calculé le joint sismique entre 2 structures de 20 étages. Plusieurs cas de figures ont été étudiés. Les résultats ont montré que le fait de rajouter le TMD réduit énormément les déplacements maximums ainsi que les accélérations. Ces réductions ont atteint même les 80% en termes de déplacements dans le cas de structure rigide.

Chapitre 3 : Calcul du joint sismique entre deux bâtiments de 20 étages équipés de TMD

Le calcul du joint sismique a montré que le calcul en utilisant le RPA99 V2003 présente des valeurs plus importantes que pour les deux autres méthodes utilisées (SRSS et ABS). Aussi, les valeurs trouvées pour un rapport de masse égal à 10% présente des valeurs minimales quelque que soit la méthode de calcul utilisée. Enfin, le cas 9 où les deux structures adjacentes sont rigides équipées chacune d'un TMD présente un joint sismique minimal.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail de mémoire de PFE, nous avons examiné les problèmes d'entrechoquement des structures adjacentes et exploré différentes stratégies de contrôle structurel pour atténuer ce phénomène et minimiser le joint sismique entre ces structures. En utilisant une approche de simulation numérique avec deux types de structures, à savoir une structure souple et une structure rigide, nous avons introduit un système de masse accordée (TMD) dans chaque cas, en augmentant progressivement le rapport de masse du TMD sur la masse de la structure principale.

Nos résultats ont démontré que l'efficacité du contrôle structurel dépendait du rapport de masse du TMD et de la rigidité de la structure. Pour les deux types de structures, nous avons observé une réduction du déplacement et de l'accélération lorsque le rapport de masse augmentait, indiquant une amélioration de la réponse structurelle et donc une diminution du joint sismique.

Cependant, il convient de noter que des observations intéressantes ont été faites pour la structure souple lorsque le rapport de masse du TMD était de 30%. Dans ce cas précis, nous avons constaté une diminution de l'accélération, mais une augmentation du déplacement : lorsque le rapport de masse entre le TMD et la structure principale est élevé, cela peut conduire à une diminution de l'accélération de la structure principale et à une augmentation de son déplacement. Cette réponse est due à l'interaction dynamique entre le TMD et la structure principale.

Lorsque la fréquence d'oscillation du TMD est réglée pour correspondre à la fréquence de résonance de la structure principale, le TMD absorbe une quantité importante d'énergie cinétique de la structure principale, ce qui réduit l'amplitude des vibrations de la structure principale et diminue son accélération. Cependant, puisque le TMD oscille également en réponse aux vibrations de la structure principale, il peut transférer une partie de cette énergie de vibration à la structure principale, ce qui augmente l'amplitude du déplacement de la structure. Cet effet peut être amplifié lorsque le rapport de masse entre le TMD et la structure principale est élevé, car cela augmente l'énergie de vibration transférée à la structure principale. Cette divergence par rapport aux autres cas souligne l'importance de prendre en compte les caractéristiques spécifiques de chaque structure lors de la conception du système de contrôle.

L'analyse des différents cas de configuration de structures et de l'utilisation de dispositifs de contrôle passif masses accordées (TMD) a permis de mettre en évidence l'impact sur le joint sismique, c'est-à-dire la déformation relative entre deux structures adjacentes lors d'un séisme.

Tout d'abord, dans le cas où les deux structures sont rigides et équipées d'un TMD avec un rapport de masse de 10% (cas 9), on observe un joint sismique minimal de 4.9 cm selon RPA99V2003, 2.4 cm selon SRSS et 3.4 cm selon ABS. Cela suggère que la combinaison d'une rigidité élevée des structures et d'un dispositif de contrôle passif comme le TMD permet de limiter efficacement les déformations et les mouvements relatifs entre les structures lors d'un séisme. Cela peut être bénéfique pour assurer la stabilité et l'intégrité des structures adjacentes.

En revanche, dans le cas où les deux structures sont souples et ne sont pas équipées d'un TMD (cas 5), on obtient un joint sismique maximal de 26.5 cm selon RPA99V2003, 17.7 cm selon SRSS et 25cm selon ABS). Cela met en évidence l'importance de la flexibilité des structures dans la génération de déformations significatives lors d'un événement sismique. Dans de telles situations, l'absence de dispositif de contrôle peut entraîner des mouvements relativement importants entre les structures, ce qui peut compromettre leur stabilité et leur fonctionnement.

Lorsque l'une des structures est souple et l'autre rigide, les résultats varient en fonction de la configuration spécifique.

- Dans le cas où les deux structures sont équipées d'un TMD (cas 2), le joint sismique est minimal pour un rapport de masse de 10% et vaut 11.7 cm selon RPA99V2003, 8.6 cm selon SRSS et 10.2 cm selon ABS, Cela indique que l'utilisation de TMD sur les deux structures, même avec des rigidités différentes, peut réduire de manière significative les déformations et les mouvements relatifs.
- Lorsque seule la structure souple est équipée d'un TMD (cas 3), le joint sismique est également minimal pour un rapport de masse de 10% et vaut 18.6 cm selon RPA99V2003, 12cm selon SRSS et 17.1 cm selon ABS. Bien que légèrement plus élevé que dans le cas précédent, l'ajout d'un TMD sur la structure souple contribue toujours à la réduction des déformations, bien que de manière moins prononcée.

Enfin, lorsque la structure rigide est équipée d'un TMD (cas 4), on obtient un joint sismique minimal de 15.8 cm selon RPA99V2003, 12.6 cm selon SRSS et 14.3 cm selon ABS pour un rapport de masse de 10%. Cela suggère que l'ajout d'un TMD sur la structure rigide peut également être bénéfique pour limiter les déformations lors d'un séisme, bien que dans une moindre mesure que dans les cas où les deux structures sont équipées d'un TMD.

A partir des calculs, on a constaté que selon le calcul du RPA99V2003 le joint sismique est surdimensionné par rapport aux autres formules.

Ces résultats mettent en évidence l'importance de la rigidité des structures et de l'utilisation de dispositifs de contrôle tels que les TMD pour réduire les déformations et les mouvements relatifs lors d'un séisme. L'utilisation de TMD sur deux structures rigides, en particulier avec un rapport de masse de 10%, s'est avérée la configuration la plus efficace pour minimiser le joint sismique. Ces résultats peuvent être utilisés pour guider la conception et la sélection de stratégies de contrôle sismique appropriées dans le but d'améliorer la performance des structures adjacentes lors d'événements sismiques.

Cette étude met en évidence l'importance des systèmes de contrôle structurel pour minimiser les effets néfastes des vibrations et des chocs entre les structures adjacentes. Les résultats obtenus fournissent des informations précieuses pour les ingénieurs et les concepteurs afin de mettre en œuvre des solutions efficaces dans la pratique.

En conclusion, ce travail de recherche constitue une contribution significative à la compréhension des problèmes d'entrechoquement des structures adjacentes et à l'évaluation des systèmes de contrôle structurel pour atténuer ces effets. Les résultats obtenus peuvent servir de base solide pour de futures recherches dans ce domaine et peuvent également être appliqués dans le développement de stratégies de conception plus robustes et plus efficaces pour les structures sujettes à des charges dynamiques.

Cela dit, nous pouvons suggérer quelques points de recherches aux prochaines études dans la thématique :

- Vérifier les résultats trouvés dans cette étude en exploitant d'autres signaux sismiques ;
- Faire une étude paramétrique en faisant varier la géométrie des structures étudiées (le nombre d'étages, la hauteur des étages, l'inertie des éléments structuraux...etc.) ;
- Etudier des structures adjacentes d'hauteurs différentes ;
- Utiliser d'autres systèmes de contrôle (passifs, actifs et hybride) et comparer les résultats avec ceux trouvés dans la présente étude, en termes d'efficacité d'économie ;
- Etudier la possibilité d'utiliser des systèmes de connexion entre les structures adjacentes et voir leur influence sur la réponse dynamique des structures ;
- Introduire l'effet de l'interaction sol-structure et voir son impact sur la réponse des structures ;

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] A. D. Bhatt et G. P. Lamichhane, « Study and Analysis of Pounding Effect between Adjacent RC Buildings », *Tech J*, vol. 1, n° 1, p. 123-132, juill. 2019, doi: 10.3126/tj.v1i1.27710.
- [2] H. Mohamed, « Seismic Pounding Between Adjacent Buildings: A Review », *Academic Platform Journal of Natural Hazards and Disaster Management*, p. 16-28, juin 2021, doi: 10.52114/apjhad.937206.
- [3] K. RETERI, « Effet du control vibratoire sur le comportement dynamique des structures adjacentes connectées », PhD Thesis.
- [4] C. P. Pantelides et X. Ma, « Linear and nonlinear pounding of structural systems », *Computers & Structures*, vol. 66, n° 1, p. 79-92, janv. 1998, doi: 10.1016/S0045-7949(97)00045-X.
- [5] M. Abdeddaim, « Contribution à la réduction du risque d'entrechoquement des bâtiments adjacents sous séisme de forte intensité », PhD Thesis, Université Mohamed Khider-Biskra, 2017.
- [6] E. Rosenblueth et R. Meli, « The 1985 mexico earthquake », *Concrete international*, vol. 8, n° 5, p. 23-34, 1986.
- [7] H. Bachmann, S. O. fédéral des eaux et de la géologie, et C. Marro, *Conception parasismique des bâtiments: principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités: directives de l'OFEG*. office fédéral des eaux et de la géologie, 2002.
- [8] K. Kasai et B. F. Maison, « Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake », *Engineering Structures*, vol. 19, n° 3, p. 195-207, mars 1997, doi: 10.1016/S0141-0296(96)00082-X.
- [9] B. Sołtysik et R. Jankowski, « Non-linear strain rate analysis of earthquake-induced pounding between steel buildings », *International journal of Earth Sciences and Engineering*, 2013, Consulté le: 8 avril 2023. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.semanticscholar.org/paper/Non-linear-strain-rate-analysis-of-pounding-between-So%C5%82tysik-Jankowski/8ccfe6110741e73ec777884f5f266ab5b54312c1>

- [10] G. L. Cole, R. P. Dhakal, et F. M. Turner, « Building pounding damage observed in the 2011 Christchurch earthquake », *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 41, n° 5, p. 893-913, 2012.
- [11] E. Sayın *et al.*, « 24 January 2020 Sivrice-Elazığ, Turkey earthquake: geotechnical evaluation and performance of structures », *Bulletin of Earthquake Engineering*, vol. 19, p. 657-684, 2021.
- [12] B. Kebaili et B. Redjel, « ANALYSE DU SEISME DE BOUMERDES JUIN 2003 ET REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNE », 2009.
- [13] S. Naserkhaki et M. El-Rich, « SEPARATION GAP, A CRITICAL FACTOR IN EARTHQUAKE INDUCED POUNDING BETWEEN ADJACENT BUILDINGS ».
- [14] F. KAHLOUCHE, « Réduction de l'effet de martèlement entre les bâtiment adjacent par le mécanisme de dissipation d'énergie », 2013.
- [15] S. A. Anagnostopoulos, « Building pounding re-examined: how serious a problem is it », in *Eleventh world conference on earthquake engineering*, Pergamon, Elsevier Science Oxford, UK, 1996, p. 2108.
- [16] T. Langlade, D. Bertrand, S. Grange, G. Candia, et J. C. de la Llera, « Modelling of earthquake-induced pounding between adjacent structures with a non-smooth contact dynamics method », *Engineering Structures*, vol. 241, p. 112426, août 2021, doi: 10.1016/j.engstruct.2021.112426.
- [17] V. V. Bertero, « Observations on Structural Pounding », présenté à The Mexico Earthquakes—1985: Factors Involved and Lessons Learned, ASCE, 1987, p. 264-278. Consulté le: 8 avril 2023. [En ligne]. Disponible sur: <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0051055>
- [18] K. Kasai, V. Jeng, P. C. Patel, J. A. Munshi, et B. F. Maison, « Seismic pounding effects-survey and analysis », *Earthquake Engineering*, 1992.
- [19] V. Jeng et W. L. Tzeng, « Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City », *Engineering Structures*, vol. 22, n° 5, p. 459-471, mai 2000, doi: 10.1016/S0141-0296(98)00123-0.
- [20] S. A. Anagnostopoulos, « Pounding of buildings in series during earthquakes », *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 16, n° 3, p. 443-456, 1988, doi: 10.1002/eqe.4290160311.

- [21] C. Rajaram et R. P. Kumar, « Comparison of Codal Provisions on Pounding between Adjacent Buildings », *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, vol. 05, n° 01, 2012.
- [22] J. Penzien, « Evaluation of building separation distance required to prevent pounding during strong earthquakes », *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 26, n° 8, p. 849-858, 1997.
- [23] H. Hao et J. Shen, « Estimation of relative displacement of two adjacent asymmetric structures », *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 30, n° 1, p. 81-96, 2001, doi: 10.1002/1096-9845(200101)30:1<81::AID-EQE997>3.0.CO;2-E.
- [24] J.-H. Lin et C.-C. Weng, « Probability analysis of seismic pounding of adjacent buildings », *Earthquake engineering & structural dynamics*, vol. 30, n° 10, p. 1539-1557, 2001.
- [25] A. Moustafa et S. Mahmoud, « Damage assessment of adjacent buildings under earthquake loads », *Engineering Structures*, vol. 61, p. 153-165, 2014.
- [26] S. M. Khatami, H. Naderpour, S. M. N. Razavi, R. C. Barros, B. Sołtysik, et R. Jankowski, « An ANN-based approach for prediction of sufficient seismic gap between adjacent buildings prone to earthquake-induced pounding », *Applied Sciences*, vol. 10, n° 10, p. 3591, 2020.
- [27] P. Liu, P.-P. Fan, H.-X. Zhu, et W.-G. Yang, « A Seismic Pounding Risk-based Method for Determination of Minimum Separation Distance between Nonlinear Adjacent Buildings », *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 26, n° 15, p. 7855-7877, 2022.
- [28] « Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance | Eurocodes: Building the future ». <https://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/EN-Eurocodes/eurocode-8-design-structures-earthquake-resistance> (consulté le 8 avril 2023).
- [29] « 2000 International Building Code (IBC) - INDEX ». <https://codes.iccsafe.org/content/IBC2000/index> (consulté le 8 avril 2023).
- [30] S. B. Amouri, « Comportement dynamique et contrôle des structures réticulées autocontraintes », Université Montpellier II, France, 2014.
- [31] T. T. Soong et B. F. Spencer, « Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice. », vol. 24, n° 3, p. 243-259, 2002.

- [32] O. Ben Mekki, « Amortissement semi-actif des structures flexibles », *THESE DE DOCTORAT DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES ET DE L'UNIVERSITA DI ROMA, MAI 2006*, 2006.
- [33] L. Guizani, « Sur l'isolation sismique des ponts au Canada », in *10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art*, 2003.
- [34] (<http://www.archiexpo.fr>).
- [35] H. M. Ounis, A. Ounis, et M. Z. Kaab, « Response of a Base Isolated Building », 2011.
- [36] H. P. Santhosh, K. S. Manjunath, et K. S. Kumar, « Seismic analysis of low to medium rise building for base isolation », *International journal of Research in Engineering and Technology*, vol. 2, p. 1-5, 2013.
- [37] S. HAMOUCHE, A. SEGHIR, et M. KADRI, « MODELISATION ET ETUDE DE L'ISOLATION SISMIQUE D'UNE STRUCTURE EN BETON ARME ».
- [38] N. N. Win et Z. M. Htun, « Comparative study on performance assessment of steel structure with lead rubber bearing system (Myanmar rubber) and fixed base », PhD Thesis, MERAL Portal, 2017.
- [39] T. Falborski et R. Jankowski, « Experimental Study on Effectiveness of a Prototype Seismic Isolation System Made of Polymeric Bearings », *Applied Sciences*, vol. 7, n° 8, p. 808, août 2017, doi: 10.3390/app7080808.
- [40] M. Bhandari, S. D. Bharti, M. K. Shrimali, et T. K. Datta, « The Numerical Study of Base-Isolated Buildings Under Near-Field and Far-Field Earthquakes », *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 22, n° 6, p. 989-1007, juill. 2018, doi: 10.1080/13632469.2016.1269698.
- [41] M. Fakih, J. Hallal, H. Darwich, et H. Damerji, « Effect of Lead-Rubber Bearing Isolators in Reducing Seismic Damage for a High-Rise Building in Comparison with Normal Shear Wall System », *Structural Durability & Health Monitoring*, vol. 15, n° 3, p. 247-260, 2021, doi: 10.32604/sdhm.2021.015174.
- [42] L. Djellouli, « Modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures », Université Mohamed Khider, Biskra, 2012.
- [43] A. Ras, « A Etude du comportement des structures en acier sous sollicitations sismiques contreventées par amortisseurs à fluides visqueux », Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2015.

- [44]] http://mapage.noos.fr/boris.w/en_construc/film_design_para.swf.]
http://mapage.noos.fr/boris.w/en_construc/film_design_para.swf
- [45] F. Sadek, F. Sadek, A. W. Taylor, et R. M. Chung, *Passive energy dissipation devices for seismic applications*. US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology, 1996.
- [46] A. Bentifour, « Etude parasismique sur un batiment equipe d'un amortisseur a masse accordée (TMD) pour le contrôle des excitation sismiques », Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.
- [47] P. Sahoo, « Experimental and Numerical Study on Tuned Mass Damper in Controlling Vibration of Frame Structures », PhD Thesis, 2015.
- [48] M. Gaspar, « The mechanism and applications of a Tuned Mass Damper (TMD) », 22 novembre 2017.
- [49] A. Kawaguchi, A. Teramura, et Y. Omote, « Time history response of a tall building with a tuned mass damper under wind force », *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, vol. 43, n° 1, p. 1949-1960, janv. 1992, doi: 10.1016/0167-6105(92)90619-L.
- [50] R. Villaverde et L. A. Koyama, « Damped resonant appendages to increase inherent damping in buildings », *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, vol. 22, n° 6, p. 491-507, juin 1993, doi: 10.1002/eqe.4290220603.
- [51] R. Sinha et T. Igusa, « Response of primary–secondary systems to short-duration, wide-band input », *Journal of Sound and Vibration*, vol. 185, n° 1, p. 119-137, août 1995, doi: 10.1006/jsvi.1994.0367.
- [52] F. Sadek, B. Mohraz, A. W. Taylor, et R. M. Chung, « A METHOD OF ESTIMATING THE PARAMETERS OF TUNED MASS DAMPERS FOR SEISMIC APPLICATIONS », *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, vol. 26, n° 6, p. 617-635, juin 1997, doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199706)26:6<617::AID-EQE664>3.0.CO;2-Z.
- [53] R. Soto-Brito et S. E. Ruiz, « Influence of ground motion intensity on the effectiveness of tuned mass dampers », *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, vol. 28, n° 11, p. 1255-1271, nov. 1999, doi: 10.1002/(SICI)1096-9845(199911)28:11<1255::AID-EQE865>3.0.CO;2-C.

- [54] B. Kamrani-Moghaddam, M. Rahimian, et A. K. Ghorbani-Tanha, « PERFORMANCE OF TUNED MASS DAMPERS FOR RESPONSE REDUCTION OF STRUCTURES UNDER NEAR-FIELD AND FAR-FIELD SEISMIC EXCITATIONS ».
- [55] H. Yamaguchi et N. Harnpornchai, « Fundamental characteristics of Multiple Tuned Mass Dampers for suppressing harmonically forced oscillations », *Earthquake Engng. Struct. Dyn.*, vol. 22, n° 1, p. 51-62, janv. 1993, doi: 10.1002/eqe.4290220105.
- [56] A. Kareem et S. Kline, « Performance of Multiple Mass Dampers under Random Loading », *J. Struct. Eng.*, vol. 121, n° 2, p. 348-361, févr. 1995, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:2(348).
- [57] www.youtube.com/@mecaenterprises
- [58] N. Djedoui, « Modélisation et analyse du contrôle hybride (actif-passif) des vibrations des bâtiments sous sollicitations sismiques en champ proche », Université Mohamed Khider – Biskra, 2018.
- [59] « Contrôle vibratoire des passerelles piétonnes Guide de dimensionnement ». Humaninduced Vibrations of Steel Structures, 2007.
- [60] P. Chaiviriyawong et W. Prachaseree, « Applications of passive mass dampers for civil engineering structural control: a review », p. 12-13, 2009.
- [61] K. Reteri, « Comportement dynamique des structures intelligentes: poteaux poutre en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure », Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.
- [62] P. Sahoo, « Experimental and Numerical Study on Tuned Mass Damper in Controlling Vibration of Frame Structures », 2015.
- [63] T. T. Soong et B. F. Spencer Jr Reviewer, « Active structural control: theory and practice », *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 118, n° 6, p. 1282-1285, 1992.
- [64] A. Megnounif, « Contrôle Dynamique et Structures intelligentes »,
- [65] J. J. Connor, « Introduction To Structural Motion Control », Upper Saddle River, New Jersey, 2002.
- [66] S. Aizawa, Y. Fukao, S. Minewaki, Y. Hayamizu, H. Abe, et N. Haniuda, « An experimental study on the active mass damper », in *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 1988, p. 871-876.

- [67] C. Qu, L. Huo, et H. Li, « Fault Tolerant Control for Civil Structures Based on LMI Approach », *Mathematical Problems in Engineering*, vol. 2013, p. 1-8, janv. 2013, doi: 10.1155/2013/762385.
- [68] A. M. Reinhorn *et al.*, « Active bracing system: a full scale implementation of active control », *National Center for Earthquake Engineering Research*, vol. 14, 1992.
- [69] T. T. Soong et M. C. Costantinou, *Passive and active structural vibration control in civil engineering*, vol. 345. Springer, 2014.
- [70] E. Nazarimofrad, S. Farahani, et S. M. Zahrai, « Multiobjective optimal placement of active tendons to control irregular multistory buildings with soil–structure interaction », *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, vol. 28, n° 4, p. e1581, 2019.
- [71] E. Nazarimofrad et S. M. Zahrai, « Seismic control of irregular multistory buildings using active tendons considering soil–structure interaction effect », *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, vol. 89, p. 100-115, 2016.
- [72] D.-H. Yang, J.-H. Shin, H. Lee, S.-K. Kim, et M. K. Kwak, « Active vibration control of structure by active mass damper and multi-modal negative acceleration feedback control algorithm », *Journal of Sound and Vibration*, vol. 392, p. 18-30, 2017.
- [73] M. D. Symans et M. C. costantinou, « Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review », *Engineering Structures*, vol. 21, n° 6, p. 469-487, 1999.
- [74] P. Jean, « Isolation vibratoire par contrôle semi-actif d’amortisseurs magnéto-rhéologiques pour l’interface lanceur/charge utile », PhD Thesis, Conservatoire national des arts et metiers-CNAM, 2006.
- [75] A. L. Do, J. de Jesus Lozoya-Santos, L. Dugard, O. Sename, R. R. Mendoza, et R. M. Menendez, « Modélisation et commande LPV d’un amortisseur magnéto-rhéologique », in *CIFA 2010-6ème Conférence Internationale Francophone d’Automatique*, 2010, p. nc.
- [76] G. Bossis *et al.*, « Adaptative magnetorheological materials », *Matériaux & Techniques*, vol. 90, p. 6-8, 2002.
- [77] B. F. Spencer Jr, G. Yang, J. D. Carlson, et M. K. Sain, « Smart dampers for seismic protection of structures: a full-scale study », in *Proceedings of the second world conference on structural control*, Kyoto, 1998, p. 417-426.

- [78] N. Djedoui, A. Ounis, A. Mahdi, et S. M. Zahrai, « Semi-active fuzzy control of tuned mass damper to reduce base-isolated building response under harmonic excitation », *Jordan Journal of Civil Engineering*, vol. 12, n° 3, 2018.
- [79] L. A. Lara-Valencia, Y. Valencia-González, et D. M. Bedoya-Zambrano, « Study of a semi-active control system to reduce lateral displacement in framed structures under seismic load », *Ingeniería e Investigación*, vol. 42, n° 3, 2022.
- [80] T. T. Soong et Billie. F. Spencer, « Active, semi-active and hybrid control of structures », *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, vol. 30, n° 3, p. 387-402.
- [81] H.-C. Tsai, « The effect of tuned-mass dampers on the seismic response of base-isolated structures », *International journal of solids and structures*, vol. 32, n° 8-9, p. 1195-1210, 1995.
- [82] M. A. Trindade, « Contrôle hybride actif-passif des vibrations de structures par des matériaux piézoélectriques et viscoélastiques: poutres sandwich/multicouches intelligentes », PhD Thesis, Conservatoire national des arts et metiers-CNAM, 2000.
- [83] A. Bentifour, « Etude parasismique sur un bâtiment équipé d'un amortisseur à masse accordée (TMD) pour le contrôle des excitations sismiques », Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen, 2013.
- [84] M. C. Constantinou, T. T. Soong, et G. F. Dargush, « Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit », 1998.