



Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Réf :

Présenté et soutenu par :

KHERIBI Chaima

Le : Mardi 11 Juin 2024

Optimisation de la réponse sismique des bâtiments adjacents par amortisseur à masse accordée inertielle (TMDI)

Jury :

Dr. ABDESSELAM Issam

Dr. KHECHAI Abdelhak

Encadreur :

DJEROUNI Salah

Année universitaire : 2024



DEDICACE

Ce travail est fortement dédié à mes parents pour leur soutien incessant, aussi leurs encouragements infailibles et leur patience sans limite toute au long de mon parcours scolaire et universitaire, sans eux je ne serai pas là aujourd'hui.

REMERCIEMENTS

Louange à Dieu, par Sa grâce, les bonnes actions sont accomplies. Que la paix et les bénédictions soient sur le plus noble des prophètes et messagers, notre maître Mohammed, ainsi que sur sa famille et tous ses compagnons.

Le voyage n'a pas été court, ni la route semée d'embûches, mais Dieu soit loué pour avoir facilité les débuts et nous avoir menés jusqu'au bout, Après avoir achevé mon mémoire de maîtrise, je voudrais exprimer mes sincères remerciements et ma gratitude à tous ceux qui ont contribué à me soutenir et à m'encourager au cours de ce voyage scientifique.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements et ma profonde gratitude à ma chère famille, qui a été mon véritable soutien et mon premier appui à toutes les étapes de mes études. Merci pour votre patience, vos encouragements et vos prières continues.

Je souhaite également exprimer ma profonde gratitude à mon professeur et superviseur, le Dr "Djerouni Salah", qui n'a ménagé aucun effort pour me guider et m'orienter avec son savoir et son expérience précieuse. Son soutien constant et ses conseils avisés ont grandement contribué au succès de ce mémoire.

Je voudrais également remercier le Dr "Abdeddaim Mahdi" pour son travail avec nous et ses efforts pour nous guider et faciliter toutes les difficultés que nous pouvons rencontrer au cours de notre carrière universitaire.

Je voudrais également remercier le Dr "Djedoui Nassim" pour les efforts qu'il a déployés tout au long des années de spécialisation et pour son empressement à assurer notre réussite, même si nous ne sommes plus des étudiants dans les sièges des cours qu'il enseigne.

Tous mes remerciements et ma reconnaissance au professeur "Ounis Abdelhafid", ou, comme cela me vient à l'esprit dès que je vous vois, "Père Ounis", je vous ai mentionné en dernier, non pas à cause de mon oubli, mais parce que le musc est pour la finition. Qu'Allah vous récompense bien, mon Père, pour vos efforts et votre singularité à nous enrichir dans la spécialité des structures, et qu'Allah vous récompense bien.

Que Dieu vous bénisse, mes chers professeurs, pour votre grande patience, votre bienveillance et votre aide assidue. Que Dieu vous récompense de la meilleure des manières.

Que Dieu vous protège, guide vos pas et vous garde comme un précieux soutien pour les futures promotions.

Remerciements

Enfin, je tiens à remercier mes collègues et chers amis, qui ont été de fidèles compagnons de route, me soutenant moralement et académiquement tout au long de la préparation de ce mémoire.

Je demande à Dieu Tout-Puissant de me guider ainsi que vous vers ce qu'Il aime et ce qui Le satisfait, et de faire de ce travail une œuvre sincère pour Sa noble Face, bénéfique pour la science et les savants.

RÉSUMÉ

La protection sismique de bâtiments adjacents nécessite de prendre en compte la réduction de la réponse vibratoire des bâtiments individuels et d'éviter les collisions entre les bâtiments (martèlement ou bien l'entrechoquement). L'une des solutions avancées dans le domaine de la conception sismique des bâtiments de grande hauteur adjacents à ce problème complexe afin d'atténuer les risques de martèlement causés par diverses natures, divers dispositifs de contrôle hybrides, actifs, semi-actifs et passifs ont été employés pour coupler les bâtiments adjacents à des fins de contrôle structurel.

Les plus importants d'entre eux comprennent l'amortisseur à masse accordée (TMD). Le TMD travaille sur le mécanisme de transfert de l'énergie vibratoire de la structure contrôlée vers un système secondaire. Bien que des applications réussies du TMD pour supprimer les vibrations dans le domaine du génie civil aient été présentées jusqu'à présent, le développement de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI) en tant qu'alternative à faible masse au TMD conventionnel est un concept relativement nouveau.

L'inerteur idéal est un dispositif à deux bornes capables de retourner une force proportionnelle à l'accélération entre ses nœuds. La clé d'une application réussie de la TMDI repose sur l'estimation des paramètres optimaux qui permettent d'obtenir les meilleures performances du système. En raison de la nature imprévisible des mouvements sismiques, l'optimisation est réalisée dans le domaine temporel à l'aide d'un algorithme génétique (AG) utilisé pour l'analyse optimale de TMDI dans les bâtiments adjacents sismiques. L'efficacité de la TMDI-GA par rapport à la TMDI-MGA est évaluée dans le domaine temporel pour un ensemble d'enregistrements sismiques en champ proche et en champ lointain.

Mots clés : Bâtiments adjacents, risque d'entrechoquement, inerter, amortisseur à masse accordée avec inerter, inertance, algorithme génétique, optimisation, séisme, couplage, contrôle passif.

ABSTRACT

Seismic protection of closely adjacent buildings requires paying attention to both reducing the vibrational response of the individual buildings and avoiding interbuilding collisions (pounding). One of the advanced solutions in the field of seismic design of adjacent high-rise buildings to this complex problem in order to mitigate pounding hazard caused by various natures, various hybrid, active, semi-active and passive control devices have been employed to link adjacent buildings with structural control purposes.

The most prominent among them include the tuned mass damper (TMD). The TMD works on the mechanism of transferring the vibration energy of the controlled structure to a secondary system. Although successful applications of the TMD to suppressing vibrations in the civil engineering field have been presented so far, the development of the tuned mass damper inerter (TMDI) as a lower-mass alternative to the conventional TMD is a relatively new concept.

The ideal inerter is a two-terminal device capable of returning a force proportional to the acceleration between its nodes. The key to a successful application of TMDI is based on estimating the optimal parameters that achieve the system's best performance. Due to the unpredictable nature of earthquake motions, optimization is performed in the time domain with a genetic algorithm (GA) used for the optimal analysis of TMDI in seismic adjacent buildings. The effectiveness of the TMDI-GA over the TMDI-MGA is assessed in the time domain for an ensemble of near-field and far-field ground motion records.

Keywords: Adjacent buildings, pounding hazard, inerter, tuned mass damper inerter, inertance, genetic algorithm, optimization, earthquakes, coupled, control passive.

ملخص

إن الحماية الزلزالية للمباني المتجاورة بشكل متقارب تتطلب الالتفات إلى كل من تقليل الاستجابة الاهتزازية للمباني الفردية وتجنب التصادم بين المباني (الاصطدام). من الحلول المتقدمة في مجال التصميم الزلزالي للمباني الشاهقة المتجاورة لهذه المشكلة المعقدة من أجل التخفيف من مخاطر التصادم الناجمة عن المخاطر الديناميكية الطبيعية المختلفة مثل الزلازل، تم استخدام أجهزة تحكم مختلفة هجينة ونشطة وشبه نشطة وغير نشطة للربط بين المباني المتجاورة بهدف التحكم في المباني المتجاورة.

من أبرز هذه الأجهزة مخمد الكتلة المضبوط. يعمل جهاز مخمد الكتلة المضبوطة على آلية نقل الطاقة الاهتزازية للهيكل المتحكم به إلى نظام ثانوي. بشكل ادق مخمد الكتلة المضبوطة يسمح بتوليد قوة استعادة تعارض الحركة الهيكلية. على الرغم من أنه تم تقديم تطبيقات ناجحة لمخمدات الكتلة المضبوطة لقمع الاهتزازات في مجال الهندسة المدنية حتى الآن، فإن تطوير مخمد الكتلة المضبوطة مع inerter بمثابة بديل أقل كتلة لمخمد الكتلة المضبوطة التقليدي هو مفهوم جديد نسبيًا.

علما ان inerter المثالي هو جهاز يتميز بكتلة معدومة ذو طرفين قادر على إرجاع قوة متناسبة مع التسارع بين طرفيه. كما ان ثابت التناسب للجهاز inertance يقاس بوحدة الكتلة. يستند مبدأ التطبيق الناجح لمخمد الكتلة المضبوطة مع inerter إلى ايجاد العوامل المثلى التي تحقق أفضل أداء للنظام. نظرًا لطبيعة الحركات الزلزالية التي لا يمكن التنبؤ بها، يتم إجراء التحسين في المجال الزمني باستخدام خوارزمية جينية (GA) تستخدم للتحليل الأمثل لجهاز مخمد الكتلة المضبوطة مع inerter في المباني المتجاورة الزلزالية.

يتم تقييم فعالية مخمدات الكتلة المضبوطة مع inerter التي استعمل فيها GA مقارنة مع مخمدات الكتلة المضبوطة التي استعمل فيها MGA من خلال تحليل الأداء في المجال الزمني لمجموعة من الزلازل ذات المصدر القريب والمصدر البعيد.

الكلمات المفتاحية (الدالية) : المباني المتجاورة، خطر التصادم، inerter ، مخمد الكتلة المضبوطة مع inerter، inertance، الخوارزمية الجينية، التحسين الأمثل، الزلازل، ربط، تحكم غير نشط.

SOMMAIRE :

Dédicace	iv
Remerciements	v
Résumé.....	vii
Abstract.....	viii
ملخص.....	ix
Sommaire	x
Liste des figures	xiv
Liste des tableaux	xviii
Liste des symboles.....	xix
Introduction générale.....	01

Chapitre I : Stratégies de contrôle des vibrations

1.1 Introduction.....	05
1.2 Les stratégies de contrôle	05
1.2.1 Système de contrôle actif.....	06
1.2.2 Système de contrôle semi-actif.....	09
1.2.3 Système de contrôle hybride.....	12
1.2.4 Système de contrôle passif	13
1.2.4.1 Isolation sismique.....	14
1.2.4.2 Isolateur en pendule de friction (FPS).....	14
1.2.4.1.2 Isolateur en élastomère avec barreau de plomb (LRB).....	15
1.2.4.1.3 Isolateur en élastomère d'amortissement élevé (HDR).....	16
1.2.4.1.4 Dispositif de dissipation d'énergie	17
1.2.4.2.1 Amortisseur viscoélastique (VE).....	17
1.2.4.2.2 Amortisseur à fluide visqueux	18
1.2.4.2.3 les amortisseurs métalliques	18
1.2.4.2.4 Amortisseur à liquide accordée (TLD).....	19
1.2.4.2.5 Amortisseur à liquide colonne accordée (TLCD).....	20
1.2.4.2.6 Amortisseur à masse accordée (TMD).....	21
1.3 Conclusion	22

Chapitre II : La technique du couplage structurel dans les structures adjacentes

2.1 Introduction	24
2.2 Le phénomène de l'entrechoquement des bâtiments adjacents	24
2.3 Cause de l'entrechoquement.....	26
2.4 Configurations structurelles possibles pour un entrechoquement	27
2.5 Des solutions proposées pour réduire l'entrechoquement	28
2.5.1 Solution classique (joint sismique)	28
2.5.2 Solution non classique	29
2.6 Etat des connaissances sur le couplage structurel avec des dispositifs passifs dans les bâtiments adjacents pour réduire l'entrechoquement	43
2.7 Conclusion.....	48

Chapitre III : Amortisseur à masse accordée avec inerter TMDI

3.1 Introduction	50
3.2. Contexte historique du dispositif inerter.....	50
3.3 Amortisseur à masse accordée avec inerter « TMDI »	50
3.3 Les différents modèles physiques d'inerter.....	51
3.3.1 Pignon et crémaillère « <i>Rack and pinion</i> »	51
3.3.2 Vis à billes « <i>Ball-screw inerter</i> »	52
3.3.3 Inerter électromagnétique « <i>Electromagnetic inerter</i> »	52
3.3.4 Inerter hydraulique « <i>Hydraulic inerter</i> »	53
3.3.5 Inerter à rotule « <i>Living-hinge inerter</i> ».....	53
3.3.6 Inerter à fluide helicoidal « <i>Helical fluid inerter</i> ».....	54
3.4 Etat de l'art	55
3.4.1 Applications la technique du couplage structurel basés sur des inerters	55
3.5 Conclusion	60

Chapitre IV : Formulation mathématique et modélisation numérique des applications de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI)

4.1 Introduction.....	63
4.2 Hypothèses et limitations.....	63
4.3 Formulation mathématique et équations de mouvement	64
4.3.1 Équations du mouvement : Deux bâtiments adjacents à un seul degré de liberté (1-DDL) sans contrôle.....	64

4.3.2 Équations du mouvement : Deux bâtiments adjacents à un seul degré de liberté (1-DDL) équipée d'un TMDI (avec contrôle)	66
4.3.3 Équations du mouvement : Deux bâtiments adjacents de plusieurs degrés de liberté (n-DDL) sans contrôle.....	69
4.3.4 Équations du mouvement : Deux bâtiments adjacents de (n-DDL) équipé d'un TMDI installés au sommet.....	75
4.4 Sélection de paramètres non dimensionnels de la TMDI.....	79
4.4.1 Méthode d'expression analytique	79
4.4.2 Méthode d'optimisation	82
4.5 Algorithme Génétique	82
4.6 Solution en présentation d'état « <i>State-Space</i> »	85
4.7 Conclusion	86

Chapitre V : Résultats et discussions

5.1 Introduction	88
5.2 Description du modèles des structures adjacents utilisées	88
5.3 Description des excitations sismiques	89
5.4 Description de l'optimisation	90
5.5 Résultats	93
5.5.1 Déplacement inter-étages (bâtiment-1)	96
5.5.2 Déplacement inter-étages (bâtiment-2)	98
5.5.3 Distance de séparation minimale entre bâtiments adjacents requisee pour éviter l'entrechoquement	100
5.5.4 L'effort tranchant (l'effort de cisaillement à la base)	102
5.5.5 Course TMD (la course de la masse secondaire)	104
5.5.6 Force d'inertier	105
5.5.7 Synchronisation/désynchronisation des réponse des bâtiments	106
5.5.8 L'effet de rapport d'inertance sur la distance de séparation minimale pour éviter l'entrechoquement	111
5.5.9 L'effet de rapport d'inertance sur la force d'inertier	113
5.5.10 L'effet de rapport d'inertance masse sur la course TMD.....	118
5.6 Conclusion	117
Conclusion générale.....	119
Annexe A	122

Sommaire

Liste des références.....	127
---------------------------	-----

LISTES DES FIGURES

Chapitre I : Stratégies de contrôle des vibrations

Figure 1.1 Les différents systèmes de contrôle.....	6
Figure 1.2 Schéma d'un système de contrôle actif	7
Figure 1.3 (a) Kyobashi Siewa Center (Japan) and (b) son unité AMD ; (c) modèle d'un bâtiment équipé d'un AMD au sommet.....	7
Figure 1.4 Bâtiment n-étage équipé d'un ABS entre la base (le rez-de-chaussée) et le premier étage.....	8
Figure 1.5 (a) Rokko Island Procter and Gamble équipé d'un ATMD, Kobe, Japan ; (b) ORC 2000 Symbol tower équipé d'un ATMD, Osaka, Japan.....	8
Figure 1.6 (a) Le pont de Normandie équipé d'un câble tendeur actif Rokko Island Procter and Gamble, France ; (b) mécanisme actif du tendon.....	9
Figure 1.7 Schéma d'un système de contrôle semi-actif.....	10
Figure 1.8 Amortisseur hydraulique semi-actif installé au sommet d'un bâtiment de kajima shizuoka, Japan.....	10
Figure 1.9 Première mise en œuvre à grande échelle de l'amortissement intelligent aux États-Unis et des amortisseurs à orifice variable.....	10
Figure 1.10 Des bâtiments et des ponts équipé d'un amortisseur MR.....	11
Figure 1.11 Amortisseur à friction semi-actif équipé d'un bâtiment.....	12
Figure 1.12 Schéma d'un système de contrôle hybride.....	13
Figure 1.13 La tour Landmark à Yokohama équipée de deux HMDs.....	13
Figure 1.14 Structure avec système de contrôle passif.....	14
Figure 1.15 Isolateur en pendule de friction (FPS).....	15
Figure 1.16 Isolateur en Élastomère avec Barreau de plomb (LRB).....	17
Figure 1.17 Isolateur en Élastomère d'amortissement élevé (HDR).....	17
Figure 1.18 Amortisseur viscoélastique (VE).....	18
Figure 1.19 Amortisseur visqueux.....	19
Figure 1.20 (a) Amortisseur métallique, (b) One World Trade Centre, New York	20
Figure 1.21 Amortisseurs à liquide accordée TLD.....	20
Figure 1.22 Amortisseur à liquide de colonne accordée TLCD installé dans la Tour One Wall Centre à Vancouver, Canada.....	21
Figure 1.23 L'amortisseur TMD installé au sommet de la Tour de Taipei 101 à Taiwan	22

Chapitre II : La technique du couplage structurel dans les structures adjacentes

Figure 2.1 Entrechoquement des bâtiments adjacents	25
Figure 2.2 Entrechoquement de deux structures adjacentes ayant causé des dommages Structuraux.....	25
Figure 2.3 Bâtiments endommagés par l'entrechoquement du séisme de 1985 à Mexico.....	26
Figure 2.4 Comportement sismique des bâtiments adjacents	27
Figure 2.5 Configurations critiques de l'entrechoquement	28
Figure 2.6 Les différents solutions pour éviter l'entrechoquement.....	28
Figure 2.7 Largeur minimum du joint sismique (RPA 2003 complément 2010)	29
Figure 2.8 Système de couplage structurel.....	30
Figure 2.9 Modèle structurel pour des bâtiments adjacents couplés avec des dispositifs passifs.....	43
Figure 2.10 Modèle de poutre continue pour les bâtiments adjacents	44
Figure 2.11 Système de contrôle	45
Figure 2.12 Modèle expérimental des bâtiments couplés	46
Figure 2.13 Sky-corridor reliant les tours adjacentes.....	47

Chapitre III : Amortisseur à masse accordée avec inerter TMDI

Figure 3.1 Schéma de dispositif inerter « b » avec deux bornes	50
Figure 3.2 (a) Schéma d'un inerter à crémaillère et pignon ; et (b) Prototype d'inertre à pignon et crémaillère	51
Figure 3.3 (a) Inerter à vis à billes ; (b) dessin schématique d'un inerter à vis à billes...	52
Figure 3.4 Schéma d'un inerter électromagnétique	53
Figure 3.5 Schéma de l'inertre hydraulique	53
Figure 3.6 (a) Dessin schématique d'un inerter à rotule ; et (b) l'inertre à rotule	54
Figure 3.7 (a) Schéma d'un inerter à fluide hélicoïdal ; et (b) l'inertre à fluide hélicoïdal.....	55
Figure 3.8 Un modèle mécanique avec une combinaison ressort-amortisseur-inertre...	55
Figure 3.9 TMD partagé connecté à un élément d'inertre	56
Figure 3.10 Configurations	57
Figure 3.11 Modèle de bâtiment adjacent de MTMDI.....	58
Figure 3.12 Bâtiments couplés avec le système BSTMDI	59

Figure 3.13 Représentation des bâtiments adjacents avec TID (à gauche) et TMDI (à droite) 60

Chapitre IV : Formulation mathématique et modélisation numérique des applications de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI)

Figure 4.1 Schéma des bâtiments adjacents non couplées 64

Figure 4.2 Diagramme de corps libre (bilan des forces) 64

Figure 4.3 Schéma de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI) dans un système à un seul degré de liberté (1-DDL) 66

Figure 4.4 Diagramme de corps libre (bilan des forces) 67

Figure 4.5 Les structures adjacentes non couplées (sans contrôlés) 70

Figure 4.6 Diagramme de corps libre (bilan des forces) 71

Figure 4.7 les structures adjacentes équipées d'un TMDI 76

Figure 4.8 Diagramme de corps libre (bilan des forces) 77

Figure 4.9 Syntaxe de l'algorithme génétique 82

Figure 4.10 La boîte à outils de l'algorithme génétique..... 83

Figure 4.11 Diagramme montrant comment résoudre un problème avec l'Algorithme Génétique..... 84

Figure 4.12 Diagramme du modèle général de la représentation d'état « State-Space » 86

Chapitre V : Résultats et discussions

Figure 5.1 Enregistrements sismiques naturels considérés 89

Figure 5.2 Les différentes méthodes utilisées pour calculer les paramètres de conception de TMDI 90

Figure 5.3 Modèle de deux bâtiments adjacents de référence à 8 étages sans contrôle..... 95

Figure 5.4 Modèle de deux bâtiments adjacents de référence à 8 étages avec contrôle par TMDI 96

Figure 5.5 Valeurs maximales de déplacement entre les étages de bâtiment-1 sous diverse excitations sismiques 97

Figure 5.6 Valeurs maximales de déplacement entre les étages de bâtiment-2 sous diverse excitations sismiques 99

Liste des figures

Figure 5.7 Valeur maximales de la distance de séparation minimale requisee pour éviter l'entrechoquement entre deux bâtiments adjacents sous diverse excitations sismiques	101
Figure 5.8 Histogrammes des valeurs maximales de l'effort tranchant des deux bâtiments adjacents des trois scenarios (NC, TMDI-GA et TMDI-MGA) soumis aux quatre séismes naturels	103
Figure 5.9 Histogrammes des valeurs maximales de course TMD des deux scenarios (TMDI-GA et TMDI-MGA) soumis aux quatre séismes naturels	105
Figure 5.10 Histogrammes des valeurs maximales d'inertier force des deux scenarios (TMDI-GA et TMDI-MGA) soumis aux quatre séismes naturels	106
Figure 5.11 Déplacement au sommet du bâtiment-1 et bâtiment-2 sans couplage	107
Figure 5.12 Déplacement au sommet du bâtiment-1 et bâtiment-2 couplés, par TMDI-GA	109
Figure 5.13 Déplacement au sommet du bâtiment-1 et bâtiment-2, couplés, par TMDI-MGA	110
Figure 5.14 Variation du rapport de la distance de séparation minimale en fonction du rapport d'inertance	114
Figure 5.15 Variation de la force d'inertier en fonction du rapport d'inertance	116
Figure 5.16 Variation de course TMD avec le rapport d'inertance	117
Figure 5.16 Variation de course TMD avec le rapport d'inertance	118

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI)

Tableau 2.1 Classification des différents dispositifs de couplage utilisé dans les bâtiments adjacents 31

Chapitre VI : Formulation mathématique et modélisation numérique des applications de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI)

Tableau 4.1 Expressions à forme fermée pour le réglage optimale du TMDI pour une structure primaire 1-DDL non-amortie et amortie par rapport au cas classique du TMD..... 81

Chapitre V : Résultats et discussions

Tableau 5.1 Paramètres structurels de deux bâtiments adjacents de 8 étages 88
Tableau 5.2 Enregistrements sismiques utilisés dans l'analyse 89
Tableau 5.3 La configuration de l'AG utilisée pour l'optimisation 92
Tableau 5.4 Les valeurs limites des paramètres dans l'optimisation de TMDI dispositif 92
Tableau 5.5 Les paramètres optimaux de TMDI-GA et TMDI-MGA 93

Annexe A

Tableau A1. Paramètres optimaux des scénarios de contrôle des deux cas de TMDI en fonction du rapport d'inertance soumis au séisme d'El Centro, en 1940 122
Tableau A2. Paramètres optimaux des scénarios de contrôle des deux cas de TMDI en fonction du rapport d'inertance soumis au séisme Hachinohe, en 1968 123
Tableau A1. Paramètres optimaux des scénarios de contrôle des deux cas de TMDI en fonction du rapport d'inertance soumis au séisme Northridge, en 1994 124
Tableau A4. Paramètres optimaux des scénarios de contrôle des deux cas de TMDI en fonction du rapport d'inertance soumis au séisme Kobe, en 1995 125

LISTE DES SYMBOLES

F_{in}	La force appliquée aux bornes.
b	Inertance
I	Le moment d'inertie du volant or bien le moteur
A	La surface du piston
$\dot{\theta}$	La vitesse angulaire du moteur
Q_{in}	Le débit d'entrée du vérin hydraulique
J_{fv}	L'inertie du volant
η	Le rapport transmission
r_1, r_2, r_3	Les rayons des engrenages
ρ	La densité du fluide
l_h	La longueur du canal hélicoïdal
A_1	La surface circulaire du cylindre
A_2	La section transversale du canal hélicoïdal
B_l	Le coefficient de couplage
C_a	La capacité
$[M]$	La matrice de masse selon le cas
$[C]$	La matrice d'amortissement selon le cas
$[K]$	La matrice de rigidité selon le cas
$m_{1,1}, m_{1,2}, \dots, m_{1,n-1}, m_{1,n}$	Les masses respectives de chaque étage du bâtiment-1
$m_{2,1}, m_{2,2}, \dots, m_{2,n-1}, m_{2,n}$	Les masses respectives de chaque étage du bâtiment-2
$c_{1,1}, c_{1,2}, \dots, c_{1,n-1}, c_{1,n}$	Les amortissements respectifs de chaque étage du bâtiment-1
$c_{2,1}, c_{2,2}, \dots, c_{2,n-1}, c_{2,n}$	Les amortissements respectifs de chaque étage du bâtiment-2
$k_{1,1}, k_{1,2}, \dots, k_{1,n-1}, k_{1,n}$	Les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment-1
$k_{2,1}, k_{2,2}, \dots, k_{2,n-1}, k_{2,n}$	Les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment-2
$\ddot{x}_{1,1}, \ddot{x}_{1,2}, \dots, \ddot{x}_{1,n-1}, \ddot{x}_{1,n}$	Les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment-1
$\ddot{x}_{2,1}, \ddot{x}_{2,2}, \dots, \ddot{x}_{2,n-1}, \ddot{x}_{2,n}$	Les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment-2
$\dot{x}_{1,1}, \dot{x}_{1,2}, \dots, \dot{x}_{1,n-1}, \dot{x}_{1,n}$	Les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment-1

Liste des symboles

$\dot{x}_{2,1}, \dot{x}_{2,2}, \dots, \dot{x}_{2,n-1}, \dot{x}_{2,n}$	Les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment-2
$x_{1,1}, x_{1,2}, \dots, x_{1,n-1}, x_{1,n}$	Les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment-1
$x_{2,1}, x_{2,2}, \dots, x_{2,n-1}, x_{2,n}$	Les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment-2
m_t, c_t, k_t	La masse, la rigidité et l'amortissement de TMDI.
$x_t, \dot{x}_t, \ddot{x}_t$	L'accélération du sol, représentant l'excitation sismique.
\ddot{x}_g	L'accélération du sol, représentant l'excitation sismique
M^*	Masse vecteur similaire à la matrice mass M avec une inertance nulle ($b = 0$)
μ	Le rapport de masse
β	Le rapport d'inertance
ζ	Le Taux d'amortissement
f	Le rapport fréquentiel
ω_s	Fréquence naturelle du système primaire (structure)
ω_t	Fréquence naturelle du système auxiliaire (TMDI)
M_{tot}	La masse totale du bâtiment
F	Le vecteur force, Effort tranchant
$x(t)$	Vecteur d'état
$u(t)$	Vecteur d'entrée (<i>input</i>)
$y(t)$	Un vecteur de sortie
$[A]$	Matrice d'état (<i>state matrix</i>)
$[B]$	Matrice d'entrée, (<i>input matrix</i>)
$[C]$	Matrice de transmission directe entre les entrées et les sorties du système (<i>outputs et inputs</i>)
$[D]$	La matrice de transmission directe entre les entrées et les sorties du système (<i>outputs et inputs</i>)
r	Nombre des entrées (<i>inputs</i>)
n	Nombre de degré de liberté (DDL)
p	Nombre des sorties (<i>outputs</i>)
δ	La distance minimale

Liste des symboles

$\bar{X}_{Max}^1, \bar{X}_{Max}^2$	Déplacement maximal de chaque étage
$\ddot{\bar{X}}_{Max}^1(t), \ddot{\bar{X}}_{Max}^2(t)$	L'accélération absolue de chaque étage
$\Theta^1(t), \Theta^2(t)$	Déplacement inter-étage

Introduction générale

La collision des bâtiments, communément appelée "entrechoquement", se produit pendant un séisme lorsque, en raison de leurs caractéristiques dynamiques différentes, les bâtiments adjacents vibrent de manière déphasée et que la séparation au repos est insuffisante pour tenir compte de leurs mouvements relatifs.

Le monde est témoin d'un besoin croissant de développer des technologies avancées pour protéger les bâtiments adjacents des dommages graves causés par des menaces naturelles telles que les séismes et les vents forts. Cela a encouragé la communauté des ingénieurs à développer et à concevoir des bâtiments résistants aux séismes.

Le contrôle des vibrations est une exigence inévitable, c'est pourquoi différentes stratégies de contrôle des vibrations structurelles ont été proposées afin d'assurer une protection et une stabilité élevées des bâtiments adjacents. Ces stratégies peuvent être classées comme suit : systèmes de contrôle hybrides, actifs, semi-actifs et passifs.

Les dispositifs passifs sont des appareils qui doivent être soigneusement définis lors de la phase de conception. Ce sont des moyens de modifier les caractéristiques structurelles sans avoir besoin d'une source d'énergie externe, ce qui les rend fiables en cas d'urgence comme une panne de courant. Ils ont été considérés comme faisant partie des systèmes intelligents par le passé, car ils peuvent générer une plus grande force d'amortissement lorsque la réponse structurelle est plus élevée. Cependant, ils manquent de réponse aux influences sismiques en dehors de leurs limites de conception.

Les systèmes de contrôle passif sont les plus utilisés dans les pays à forte activité sismique en raison de leur fiabilité et de leur économie. Les systèmes de contrôle des vibrations structurelles incluent le TMD, inventé par Frahm [1] en 1909, qui est l'une des solutions responsables pour le contrôle des vibrations dans le domaine du génie civil et qui a été largement utilisé dans le monde entier (plus de 50 bâtiments). Parmi les exemples les plus célèbres, on trouve la tour Taipei 101 à Taïwan, où il a été installé dans la partie supérieure du bâtiment du 87^{ème} au 92^{ème} étage.

Le TMD est un dispositif « masse-ressort-amortisseur » à un seul degré de liberté (1DDL) qui réduit les vibrations dans les structures en convertissant l'énergie vibratoire en énergie cinétique,

qui est absorbée et dissipée dans l'amortisseur. Il est adapté à la structure en ajustant sa rigidité et ses propriétés mécaniques.

Pour remédier aux limites liées à la nécessité d'une masse importante dans les amortisseurs mécaniques, Smith [2] a mis au point en 2002 le mécanisme "Inerter", un dispositif à faible masse qui génère une force proportionnelle à l'accélération. Le mécanisme a d'abord été utilisé dans les voitures de « *Formula 1* » sous le nom « *J damper* », avant d'être introduit dans le génie civil pour contrôler les vibrations des bâtiments et les pots soumis aux excitations sismiques.

L'inerter agit comme une masse secondaire beaucoup plus importante que sa masse réelle (presque 200 fois supérieure à sa masse physique). Marian *et al.* [3] ont proposé l'utilisation d'un amortisseur à masse accordée avec inerter (en anglais *tuned mass damper inerter* TMDI) pour contrôler efficacement les vibrations des bâtiments.

L'objectif principal de cette étude est de contribuer à la réduction du risque d'entrechoquement entre les bâtiments adjacents en appliquant une stratégie de contrôle par couplage des bâtiments adjacents au moyen d'un dispositif d'amortisseur passif. L'algorithme génétique est développé pour optimiser les paramètres de ce dispositif afin de réduire le risque d'entrechoquement.

Ce travail se compose de cinq chapitres organisés et structurés comme suite :

Le premier chapitre présente une revue de la littérature sur les différents systèmes de contrôle des vibrations suivi de l'application réelle de chaque dispositif dans la stratégie de contrôle. Cette revue traite des quatre principales approches pour le contrôle des vibrations dans l'ordre suivant : hybride, actif, semi-actif et passif.

Le deuxième chapitre présente le phénomène de l'entrechoquement et les causes en détail et ses effets sur les bâtiments adjacents. Les différentes solutions et moyens proposés pour réduire l'entrechoquement sont présentés. À la fin de ce chapitre, une brève revue sur les techniques de couplage structurel par les dispositifs de contrôle passif utilisés pour réduire l'entrechoquement.

Le troisième chapitre présente les différents types d'éléments inerter en détail. Un état de l'art concernant la mécanique passive d'inerter ainsi que le nouveau dispositif TMDI et les applications actuelles sont présentées à la fin du troisième chapitre.

Le quatrième chapitre sera consacré à la formulation mathématique des équations de mouvement pour divers systèmes primaires linéaires à un seul degré de liberté (1DDL), et à plusieurs degrés de liberté (NDDL), en étant équipés d'un amortisseur à masse accordée avec

Introduction générale

inertier TMDI installé au sommet. Les différents processus et étapes de l'application de l'optimisation par algorithme génétique, qui ont été pris en compte dans cette étude et utilisés pour déterminer les paramètres optimaux de conception robustes du TMDI. De plus, une description détaillée de la différente formule de réglage du TMDI est présentée dans cette section. À la fin, la formulation mathématique des systèmes dynamiques a été décrite par la représentation d'état « *state-space* ».

Le cinquième chapitre concernera la présentation des modelés des bâtiments adjacents utilisés, l'excitations sismiques, l'intervalle d'optimisation, puis les paramètres optimaux du TMDI après l'application de AG « TMDI-GA » puis l'application la formule de réglage aussi « TMDI-MGA ». En outre, l'efficacité du dispositif de contrôle scenarios TMDI-GA vis-à-vis du TMDI-MGA avec la même masse réelle est évaluée respectivement dans le domaine temporel en effectuant des analyses de l'historique des réponses pour diverses enregistrements sismiques de référence.

Enfin, une conclusion générale regroupera l'ensemble des résultats obtenus et les objectifs atteints lors de cette étude.

Chapitre I :

Stratégies de contrôle des vibrations

1.1 Introduction

Dans la phase de conception des structures, lorsque la charge sismique est cruciale, les concepteurs ont tendance à adopter une approche classique. Cette approche implique principalement l'introduction d'éléments de rigidité élevée (poteaux, voiles ...etc).

Pour accroître la résistance de la structure face à la charge sismique potentielle. Cependant, cette philosophie de conception conduit à la création des structures massives, engendrant ainsi des problèmes liés au poids et la fondation de la structure ainsi qu'à des coûts de construction plus élevés.

Par conséquent, il est avantageux de chercher à réduire les contraintes avant même de dimensionner les éléments structurels. Cela peut être réalisé en introduisant des dispositifs de contrôle des vibrations visant à dissiper l'énergie sismique induite dans la structure.

Le contrôle des structures de génie civil représente un domaine de recherche crucial en rapide évolution. Ainsi, la tendance générale vers la construction des bâtiments élancés et de structures à grande portée nécessite des technologies innovantes en matière de contrôle des vibrations.

1.2 Les stratégies de contrôle

Le contrôle de la réponse sismique vise à rendre les structures efficacement résistantes aux tremblements de terre en produisant des réactions adaptées.

Les méthodes de contrôle se sont développées pour permettre aux structures de résister aux tremblements de terre sans dommages importants en utilisant des systèmes de protection efficaces.

Il existe différentes techniques de contrôle telles que le contrôle passif, actif, semi-actif et hybride, avec des dispositifs installés dans diverses structures à travers le monde [4-6].

Le schéma suivant représente les différents systèmes de contrôle.

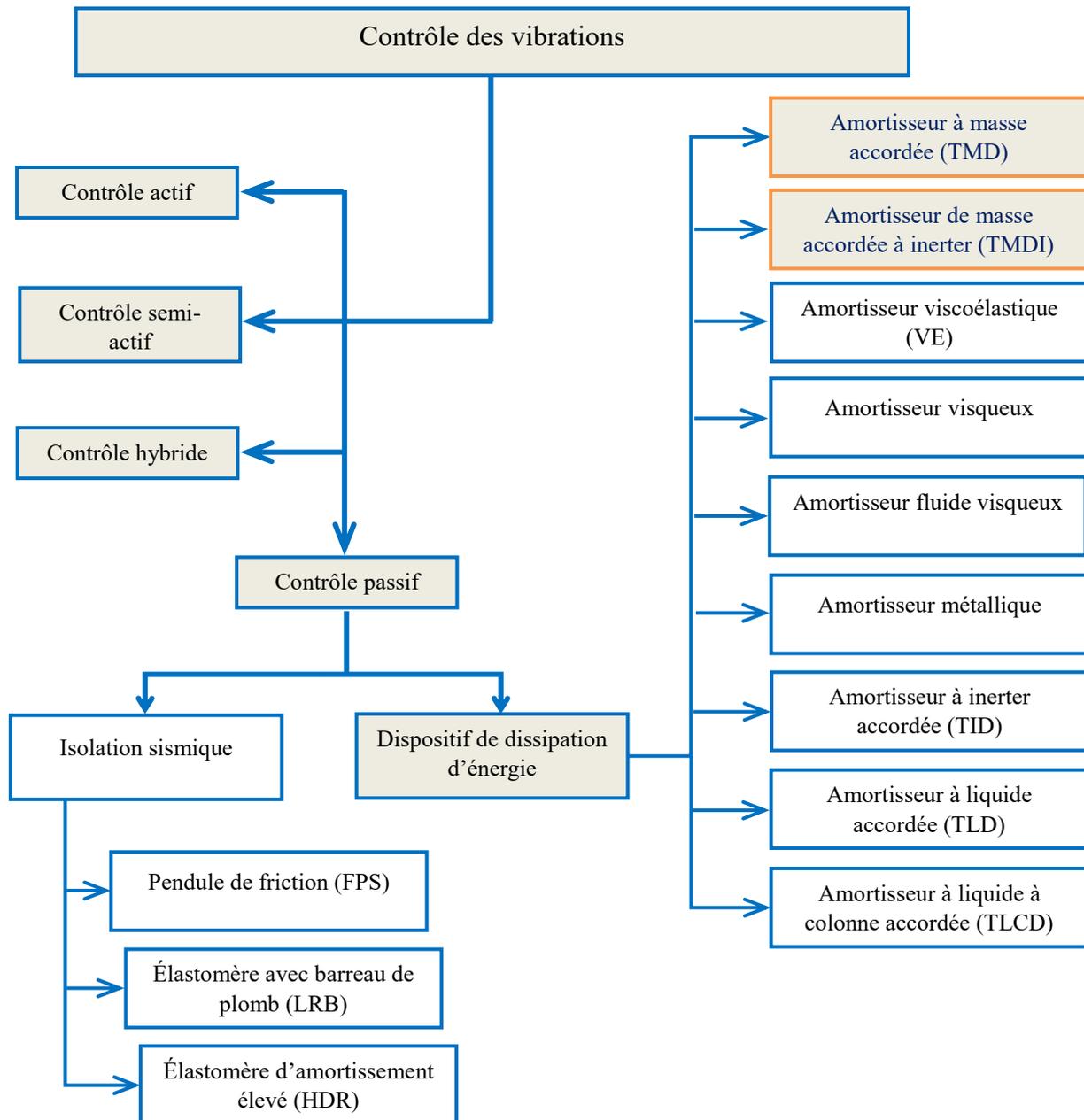


Figure 1.1 Les différents systèmes de contrôle [7]

1.2.1 Système de contrôle actif

Des systèmes de contrôle actif ont été développés pour améliorer les capacités des systèmes passifs et semi-actifs dans le contrôle de la réponse structurelle sismique. Ils développent des systèmes actifs pour tolérer les vibrations imprédictibles induites par diverses excitations.

Cependant, l'installation du système et ses composants sont compliqués et une énergie externe relativement importante est nécessaire pour qu'un système actif fonctionne en cas de catastrophe naturelle telle qu'un séisme.

En outre, le système actif devient indisponible en cas de panne de l'alimentation électrique externe lors d'événements liés à des risques naturels. La figure 1.2 présente une vue synthétique du système de contrôle actif.

L'amortisseur à masse actif AMD (figure 1.3), système de contreventement actif ABS (figure 1.4), l'amortisseur à masse accordée actif ATMD (figure 1.5), tendon actif (figure 1.6), sont des exemples de dispositifs de contrôle actif [8, 9].

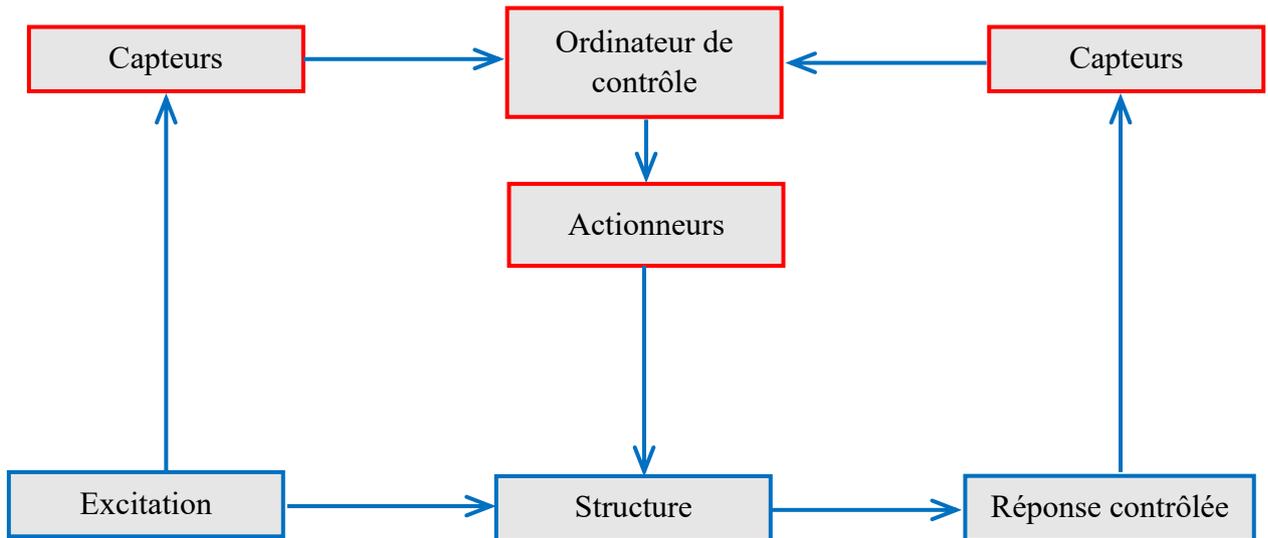


Figure 1.2 Schéma d'un système de contrôle actif [7]

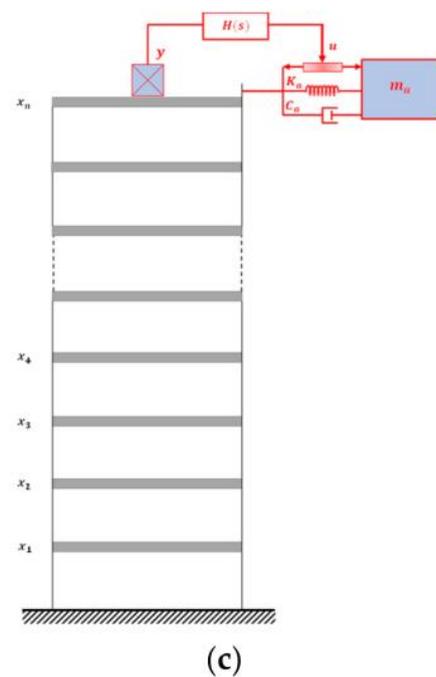


Figure 1.3 (a) Kyobashi Siewa Center (Japan) and (b) son unité AMD ; (c) modèle d'un bâtiment équipé d'un AMD au sommet [10]

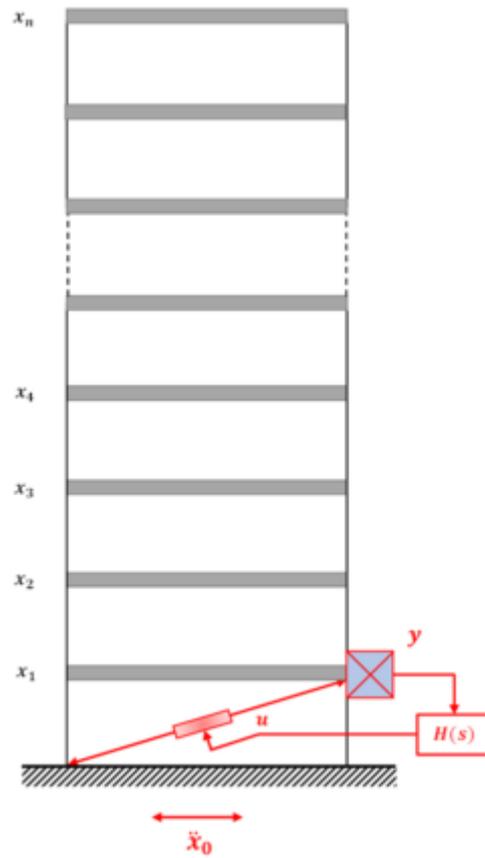


Figure 1.4 Bâtiment n -étage équipé d'un ABS entre la base (le rez-de-chaussée) et le premier étage [10]

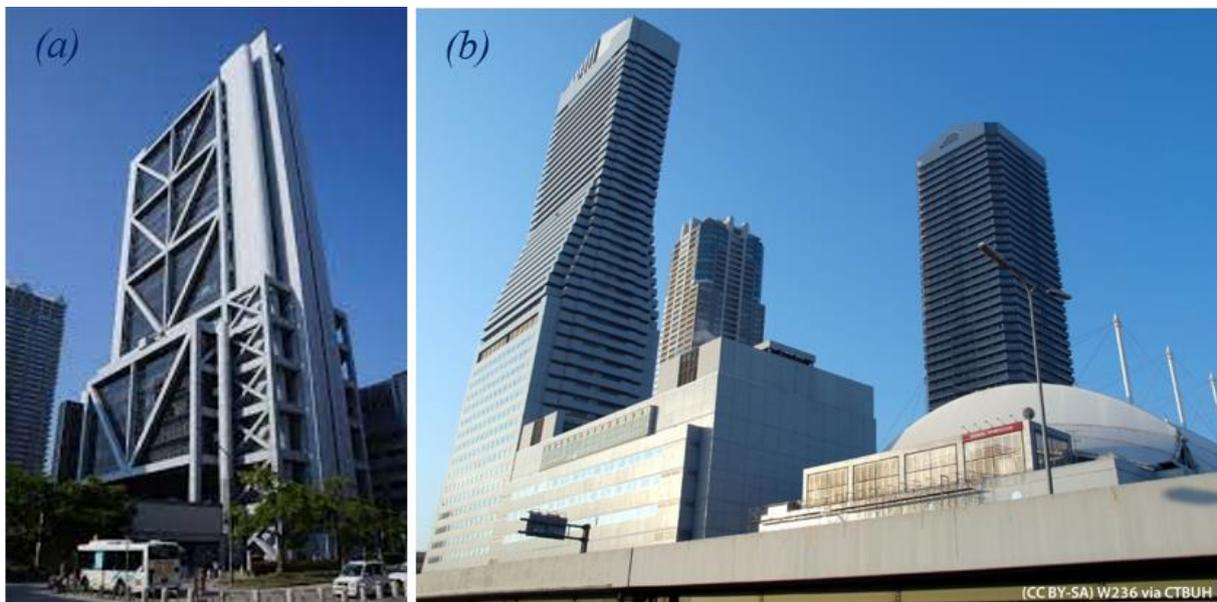


Figure 1.5 (a) Rokko Island Procter and Gamble équipé d'un ATMD, Kobe, Japan; (b) ORC 2000 Symbol tower équipé d'un ATMD, Osaka, Japan [11]

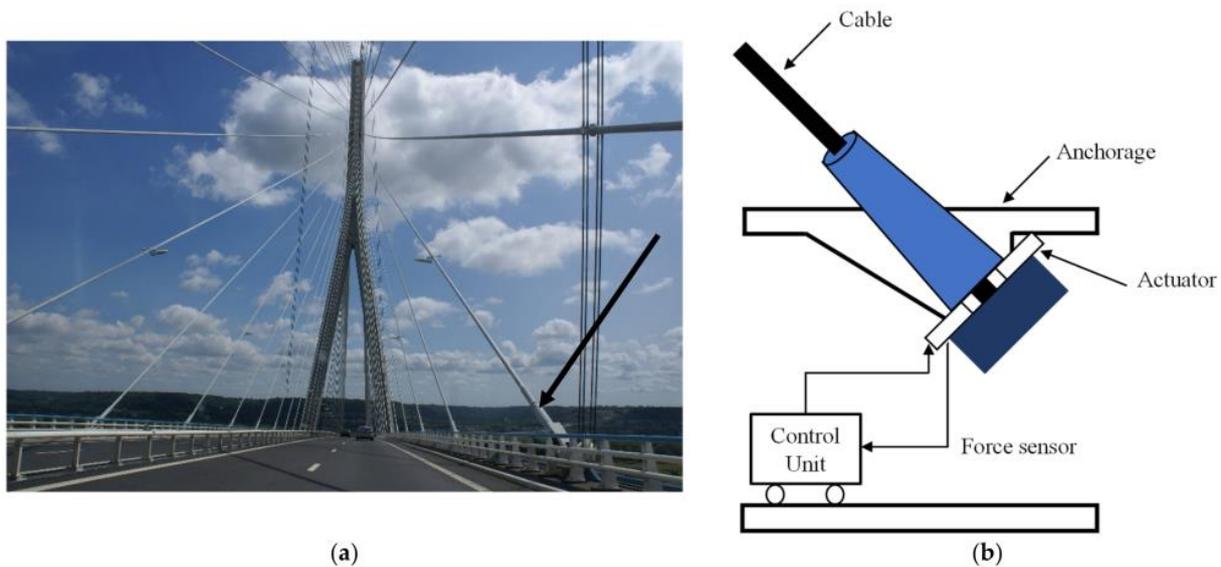


Figure 1.6 (a) Le pont de Normandie équipé d'un câble tendeur actif Rokko Island Procter and Gamble, France; (b) mécanisme actif du tendon [10]

1.2.2 Système de contrôle semi-actif

Le contrôle semi-actif, introduit en 1973, combine les caractéristiques du contrôle passif et actif, offrant une adaptabilité avec une consommation d'énergie minimale. Ces dispositifs, tels que les systèmes électromécaniques et les amortisseurs contrôlables, peuvent être alimentés par des batteries, crucial lors de séismes.

Des recherches préliminaires indiquent une performance efficace des systèmes semi-actifs par rapport aux systèmes passifs, permettant une réduction réussie de la réponse dans divers scénarios de chargement dynamique [10]. Une représentation schématique du système de contrôle semi-actif est illustrée à la figure 1.7.

Parmi les dispositifs utilisés pour le contrôle semi-actif, on trouve : amortisseur hydraulique semi-actif (figure 1.8), amortisseur à orifice variable (figure 1.9), amortisseur magnéto-rhéologique (MR) (figure 1.10), amortisseur à friction semi-actif (figure 1.11), amortisseur visqueux semi-actif, amortisseur semi-actif à rigidité variable.

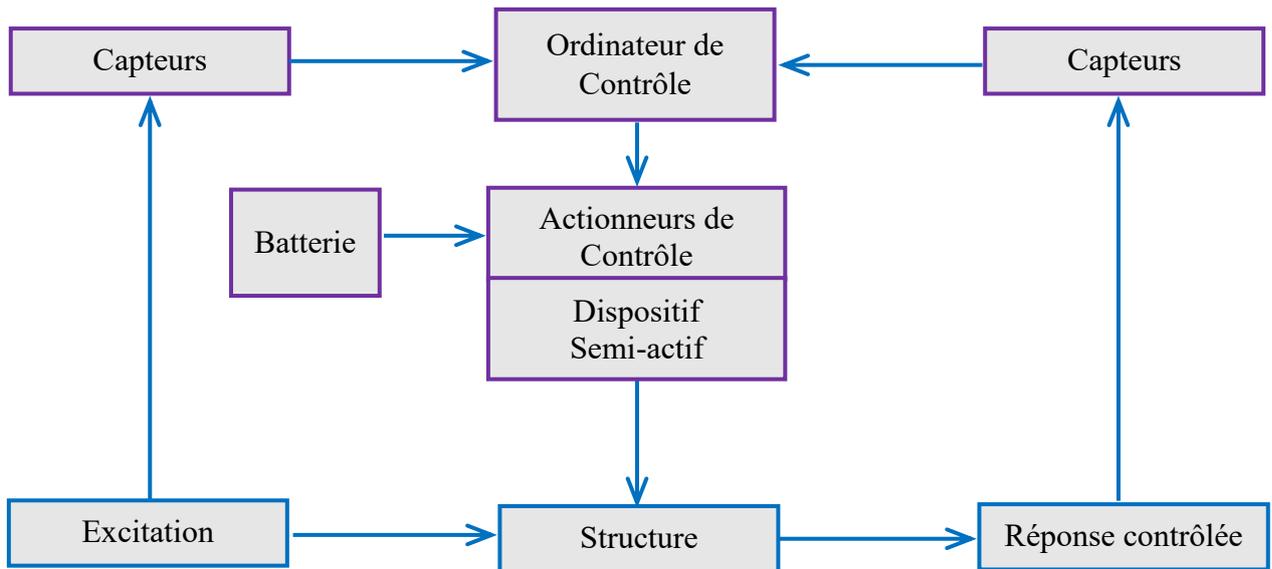


Figure 1.7 Schéma d'un système de contrôle semi-actif [7]

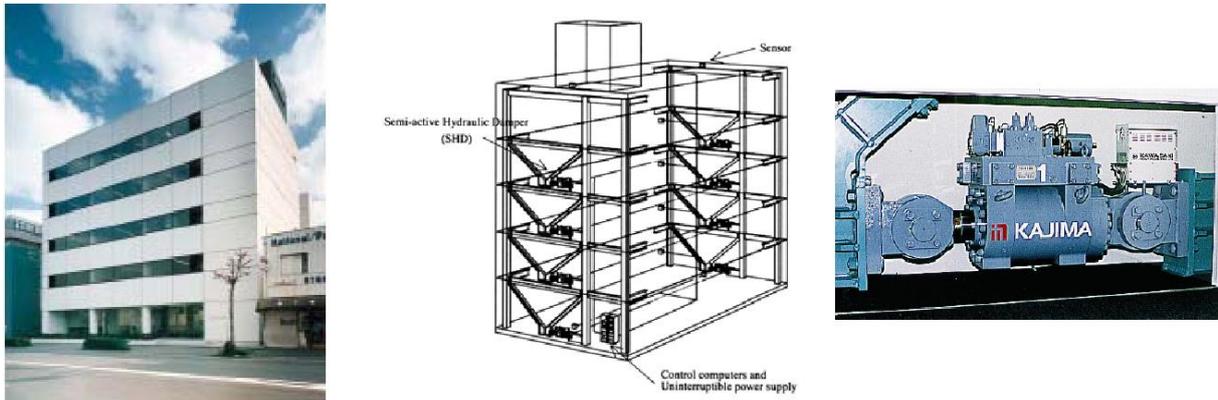


Figure 1.8 Amortisseur hydraulique semi-actif installé au sommet d'un bâtiment de kajima shizuoka, Japan [12]



Figure 1.9 Première mise en œuvre à grande échelle de l'amortissement intelligent aux États-Unis et des amortisseurs à orifice variable [13]

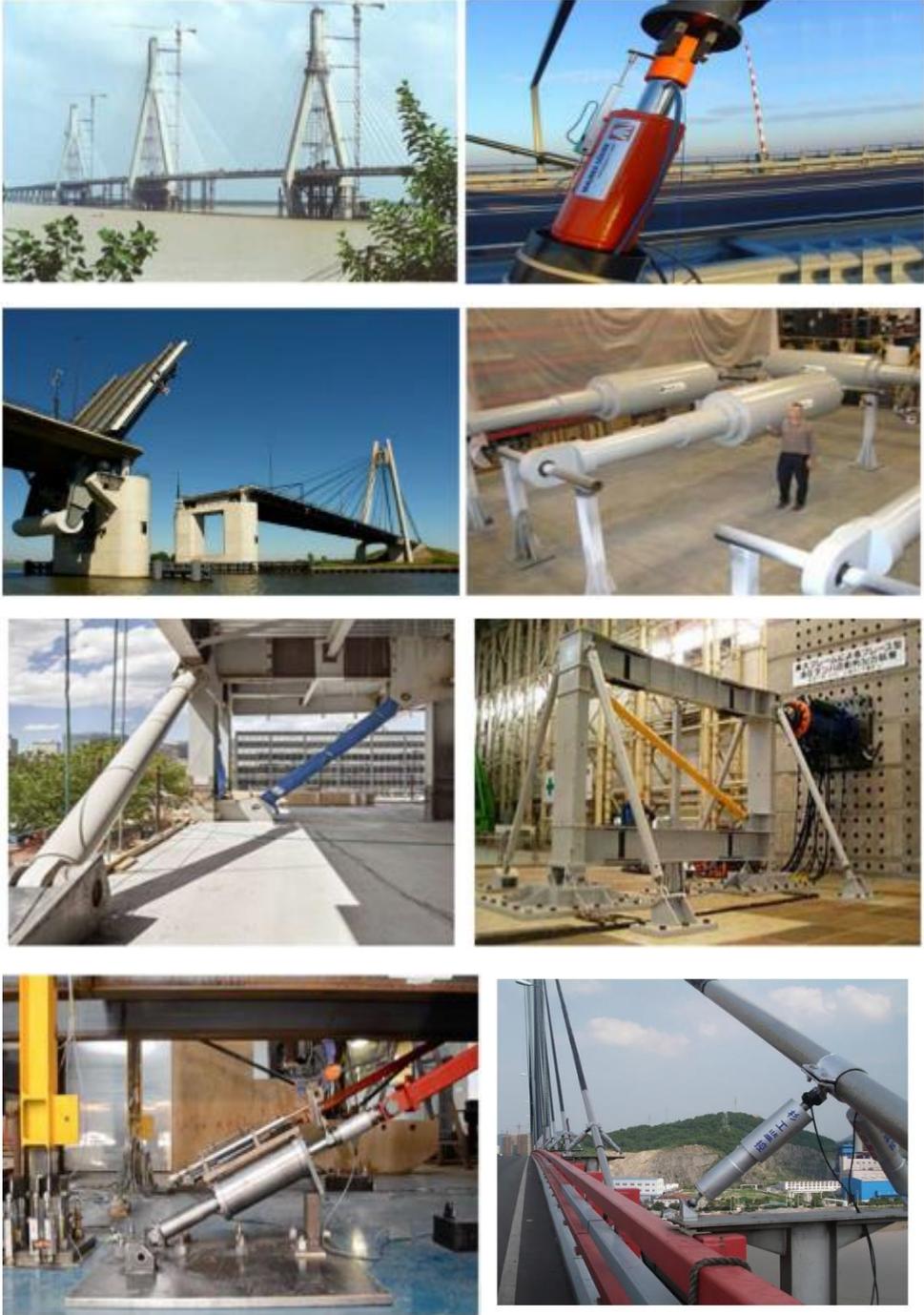


Figure 1.10 Des bâtiments et des ponts équipé d'un amortisseur MR [14]

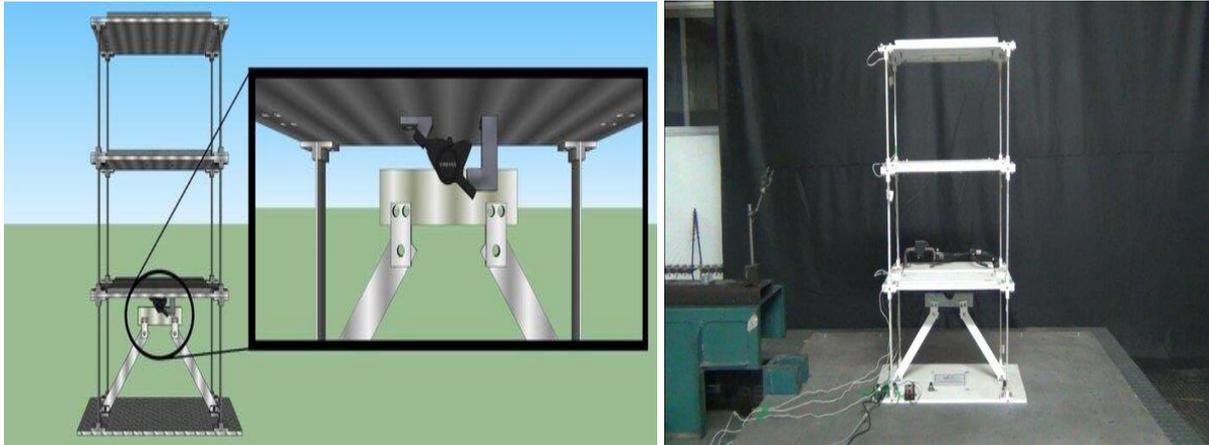


Figure 1.11 Amortisseur à friction semi-actif équipé d'un bâtiment [15]

1.2.3 Système de contrôle hybride

Les systèmes de contrôle hybrides sont la combinaison de dispositifs passifs, actifs et semi-actifs connectés en série ou en parallèle. Ces systèmes sont devenus une solution prometteuse car ils présentent les avantages des systèmes de contrôle passif, actif et semi-actif.

Les systèmes de contrôle hybrides, comme leur nom l'indique, combinent des systèmes de contrôle actifs et passifs. Les systèmes de contrôle hybrides sont efficaces pour protéger les structures soumises à différents types d'excitation avec une intensité et une bande de fréquence dissemblables. La configuration de base de ce système est représentée schématiquement dans la figure 1.12.

Le principal avantage de ces systèmes apparaît dans les cas de panne de courant ou d'excitations extrêmes qui dépassent les capacités de l'actionneur ; l'amortisseur à masse hybride HMD passera automatiquement en mode passif jusqu'à ce que le système puisse reprendre son fonctionnement normal en toute sécurité. Le dispositif HMD installé est représenté sur la figure 1.13.

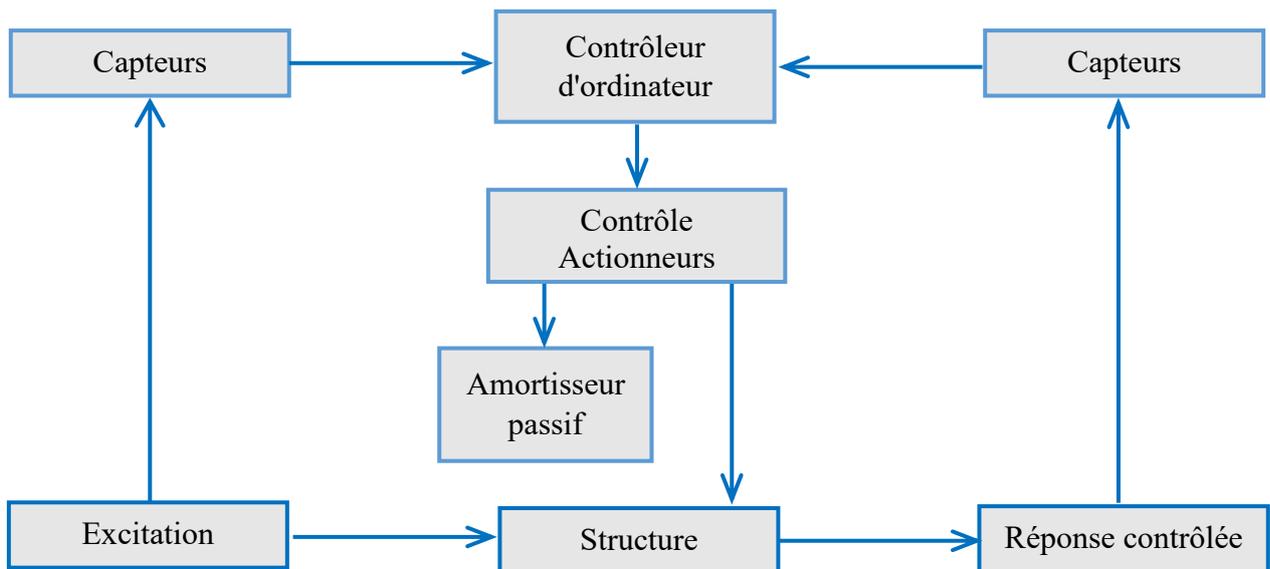


Figure 1.12 Schéma d'un système de contrôle hybride [7]

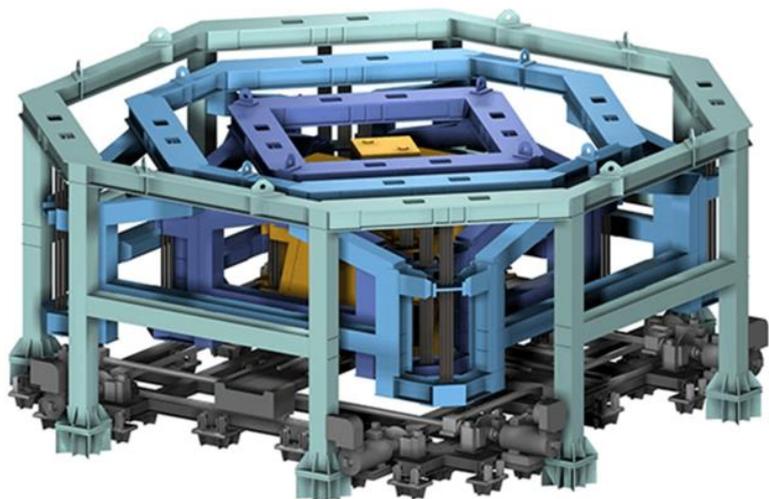


Figure 1.13 La tour Landmark à Yokohama équipée de deux HMDs [10]

1.2.4 Système de contrôle passif

Les systèmes passifs sont constitués de dispositifs mécaniques destinés à dissiper une partie de l'énergie d'entrée de la structure, réduisant ainsi la réponse de la structure et, dans le cas contraire, les dommages structurels possibles.

La configuration de base d'un système de contrôle passif des vibrations est illustrée à la figure 1.14. Ils sont utilisés pour atténuer les vibrations structurelles induites par les vents et les séismes. Ces systèmes ne nécessitent pas de source d'énergie externe pour fonctionner ni de mesures ou de contrôle de la réponse structurelle.

Ce système est considéré comme un système intelligent dans le passé puisqu'il peut créer une force d'amortissement plus importante lorsque la réponse structurelle devient plus élevée [16].

De nombreux systèmes passifs ont été proposés par les chercheurs ; toutefois, les plus connus d'entre eux sont peut-être les suivants : les dispositifs de contrôle du frottement, les amortisseurs à fluide visqueux, l'isolation des bases sismiques, les amortisseurs à liquide accordé et les amortisseurs à masse accordée.

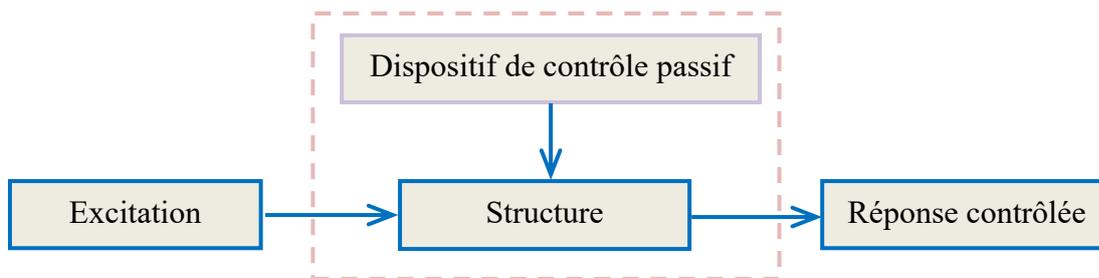


Figure 1.14 Structure avec système de contrôle passif [7]

Les systèmes passifs les plus courants sont :

1.2.4.1 Isolations sismiques

La technologie d'isolation sismique est une méthode efficace pour protéger les structures civiles contre les dommages causés par les séismes. En prolongeant la période fondamentale de la structure à distance de la région de forte amplification des spectres de réponse à l'accélération, la réponse sismique est bien réduite.

Différents systèmes d'isolation, tels que pendule de friction FPS (de l'anglais, *friction pendulum system*), élastomère avec barreau de plomb LRB (de l'anglais, *lead rubber bearing*), élastomère d'amortissement élevé HDR (de l'anglais, *high damping rubber*) [17-19].

1.2.4.1.1 Isolateur en pendule de friction (FPS)

L'isolateur en pendule de friction (en anglais *friction pendulum system FPS*) est un système d'isolation typique et récents pour améliorer l'isolation sismique des structures. Le système d'isolation FPS est constitué d'un glisseur articulé en matériaux composites à base de téflon et d'une surface sphérique d'acier inoxydable.

Le principe de travail de cet isolateur est basé sur le glissement avec force de rappel, dans lequel le mécanisme de la force de rappel est physiquement basé sur les principes des mouvements de pendule, s'appuyant ainsi sur les mouvements de la gravité [17, 20].

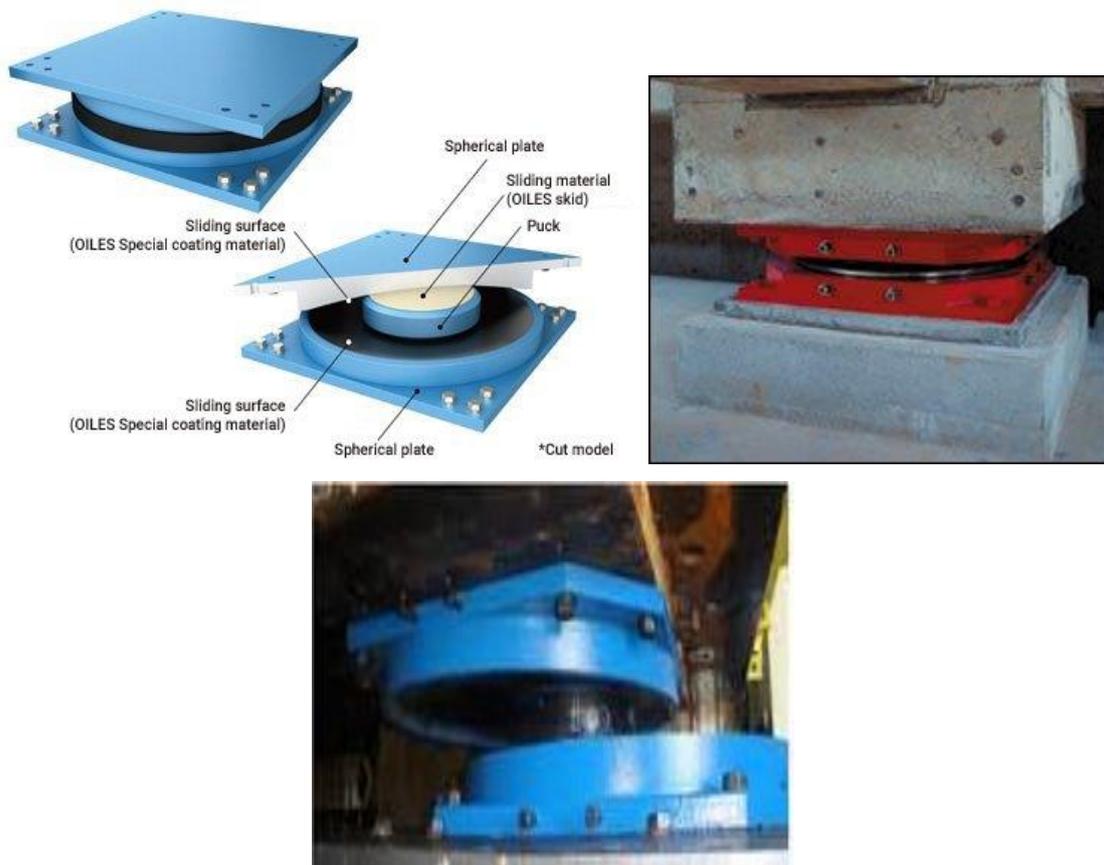


Figure 1.15 Isolateur en pendule de friction (FPS) [21]

1.2.4.1.2 Isolateur en élastomère avec barreau de plomb (LRB)

Un isolateur LRB (en anglais *lead rubber bearing* LRB) est constituée de couches alternées de caoutchouc et de plaques d'acier avec un ou plusieurs noyaux de plomb à l'intérieur. Le noyau est déformé, ce qui garantit le fonctionnement en hystérésis de la structure ainsi qu'une rigidité, une solidité et une résistance suffisantes aux faibles charges latérales, aux vents légers et aux séismes mineurs [22].



Figure 1.16 Isolateur en Élastomère avec Barreau de plomb (LRB)

https://static.wixstatic.com/media/435a47_1982ba32c39746f09a58f465186e5800~mv2.jpg/v1/fill/w_560,h_420,al_c,q_80,usm_0.66_1.00_0.01,enc_auto/435a47_1982ba32c39746f09a58f465186e5800~mv2.jpg

1.2.4.1.3 Isolateur en Élastomère d'amortissement élevé (HDR)

Le terme HDR (en anglais *high damping rubber* HDR) est appliqué aux appuis en élastomères ou l'élastomère utilisé fournit une capacité d'amortissement atteignant également 16%.

Un isolateur en élastomère d'amortissement élevé est constitué d'une alternance de fines couches de caoutchouc laminées et de plaques d'acier renforcées qui sont collées par vulcanisation. Le HDR ne nécessite pas l'insertion d'un noyau de plomb supplémentaire.

En raison de sa plus grande capacité à supporter des charges importantes, le HDR permet le recentrage de l'appui peu de temps après les séismes, et maintient également les déplacements de la structure sans nécessiter d'entretien ou de réparation.

Le HDR suscite donc un intérêt croissant et peut également être reconnu comme l'appui en caoutchouc stratifié le plus préféré et principalement appliqué aux ponts routiers dans des pays tels que le Japon, la Nouvelle-Zélande, l'Australie et les États-Unis [14, 20].





Figure 1.17 Isolateur en Élastomère d'amortissement élevé (HDR)

<https://www.mageba-group.com/tr/en/1026/Industry/Seismic-devices/LASTO HDRB/Detail.htm>

1.2.4.2 Dispositif de dissipation d'énergie

1.2.4.2.1 Amortisseurs viscoélastique (VE)

L'amortisseur viscoélastique (en anglais *viscoelastic damper* VED) est un type courant de dispositif de contrôle passif destiné à réduire les vibrations structurelles. Les amortisseurs viscoélastiques (VE) sont généralement placés entre les étages des bâtiments, où la déplacement inter-étage et la vitesse sont maximisées.

L'amortisseur viscoélastique typique est constitué de couches viscoélastiques collées à des plaques d'acier ou de feuilles de caoutchouc thermoplastique solide prises en sandwich entre des plaques d'acier [23].

Leur efficacité varie en fonction de la fréquence d'excitation et de la température ambiante [10, 24].



Figure 1.18 Amortisseur viscoélastique (VE)

<https://esmarket.towncabco.com/category?name=viscoelastic%20dampers%20in%20building>

1.2.4.2.2 Amortisseurs à fluide visqueux

Les amortisseurs à fluide visqueux (en anglais *fluid viscous damper* FVD) sont basés sur le principe de l'écoulement d'un fluide à grande vitesse à travers des orifices. Les applications sismiques des amortisseurs visqueux comprennent des bâtiments tels que le stade Ralph Wilson, les tours jumelles Petronas en Malaisie, des bâtiments du centre médical de San Bernardino aux Etats-Unis, la ville médiatique de Shizuoka au Japon ; et plus récemment, l'un des bâtiments du Saitama Citizen Medical Center au Japon [25].



Figure 1.19 Amortisseur visqueux [26, 27]

1.2.4.2.3 Les amortisseurs métalliques

Les amortisseurs métalliques (en anglais *metallic damper*) sont des dispositifs qui sont conçus pour fournir la dissipation d'énergie à un système structurel, ces amortisseurs utilisent le comportement hystérétique des métaux dans le domaine non élastique. Les forces de résistance

des amortisseurs par conséquent dépendent des caractéristiques particulièrement souhaitables de ces systèmes sont leur comportement hystérique stable.

La Nouvelle-Zélande a été le premier pays à essayer de mettre en œuvre à grande échelle des amortisseurs de chocs métalliques sur des structures dans les années 1980. En outre, la première application de l'ADAS aux États-Unis a été la modernisation sismique d'un bâtiment à San Francisco, dont la structure avait été endommagée lors du séisme de Loma Prieta en 1989.

Les inconvénients de ces dispositifs sont leur nombre limité de cycles de fonctionnement et leur réponse non linéaire. En outre ces dispositifs sont relativement peu coûteux et leurs propriétés demeureront stables au cours des longues vies de la structure [20, 25].

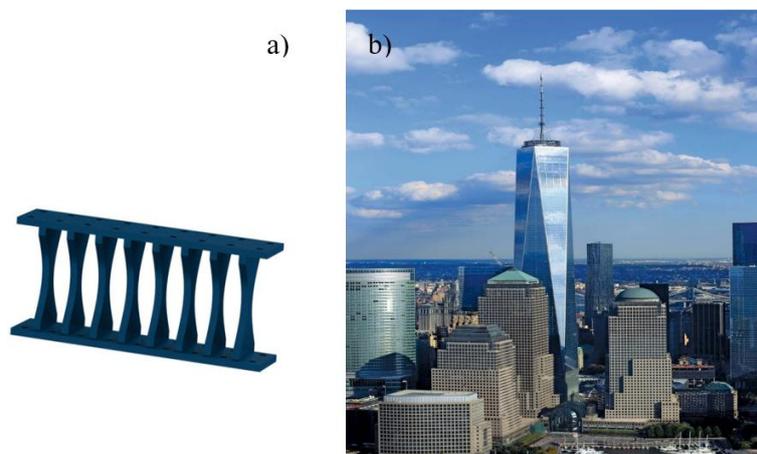


Figure 1.20 (a) Amortisseur métallique, (b) One World Trade Centre, New York

https://fr.made-in-china.com/co_chinasolid/product_Metallic-Yield-Damper-MD-for-Steel-Structure-Construction-and-Buildings_ysyggrrog.html

1.2.4.2.4 Amortisseur à liquide accordée (TLD)

L'amortisseur à liquide accordée (en anglais *tuned liquid damper* TLD) est un absorbeur dynamique de vibrations qui utilise le mouvement d'un liquide dans un réservoir partiellement rempli pour dissiper l'énergie vibratoire. La géométrie du réservoir qui contient le liquide et sa viscosité est choisie pour avoir une fréquence proche de la fréquence fondamentale de la structure.

Diverses formes de réservoirs, tels que rectangulaires ou circulaires, peuvent être utilisées comme TLD. Par exemple, le Shin Yokohama Prince Hôtel à Yokohama, au Japon, est équipé de l'amortisseur à liquide accordés [10, 28].



Figure 1.21 Amortisseurs à liquide accordée TLD

https://www.reddit.com/r/EngineeringPorn/comments/jaw98a/one_rincon_hill_south_tower_usa_and_its_tuned/

1.2.4.2.6 Amortisseur à liquide de colonne accordée (TLCD)

Ce système d'amortissement passif (en anglais *tuned liquid column damper* TLCD) qui utilise de l'eau ou d'autres liquides en combinaison avec les fonctions de la masse, du ressort et des éléments d'amortissement visqueux.

La fréquence naturelle souhaitée du mouvement de l'eau est réglée par la géométrie du réservoir qui contient le liquide. Une vanne de décharge peut être utilisée pour dissiper l'énergie dans l'eau en mouvement. Un amortisseur TLCD est déjà installé dans la tour du One Wall Centre à Vancouver, BC, Canada [10, 11].

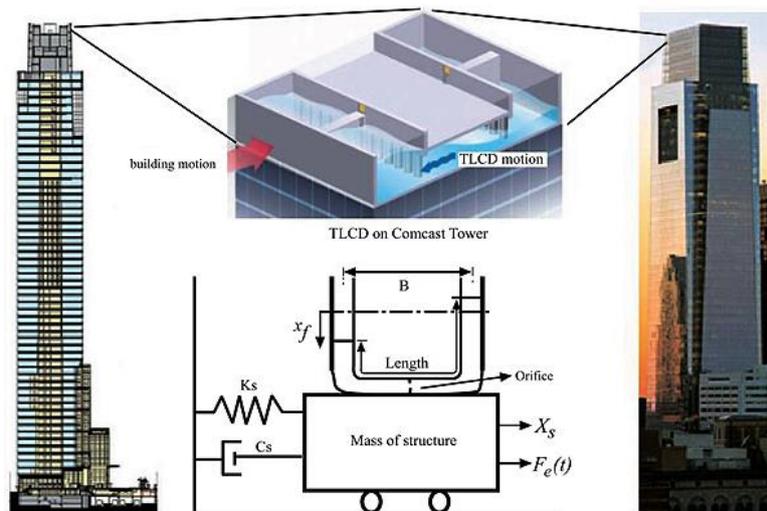


Figure 1.22 Amortisseur à liquide de colonne accordée TLCD installé dans La Tour One Wall Centre à Vancouver, Canada

<https://benthamopen.com/FULLTEXT/TOBJTJ-13-289/FIGURE/F3/>

1.2.4.1.1 Amortisseur à masse accordée (TMD)

L'amortisseur à masse accordée (en anglais *tuned mass damper* TMD) sont largement acceptés par la communauté des ingénieurs.

Ce système consiste à attacher une masse supplémentaire liée à la structure principale à l'aide d'un ressort et d'un amortisseur visqueux, qui est accordé de manière optimale à l'une des fréquences de vibration fondamentales du système, afin de transférer l'énergie entre les modes de vibration en rendant la structure plus flexible.

L'idée originale du TMD a été introduite par Frahm [1], en tant qu'absorbeur de vibrations sans amortissement visqueux associé, pour contrôler les vibrations de résonance périodiques.

Plus tard, Ormondroyd *et al.* [29] a développé toute la théorie de l'absorbeur dynamique de vibrations, y compris l'amortissement visqueux du système, pour qu'il soit efficace à différentes fréquences de vibrations aléatoires. A partir de là, le processus de conception a été basé sur la recherche de rapport fréquentiel f_{opt} et pourcentage d'amortissement critique optimale ξ_{opt} .

Les avantages qui recommandent l'utilisation du TMD pour l'atténuation des vibrations dans les structures sont les suivants : (i) sa conception robuste, (ii) l'absence d'effets des températures élevées, (iii) un amortissement structurel important et (iv) son coût relativement faible.

Les TMD sont largement utilisés dans des applications réelles pour protéger les structures contre les risques naturels tels que le vent et les séismes, en raison de leurs avantages susmentionnés. Parmi ces structures, on peut citer la Tour CN à Toronto, au Canada ; la tour John Hancock à Boston, États-Unis ; et tant d'autres [10, 11, 25].



Figure 1.23 L'amortisseur TMD installé au sommet de la Tour de Taipei 101 à Taiwan [10]

1.3 Conclusion

Les différents systèmes de protection sismique jouent un rôle crucial dans la préservation des structures face aux séismes. Parmi eux, on trouve les isolateurs sismiques, qui permettent aux bâtiments de se déplacer indépendamment du sol agité. Les amortisseurs visqueux et les massifs viscoélastiques sont également utilisés pour dissiper l'énergie sismique. Enfin, les contreventements sismiques renforcent la résistance des structures en absorbant et redistribuant les forces sismiques. En combinant ces approches, les ingénieurs cherchent à minimiser les dommages causés par les séismes et à assurer la sécurité des infrastructures.

Chapitre II :
La technique du couplage
structurel dans les structures
adjacentes

2.1 Introduction

En raison de la forte densité de population dans les grands centres urbains, il est nécessaire de construire des bâtiments plus hauts et plus proches. La grande flexibilité de ces bâtiments peut causer des problèmes de vibrations excessives dues à l'action des séismes et des vents forts. En outre, il existe également un risque de collision entre eux (en anglais *pounding*). La technique du couplage structurel a été largement étudiée au cours des dernières décennies en raison de son efficacité à atténuer les déplacements excessifs et à éviter l'entrechoquement entre les structures couplées. Cette méthode consiste à relier deux ou plusieurs bâtiments proches l'un de l'autre au moyen de dispositifs de contrôle afin d'atténuer les réponses dynamiques des deux structures.

2.2 Le phénomène de l'entrechoquement des bâtiments adjacents

Les structures des bâtiments sont généralement construites à proximité les unes des autres en raison de la croissance démographique et des limites des espaces urbains. Dans de nombreux cas, l'entrechoquement structurel qui se produit entre des bâtiments adjacents sous l'effet d'une force latérale joue un rôle important. Les entrechoquements sismiques entre bâtiments adjacents sont à l'origine de nombreux dommages graves lors de séismes majeurs. Par exemple, la tour de l'hôtel Anchorage Westward et la salle de bal de trois étages adjacente ont été endommagées par le séisme qui a frappé l'Alaska en 1964 [30]. Le bâtiment principal de l'hôpital Olive View a été endommagé par le séisme de San Fernando en 1971 [30]. Un an plus tard, lors du séisme de Managua, un certain nombre de bâtiments ont été endommagés par l'entrechoquement structurel. L'effet d'entrechoquement a fait s'effondrer un certain nombre de bâtiments lors d'un séisme qui a frappé Mexico en 1985 [31]. Une autre étude de l'effet de l'entrechoquement menée par Kasai *et al.* [32] a révélé un effet de l'entrechoquement important qui a provoqué l'effondrement et l'endommagement d'un certain nombre de bâtiments dans la région de la baie de San Francisco lors du séisme de Loma Prieta en 1989. Un certain nombre d'infrastructures, de structures civiles et de bâtiments ont été endommagés par les effets de l'entrechoquement lors du séisme de 1977 en Roumanie, du séisme de 1995 à Kobe et du séisme de 2008 à Wenchuan [30]. Ces séismes ont illustré l'importance du risque sismique de l'effet de l'entrechoquement sur les structures de génie civil. Les figures 2.1-2.3 illustrent l'effet de l'entrechoquement sur un bâtiment suite au séisme qui a frappé la ville de Mexico et les configurations de l'entrechoquement de deux bâtiments adjacents respectivement.

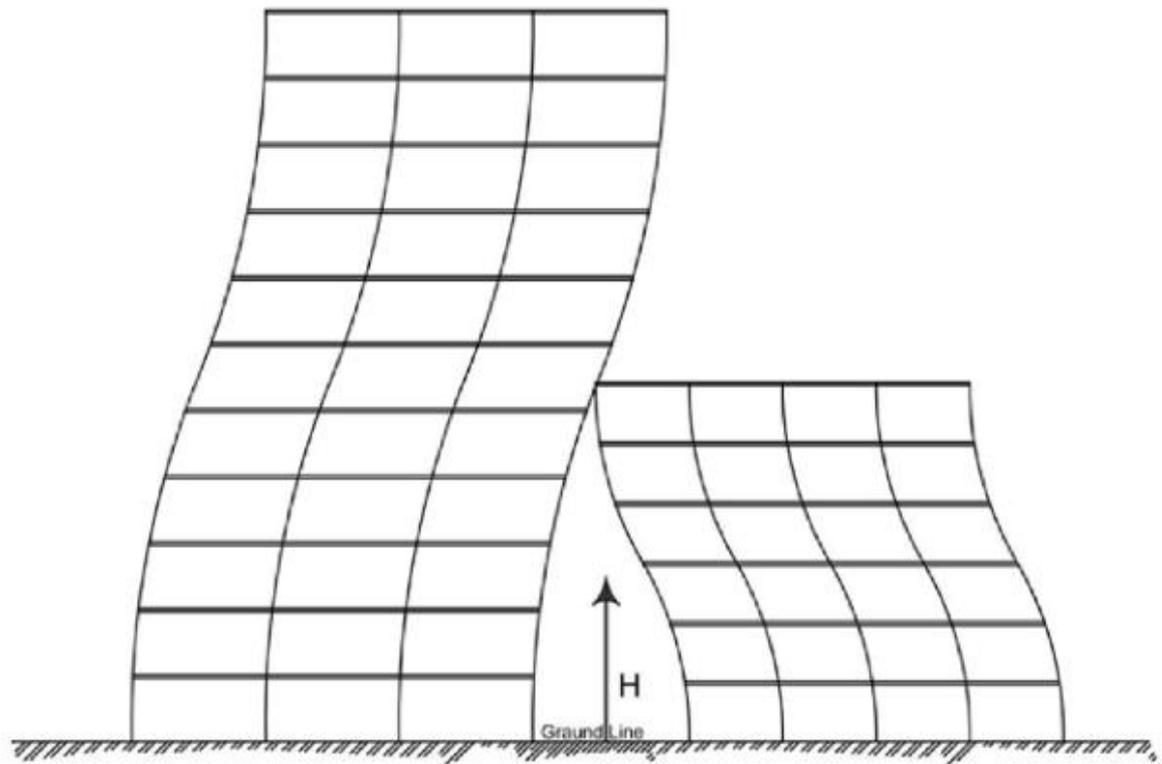


Figure 2.1 Entreoquement des bâtiments adjacents [22]



Figure 2.2 Entreoquement de deux structures adjacentes ayant causé des dommages structureux [33]



Figure 2.3 Bâtiments endommagés par l'entrechoquement du séisme de 1985 à Mexico [34]

2.3 Cause de l'entrechoquement

Bien que le phénomène de l'entrechoquement (en anglais *pounding*) des bâtiments reste facilement identifiable grâce à la reconnaissance visuelle, les conditions de son avènement ainsi que ses causes restent difficiles à déterminer en raison de l'interférence de plusieurs paramètres dynamiques, géométriques et matériels.

L'entrechoquement des bâtiments adjacents se produit à cause du mouvement des bâtiments adjacents ayant différents modes de vibration et différentes périodes dynamiques sous charge sismique, ce qu'on appelle un mouvement « **hors phase** » (en anglais *out of phase*).

Lors de ce mouvement, le joint séparant les bâtiments adjacents devient insuffisant et ne répond plus aux besoins de déplacement des deux structures ; ainsi l'un se déplace vers l'autre et entre en collision « **entrechoquement** » (voir Figure 2.4).

Par conséquent, la vibration « **hors phase** » des bâtiments adjacents est la cause directe de l'entrechoquement [33, 35].

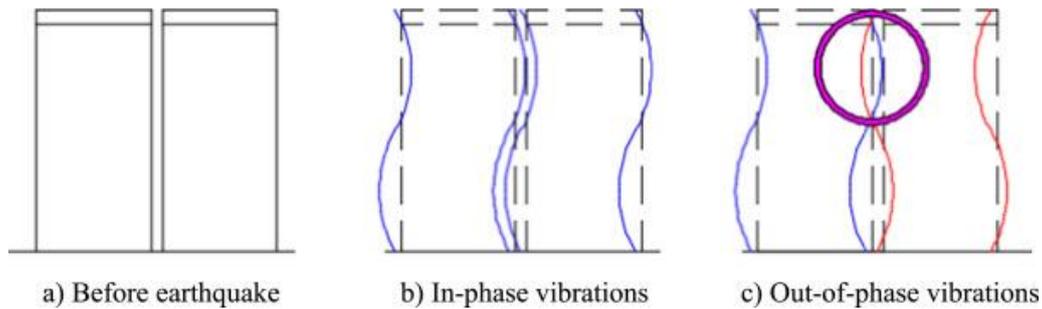


Figure 2.4 Comportement sismique des bâtiments adjacents [36]

2.4 Configurations structurelles possibles pour un entrechoquement

L'examen des entrechoquements structurels durant les séismes récents démontre qu'au moins 6 cas de figures sont possibles pour un entrechoquement ; ces derniers dépendent principalement des configurations structurelles des bâtiments adjacents :

- L'entrechoquement étage-poteau « en anglais *Floor-to-column* ». En particulier, les poteaux qui subissent des collisions sont soumis à des forces de cisaillement (effort tranchant) très élevées (voir figure 2.5.1).
- Bâtiments adjacents avec des masses très différentes. Le transfert d'énergie cinétique du plus lourd bâtiment peut augmenter considérablement la vitesse dans la structure la plus légère lors de l'impact. Ainsi, le léger bâtiment est susceptible de s'effondrer (voir figure 2.5.2).
- Bâtiments avec des hauteurs totales différentes de manière significative « en anglais *pounding between taller* ». Une collision entre un bâtiment court et un bâtiment élevé modifie le mode de déplacement du bâtiment haut. L'étage qui souffre de collision dans le grand bâtiment est retenu, tandis que le reste du bâtiment est « fouetté » sur le dessus. Cela crée une forte augmentation des demandes de cisaillement et de ductilité dans le grand bâtiment à l'étage situé immédiatement au-dessus du dernier étage du bâtiment court (voir figure 2.5.3).
- Bâtiment soumis à une torsion qui cause un entrechoquement (voir figure 2.5.4). Certaines configurations de bâtiment peuvent générer des modes de torsion dans l'une ou les deux structures qui peuvent conduire à des demandes de capacité considérables. Ceci est particulièrement dangereux dans le cas d'un entrechoquement étage-poteau.
- Bâtiments en matériaux fragiles. La maçonnerie non armée est particulièrement vulnérable à toute charge latérale. La collision provoque une force

temporaire très élevée qui peut entraîner une rupture explosive des éléments structurels fragiles (voir figure 2.5.6) [33].

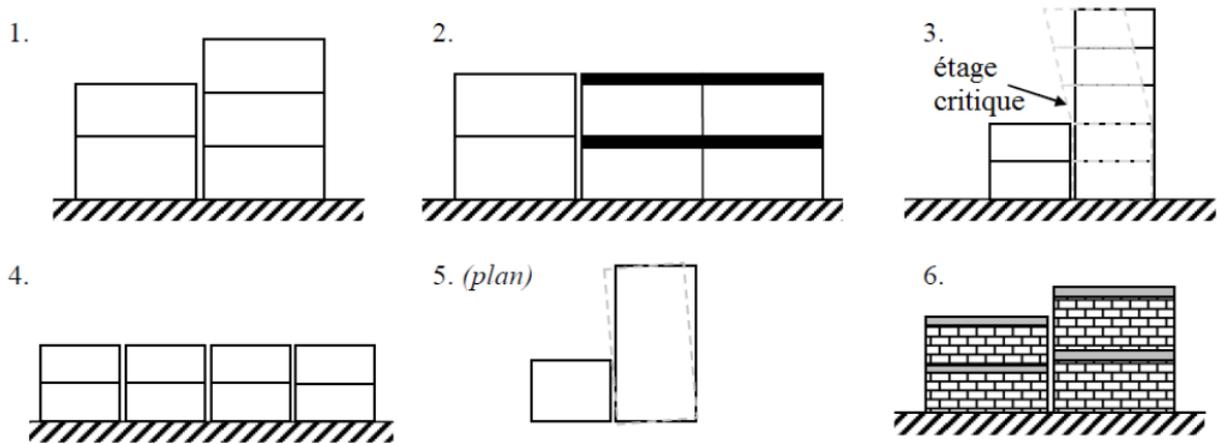


Figure 2.5 Configurations critiques de l'entrechoquement [36]

2.5 Des solutions proposées pour réduire l'entrechoquement

Une attention particulière a été accordée à la recherche de solutions pour le problème d'entrechoquement récurrente, où plusieurs solutions ont été proposées par les chercheurs, pouvant être classées en solution traditionnelles et non traditionnelles.

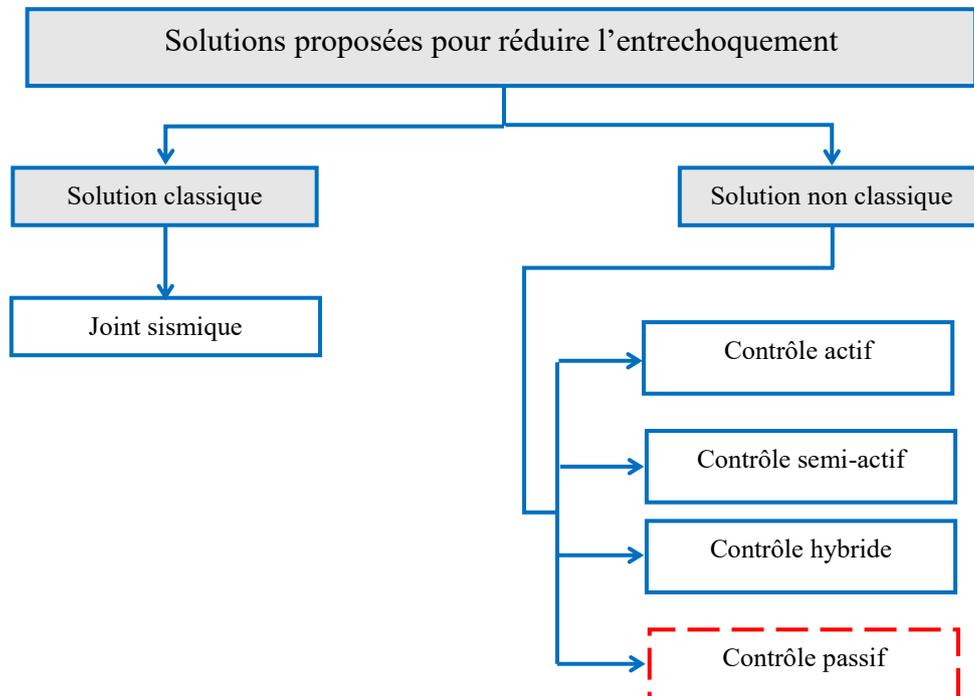


Figure 2.6 Les différents solutions pour éviter l'entrechoquement

2.5.2 Solution classique (joint sismique)

Parmi les solutions classiques les plus communes et les plus préférées par les codes de calcul à travers le monde le joint sismique peut être cité comme élément commun apparaissant dans la majorité des codes de calcul quand il s'agit de réduire l'entrechoquement ou l'interaction inter-structurelle.

Les codes parasismiques internationaux ont reconnu les effets destructeurs que l'entrechoquement est susceptible d'induire dans les constructions. L'approche couramment adoptée par ces règlements a été d'éviter les interactions de contact entre les structures en assurant un espacement suffisant entre elles. Ces codes préconisent une distance de séparation minimale entre les bâtiments adjacents. Dans certains cas, cette distance dépend uniquement du déplacement maximal de chaque bâtiment voir même la simple somme des déplacements de chaque bâtiment (règlement Canadien). Dans d'autre cas, une petite valeur qui peut être un pourcentage de la somme des déplacements des bâtiments adjacents ou une combinaison quadratique du déplacement maximal (règlement français). Le règlement Taiwanais considère que les distances de séparation dépendent de la hauteur du bâtiment. Dans certains règlements, une distance minimum du joint de séparation est imposée, allant de 2,5 cm pour le règlement Argentin à 1,5 cm pour celui de Taiwan. Dans d'autres règlements cela dépend de l'action sismique et de type du sol [33].

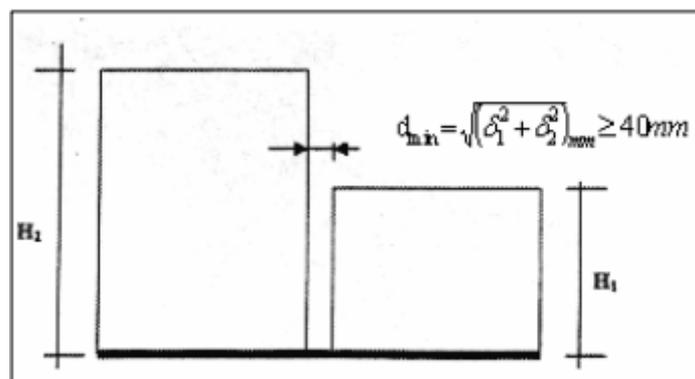


Figure 2.7 Largeur minimum du joint sismique (RPA 2003 complément 2010),[33]

2.5.2 Solution non classique

La mesure typique pour prévenir les risques de l'entrechoquement entre structures adjacents consiste à prévoir une distance de séparation entre elle. Cependant, cette mesure n'est pas toujours réalisable, notamment dans les bâtiments anciens ou dans les zones où les prix fonciers sont élevés. Ainsi, des recherches ont été menées pour trouver des solutions alternatives à cette distance requise. Pour cela plusieurs méthodes furent proposées [33].

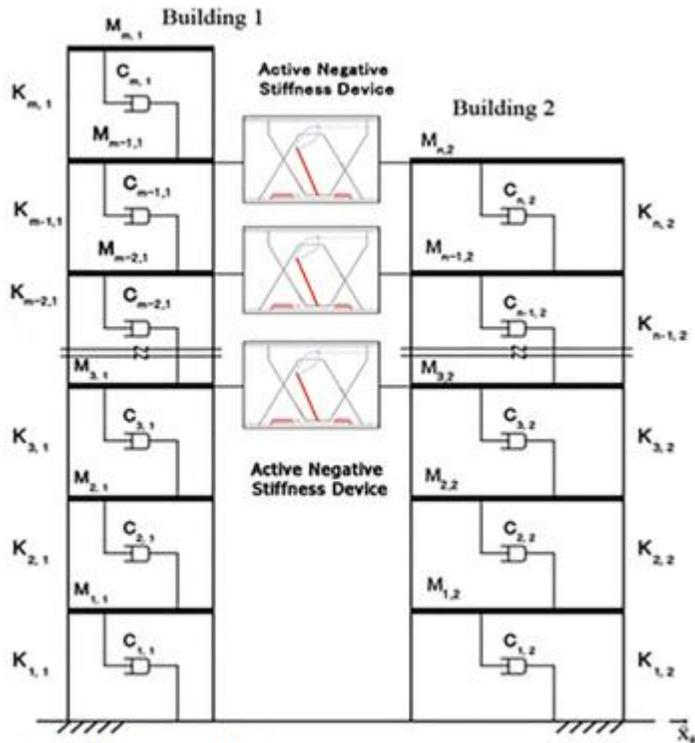
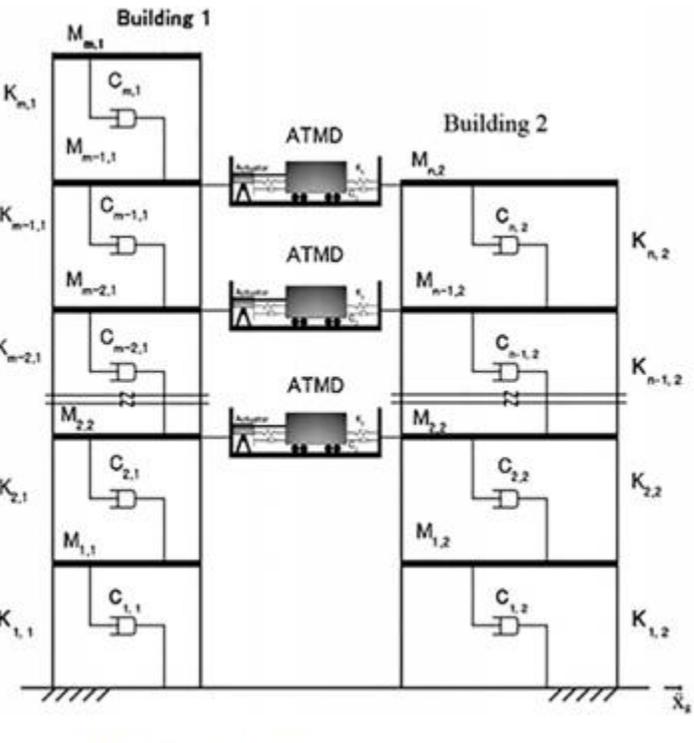
Parmi les solutions non classiques les plus communes et les plus faibles est la technique de couplage structurel dans les structures adjacentes vise à atténuer l'amplitude des vibrations et à prévenir l'apparition de l'entrechoquement. Le principe de cette technique est de connecter ces bâtiments par des dispositifs de contrôle, de sorte qu'une structure exerce des forces sur l'autre, diminuant ainsi la réponse individuelle de chaque structure et la réponse globale du système couplé. La figure 2.8 montre une application réelle de la technique de couplage structurel, dans laquelle un complexe de bâtiments célèbres ont été couplés au moyen de différents dispositifs.

D'autre part, le couplage entre deux structures adjacentes peut être actif, semi-actif, hybride, et passif [22]. Le tableau 2.1 présente les différents dispositifs utilisés pour relier des bâtiments couplés.

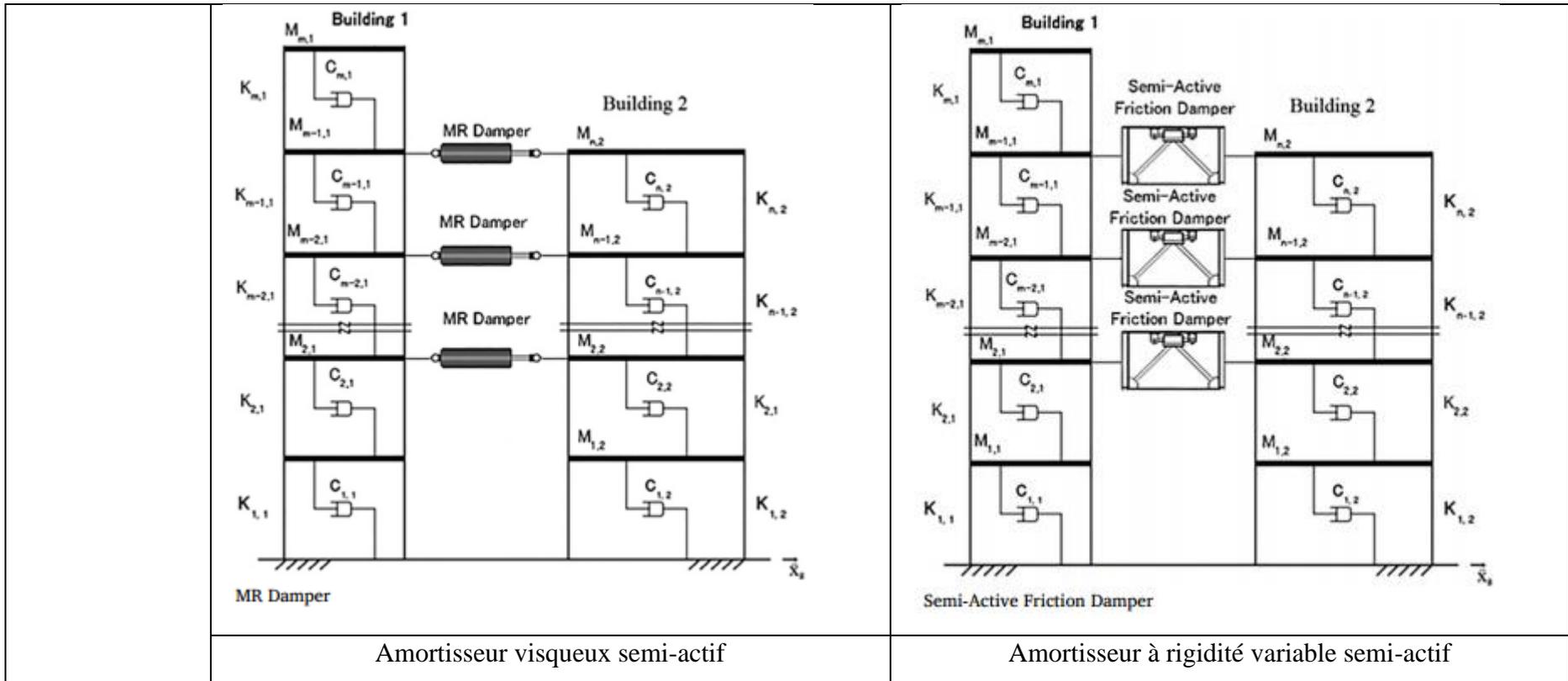


Figure 2.8 Système de couplage structurel [37-39]

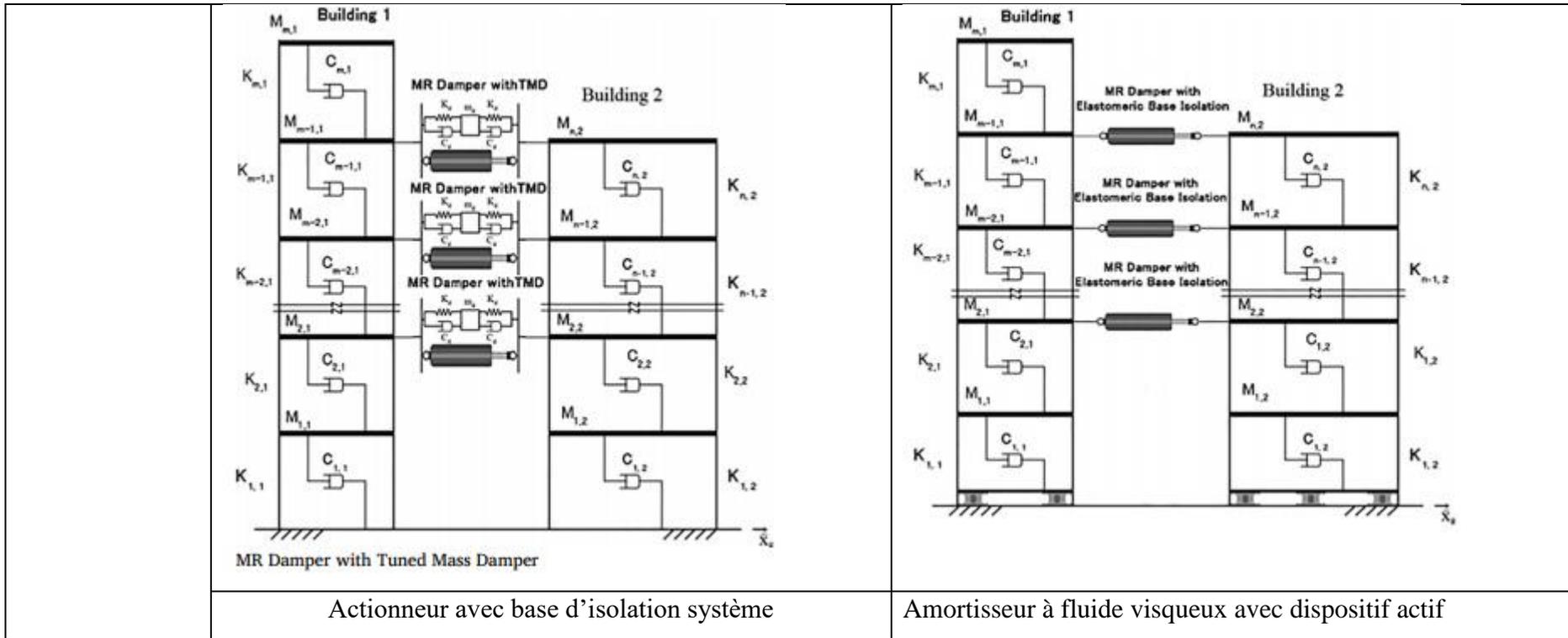
Tableau 2.1 Classification des différents dispositifs de couplage utilisé dans les bâtiments adjacents [22]

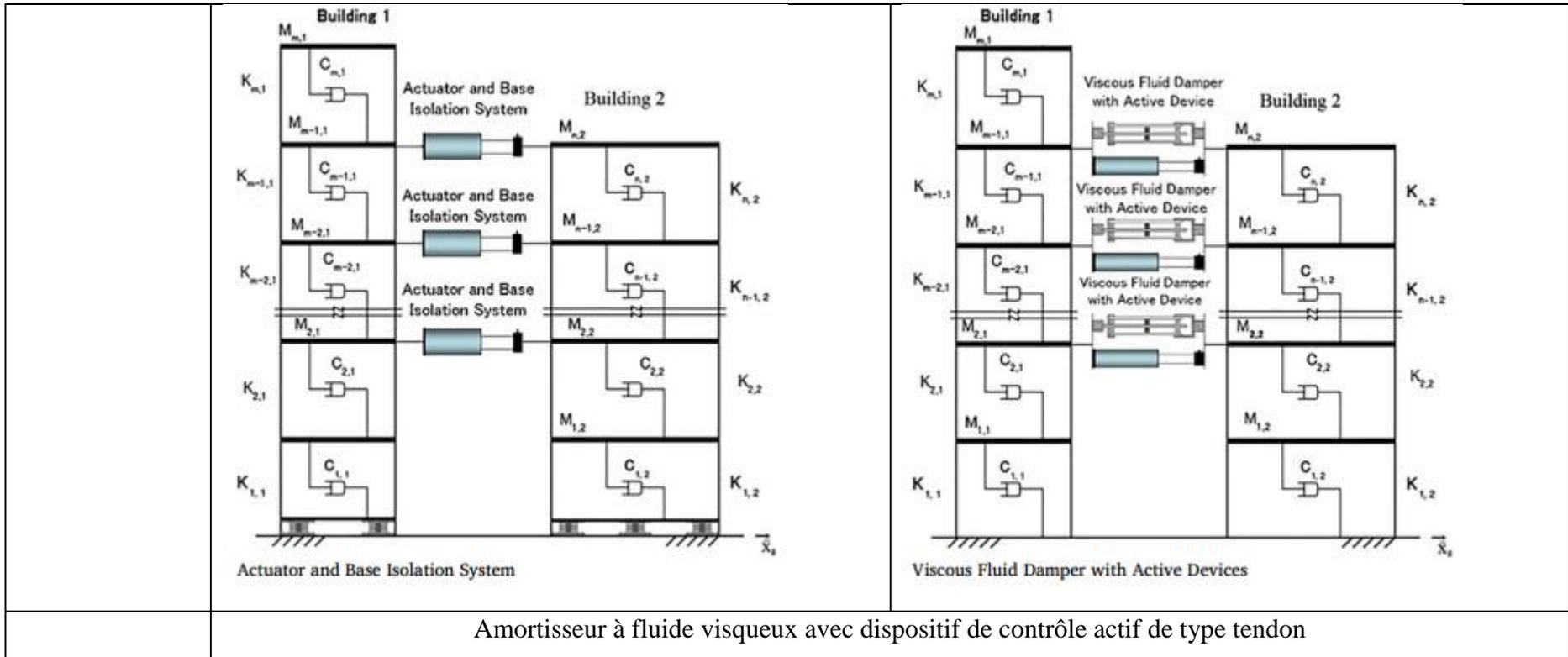
Type de système de contrôle	Figures	
Actif	Amortisseur à masse accordée actif (ATMD)	Dispositif actif de rigidité négative
	 <p>Active Tuned Mass Damper</p>	 <p>Active Negative Stiffness Device</p>
	Amortisseur à fluide visqueux actif	Actionneur

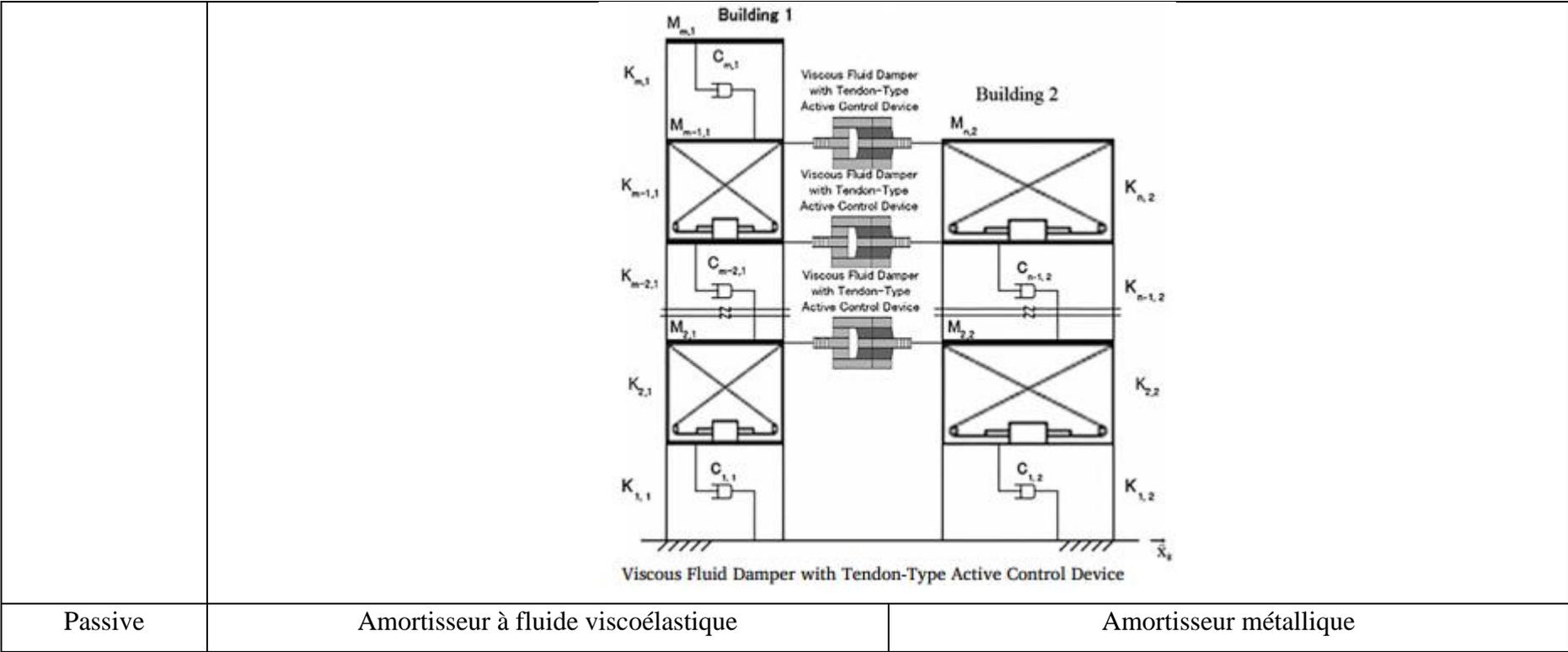
	<p>Building 1</p> <p>Building 2</p> <p>Active Fluid Viscous Damper</p> <p>Active Viscous Fluid damper</p>	<p>Building 1</p> <p>Building 2</p> <p>Actuator</p> <p>Actuator</p> <p>Actuator</p> <p>Actuator</p>
Semi-actif	Magnétorhéologique dispositif	Amortisseur à friction semi-actif

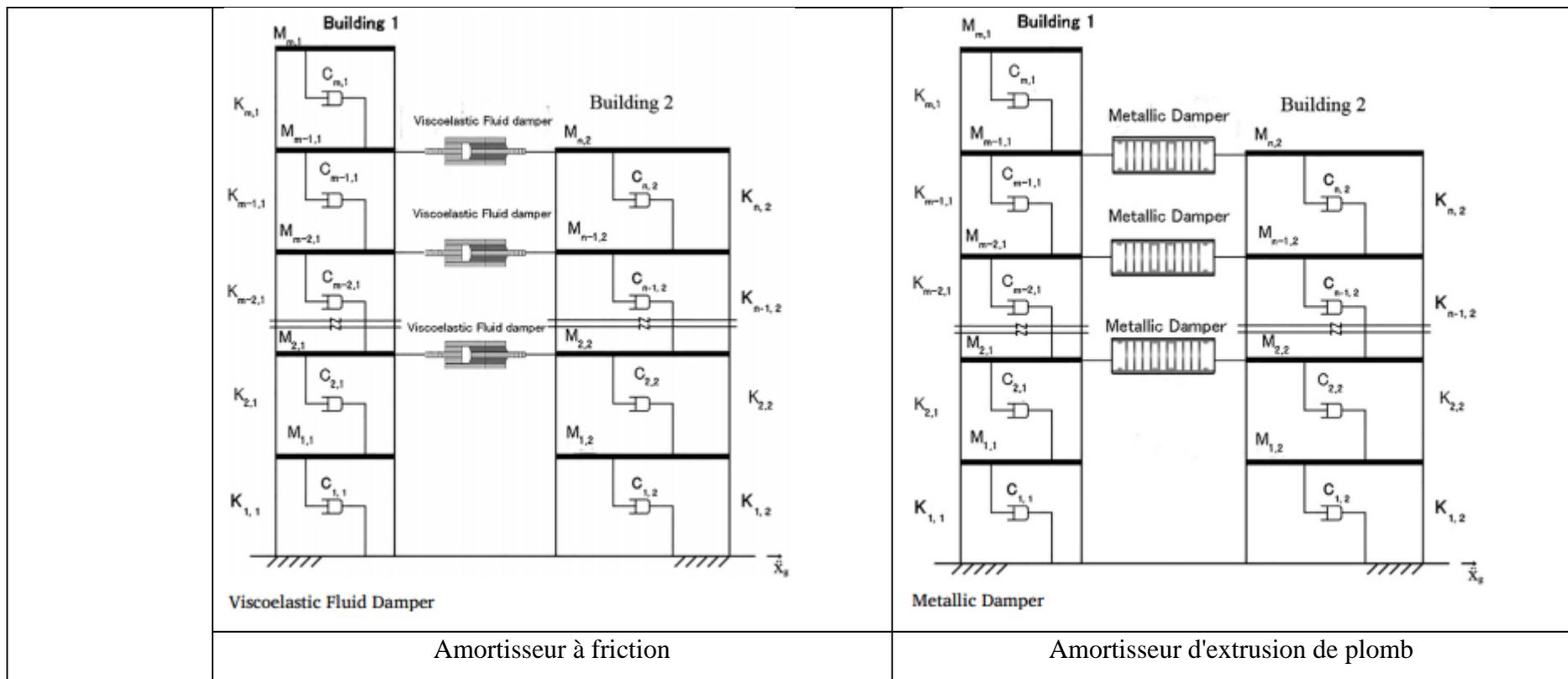


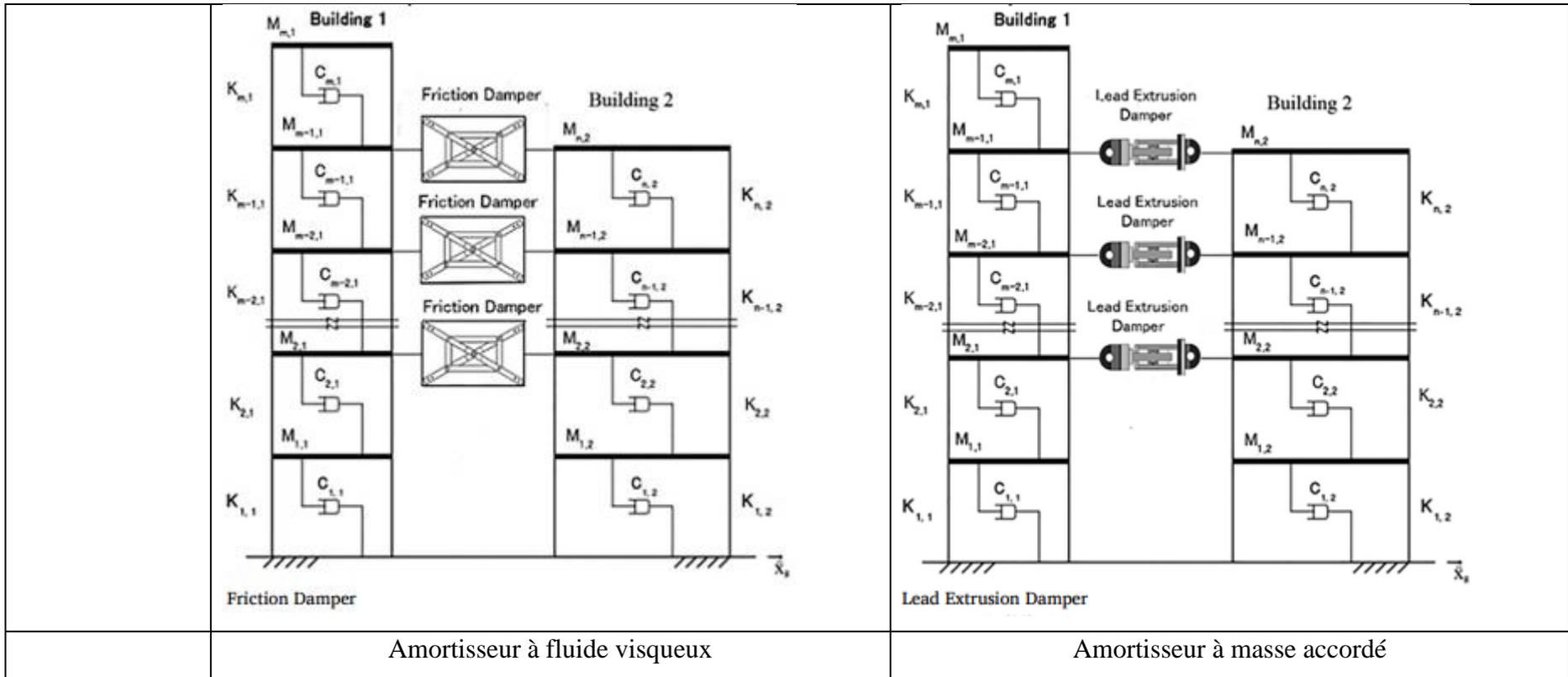
	<p style="text-align: center;">Semi-Active Viscous Damper</p>	<p style="text-align: center;">Semi-Active Variable Stiffness Damper</p>
Hybride	Magnétorhéologique avec amortisseur à masse accordé	Magnétorhéologique avec base d'isolation en élastomère

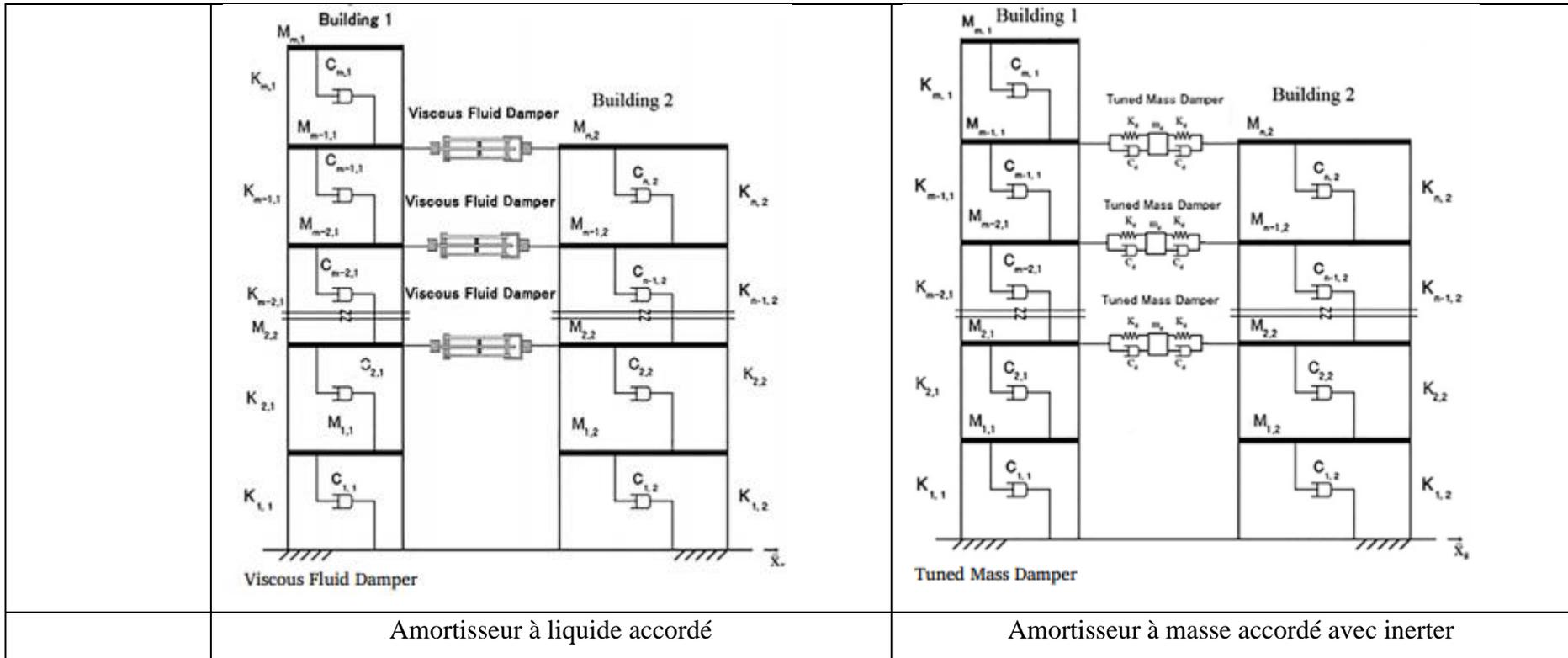


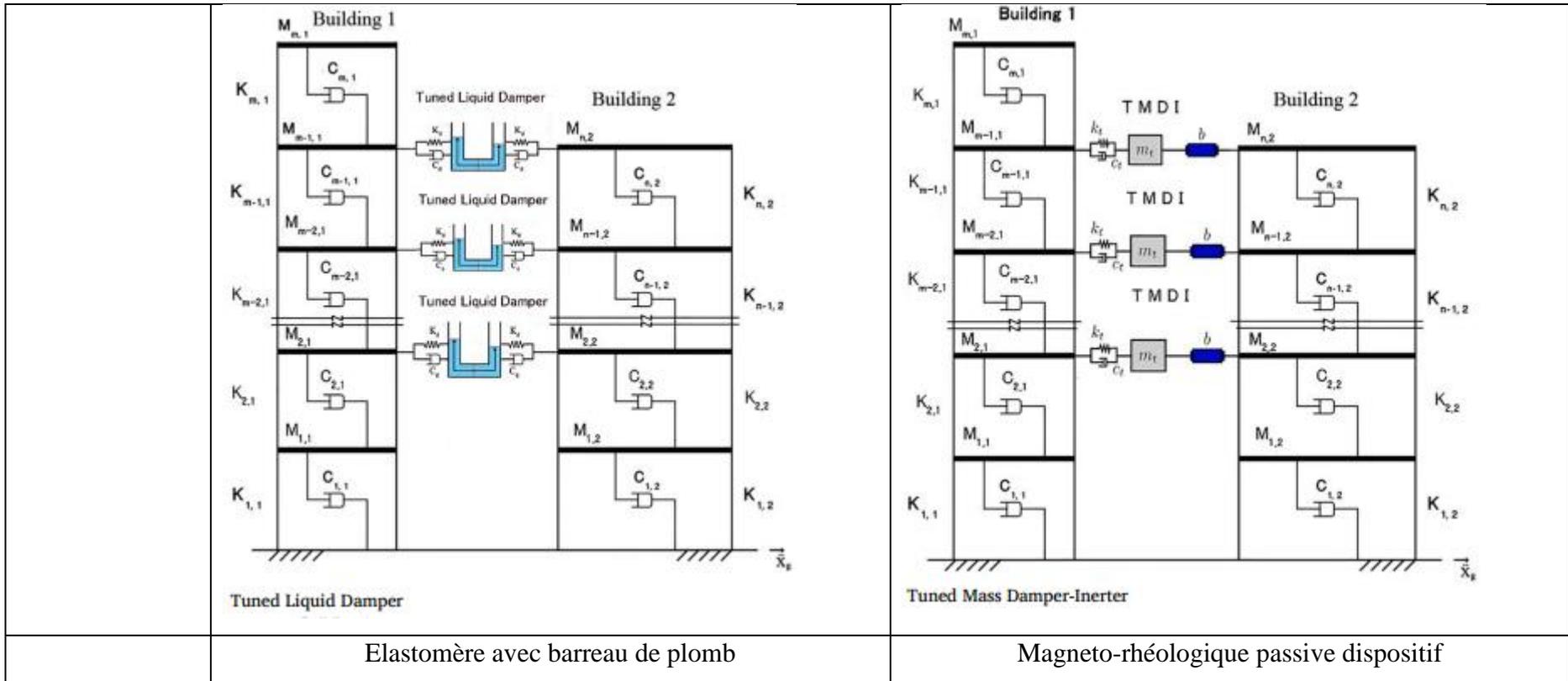


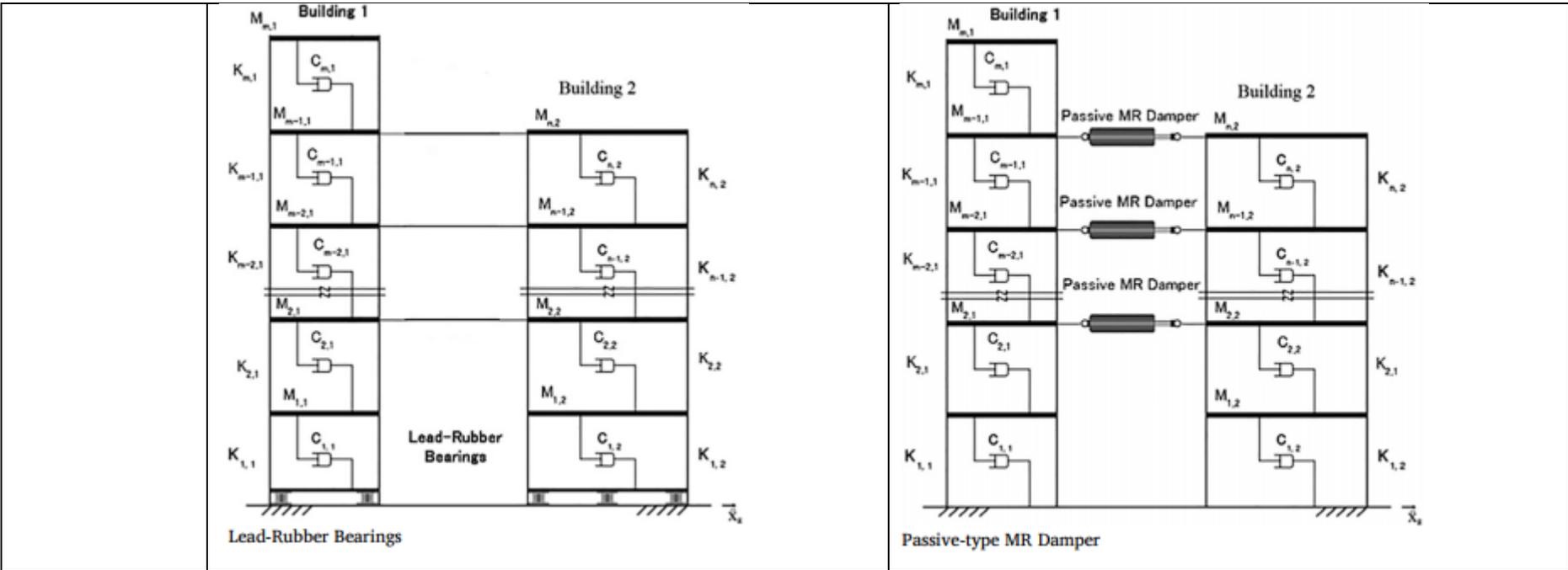












2.6 Etat des connaissances sur le couplage structurel avec des dispositifs passifs dans les bâtiments adjacents pour réduire l'entrechoquement

Xu *et al.* [40] ont étudié le contrôle des vibrations par couplage structurel dans des structures adjacentes reliées par des dispositifs d'amortissement à fluide visqueux (VFD). La formulation théorique des équations de mouvement pour plusieurs degrés de liberté (MDOF) est présentée pour la première fois dans des bâtiments adjacents reliés par ces amortisseurs. Une étude paramétrique approfondie a été réalisée pour évaluer l'efficacité de cette technique de contrôle pour réduire les réponses au déplacement, à l'accélération et à la force de cisaillement. L'excitation sismique a été dans la direction du plan de symétrie de la structure. Le problème a été simplifié en deux dimensions, comme illustrés en figure 2.9. Il a été possible de conclure que si les propriétés des amortisseurs sont réglées de manière appropriée, les propriétés dynamiques des bâtiments restent inchangées, et la réponse dynamique du système couplé peut être significativement améliorée. Enfin, il a été observé que la structure la plus petite présentait des pourcentages plus élevés de réduction de la réponse.

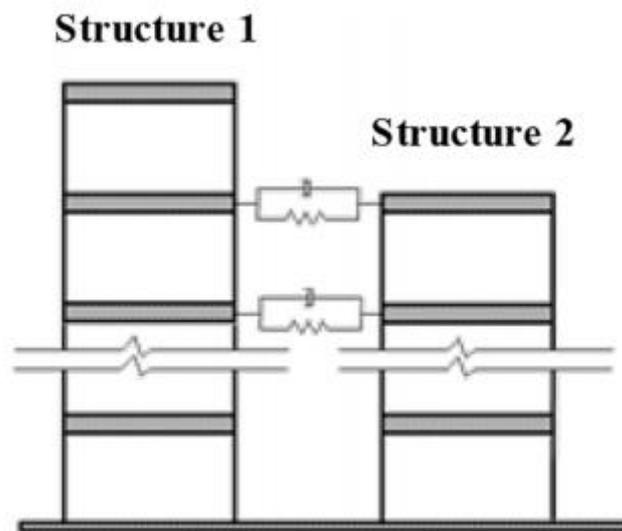


Figure 2.9 Modèle structurel pour des bâtiments adjacents couplés avec des dispositifs passifs [22]

En représentant deux bâtiments adjacents par des poutres uniformes, comme illustrés en figure 2.10, Luco *et al.* [41] ont déterminé les valeurs d'amortissement optimales pour les amortisseurs à fluide visqueux (VFD) qui relient les bâtiments. Les dispositifs de contrôle ont été répartis uniformément dans le plus petit bâtiment. Le système a été soumis à une accélération de base avec des données provenant du séisme d'El Centro en 1940. Les chercheurs ont constaté que la technique de couplage était plus efficace lorsque le plus grand bâtiment avait deux fois la

hauteur du plus petit et un rapport de masse égal à 1. La réduction des déplacements est de l'ordre de 78 %.

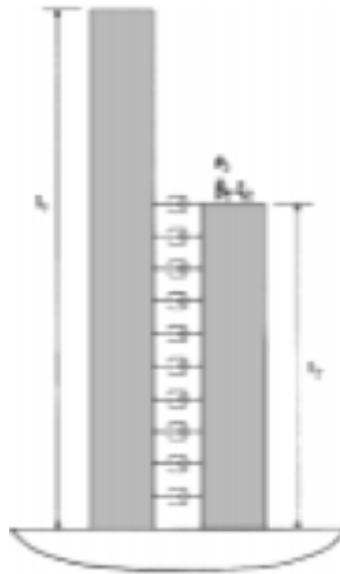


Figure 2.10 Modèle de poutre continue pour les bâtiments adjacents [42]

Abdullah *et al.* [43] relie deux bâtiments adjacents par l'intermédiaire d'un amortisseur à masse accordée à partage unique (STMD), comme illustrés en figure 2.11, afin de réduire la réponse dynamique de la structure. L'optimisation a été réalisée pour déterminer les paramètres optimaux de STMD, en utilisant une fonction de performance pour obtenir la réponse globale la plus faible du système. Les résultats ont été comparés à l'utilisation individuelle d'un amortisseur à masse accordée (TMD) dans chaque bâtiment. Les résultats indiquent qu'un système de deux bâtiments adjacents couplés par un STMD est plus efficace pour réduire les vibrations des deux structures que l'utilisation isolée d'un TMD et dépend du choix approprié des paramètres de connexion. En outre, les STMD augmentent le déplacement relatif entre les bâtiments, ce qui réduit le risque de l'entrechoquement. Dans cette étude, il est essentiel de souligner que cette technique devient plus économique, puisqu'un seul TMD est nécessaire pour réduire la réponse de deux bâtiments simultanément.

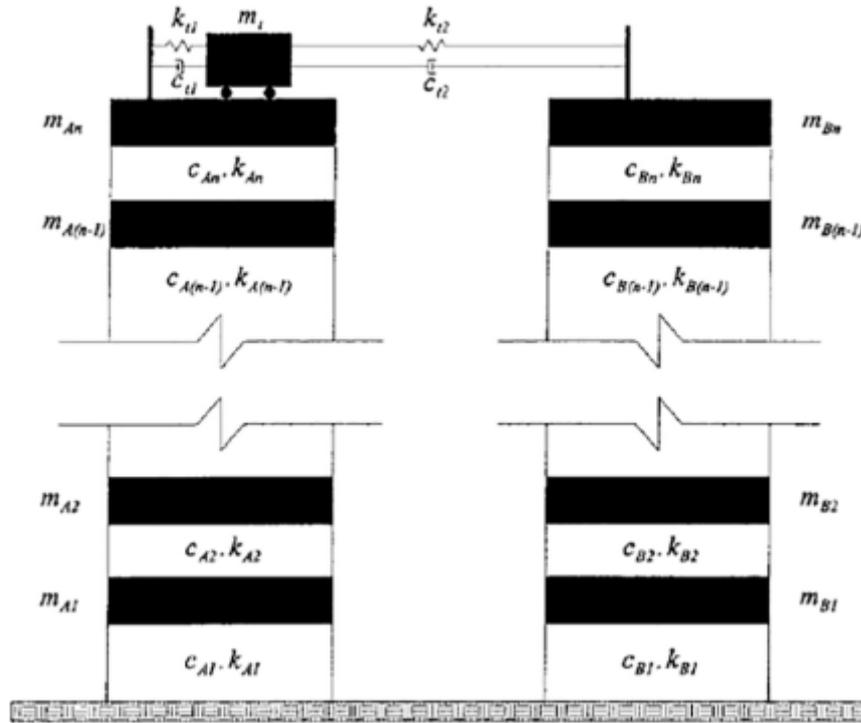


Figure 2.11 Système de contrôle proposé par Abdullah *et al.* [43]

Kim *et al.* [44] ont obtenu les mêmes conclusions qu' Abdullah *et al.* [43] en utilisant un algorithme génétique pour l'optimisation multi-objectifs. Récemment, Rupakhety *et al.* [45] ont démontré que le STMD proposé précédemment ne se comporte pas comme un TMD. En raison de sa grande rigidité, le dispositif ne pourrait pas se déplacer. Il est possible d'obtenir les mêmes performances que les STMD en utilisant un simple dashpot visqueux, ce qui élimine la nécessité d'une masse TMD. Enfin, l'analyse de 462 enregistrement sismique a permis de déterminer que l'utilisation d'un seul TMD placé sur l'un des bâtiments est plus efficace qu'un STMD connectant des bâtiments adjacents.

Roh *et al.* [46] ont relié deux bâtiments adjacents à l'aide de dispositifs de contrôle passif, de manière expérimentale et numérique. Les bâtiments ont été modélisés numériquement comme des structures en portique auto stable et ont été soumis à une excitation sismique. Différentes configurations de structures adjacentes ont été testées, en modifiant le nombre d'étages et les caractéristiques des amortisseurs. Différents emplacements d'amortisseurs visqueux et de ressorts linéaires ont également été utilisés. La rigidité du ressort de connexion, lorsqu'elle est optimisée, entraîne une réduction minimale des réponses de la structure ; il est donc idéal que le dispositif de connexion soit de type fluide visqueux. La figure 2.12 montre les modèles structurels utilisés. Comme l'ont montré les études de Luco *et al.* [41], les réductions les plus importantes des réponses dynamiques se produisent lorsque la structure la plus grande est deux

fois plus haute que la structure la plus petite. Les auteurs ont également vérifié que l'efficacité de la réduction de l'amplitude des vibrations est plus grande lorsque la fréquence d'excitation s'approche de la fréquence fondamentale du système couplé.

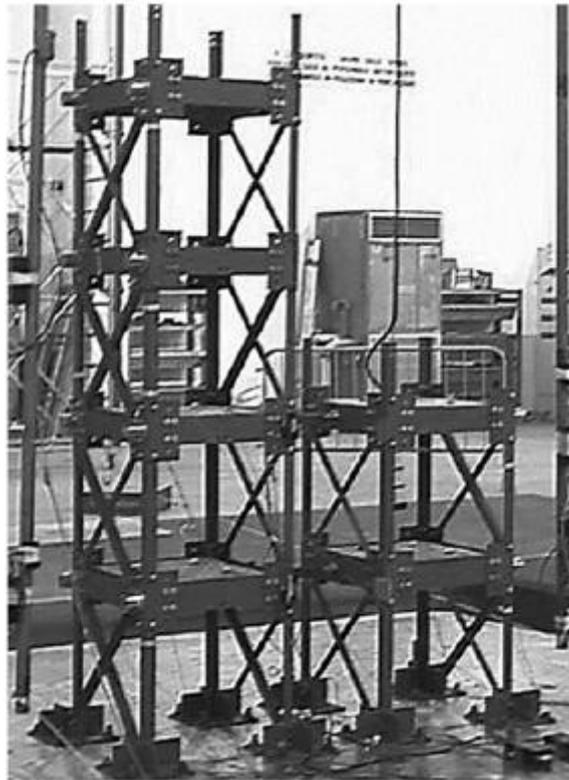


Figure 2.12 Modèle expérimental des bâtiments couplés [46]

Huang *et al.* [47] ont réalisé une étude avec des amortisseurs viscoélastiques reliant deux structures adjacentes afin de déterminer la quantité et la configuration optimale des amortisseurs. Le modèle des bâtiments pris en compte est le comportement du portique auto stable. L'analyse a été traitée comme une analyse élastique linéaire en raison de l'augmentation de la capacité d'absorption due au couplage structurel. La fonction objective de l'optimisation était de minimiser l'énergie vibratoire totale des structures adjacentes. Les auteurs ont conclu qu'avec l'augmentation du nombre d'amortisseurs, leur disposition a peu d'influence sur les performances de contrôle. Ils ont donc déclaré que le plus important est d'optimiser l'emplacement des amortisseurs et non leur quantité. Cependant, l'utilisation d'un seul dispositif de contrôle doit être évitée, car la force de sortie est élevée et centralisée, ce qui peut générer des effets indésirables sur les structures.

Jankowski *et al.* [48] ont étudié les avantages du couplage de structures adjacentes à l'aide d'amortisseurs de type passif. Les bâtiments ont été modélisés comme des structures de portique auto stable, chacune contenant trois étages avec des propriétés mécaniques différentes. Trois

cas ont été envisagés dans l'étude. Dans le premier cas, l'amortisseur est utilisé comme connexion entre les bâtiments, uniquement avec des ressorts linéaires. Dans le deuxième cas, des amortisseurs à fluide visqueux VFD sont utilisés, et des amortisseurs visqueux élastique VE sont utilisés dans le troisième cas. Les auteurs ont constaté que la technique de couplage structurel est très efficace pour les bâtiments légers et flexibles. Les réductions les plus importantes sont obtenues lorsque la connexion présente une grande rigidité ou des valeurs d'amortissement considérables. En outre, les bâtiments commencent à vibrer en phase en raison de la connexion entre les structures. Les amortisseurs visqueux élastique VE étaient plus efficaces que les amortisseurs à fluide visqueux VFD pour raccorder des bâtiments plus flexibles, avec des valeurs de rigidité et d'amortissement plus faibles par rapport à l'utilisation isolée de chaque dispositif.

Lyu *et al.* [49] ont utilisé un STMD comme corridor aérien pour contrôler les vibrations de deux tours adjacentes. Le modèle utilisé est illustré on figure 2.13. Comme excitation de base, l'enregistrement de l'accélération du séisme d'El Centro de 1940 a été pris en compte. L'efficacité du système STMD dépend du rapport de masse entre le TMD et la structure. Avec l'augmentation du rapport de masse, on a remarqué que l'effet de contrôle des vibrations était plus remarquable, et permet d'obtenir des réductions de déplacement allant jusqu'à 44 %. Même avec deux bâtiments ayant des fréquences naturelles identiques, le système STMD contrôle les réponses dynamiques, réduisant l'énergie vibratoire de 35 %.

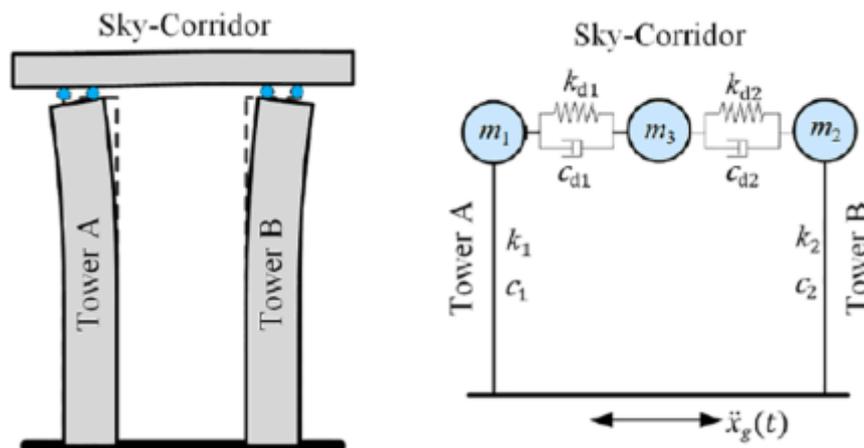


Figure 2.13 Sky-corridor reliant les tours adjacentes [49]

L'un des premiers exemples d'amortisseur à masse accordée TMD est présenté dans [50]. Deux bâtiments adjacents dans lesquels des amortisseurs de masse accordés TMD ont été installés à leurs différents étages ont été reliés par un amortisseur à masse accordée TMD. Nigdeli *et al.*

[51] ont adopté deux approches différentes pour étudier les bâtiments adjacents [52, 53]. La première consistait à relier deux bâtiments adjacents par un seul TMD, la seconde à installer deux TMD au sommet de chaque structure. Les paramètres des TMDs ont été optimisés dans les deux approches différentes afin d'atténuer la réponse structurelle. Ils ont réalisé que, bien que la conception couplée soit utile pour les structures rigides, elle n'était pas aussi efficace que l'utilisation des TMDs indépendants pour les structures flexibles.

Ok *et al.* [54] ont proposé une nouvelle méthode de contrôle des vibrations pour contrôler les bâtiments adjacents reliés par un amortisseur à masse accordée TMD. Les résultats ont vérifié l'efficacité du nouveau système de contrôle proposé pour protéger les structures adjacentes contre le choc. En 2019, Ok [55] a proposé un modèle pour contrôler des bâtiments adjacents de 10 étages reliés par des amortisseurs à masse accordée (TMD) et un TMD installé sur l'un des bâtiments adjacents. Une approche d'optimisation multi-objectifs a été présentée pour la conception optimale du système proposé. Les résultats analytiques indiquent que le modèle proposé est suffisamment efficace pour le contrôle des vibrations des structures adjacentes.

2.7 Conclusion :

L'utilisation de dispositifs de contrôle passifs dans la technique de couplage structurel s'avère être une solution simple et économique. Parmi les principaux avantages, on peut citer la minimisation du risque d'entrechoquement entre les bâtiments adjacents et la réduction de la réponse dynamique, à la fois en termes de déplacement efficace, de vitesse et d'accélération. En outre, les paramètres mécaniques des dispositifs de connexion sont généralement plus faibles que lorsqu'ils sont utilisés pour contrôler un seul bâtiment. D'autres travaux sur la technique du couplage structurel avec des dispositifs de contrôle passifs sont présentés et discutés en détail dans le chapitre suivant.

Chapitre III :
Amortisseur à masse accordée
avec inerter TMDI

3.1 Introduction

L'amortisseur à masse accordée (TMD) fonctionne selon le principe du transfert de l'énergie vibratoire à des systèmes auxiliaires. Bien que les systèmes de contrôle passif des vibrations se montrent efficaces et largement appliqués dans la pratique, en particulier les TMDs. Il existe encore des limitations inhérentes. Par exemple, l'efficacité du contrôle de la TMD dépend fortement du rapport de masse, c'est-à-dire du rapport entre les masses physiques des structures secondaires et primaires. D'une manière générale, une masse secondaire importante est nécessaire pour obtenir les performances de contrôle souhaitées. Si l'on prend l'exemple du TMD situé à l'intérieur du Taipei 101, la masse du TMD atteint 800 tonnes. Une masse secondaire importante augmente non seulement les coûts de construction, mais aussi la complexité du système de connexion, ce qui empêche dans une certaine mesure l'application étendue de la TMD. C'est pourquoi des efforts considérables ont été déployés pour améliorer les performances de ces systèmes de contrôle passif ou pour résoudre certains problèmes inhérents, en particulier TMDs [56, 57].

3.2. Contexte historique du dispositif inerter

Un élément mécanique à deux bornes initialement proposées par Smith [2] en 2002, appelé inerter, a récemment attiré beaucoup d'attention dans la communauté du génie civil. Pendant réel du condensateur, l'inerter est proposé sur la base de l'analogie entre les réseaux mécaniques et électriques, qui peut être réalisée par divers moyens physiques, tels que la vis à billes, la crémaillère, l'hydraulique, le fluide, etc. La propriété fondamentale de l'inerter est qu'il peut générer une force proportionnelle à l'accélération relative entre ses deux bornes, et la constante de proportionnalité est normalement appelée « *inertance* » avec une unité de kilogramme [56].

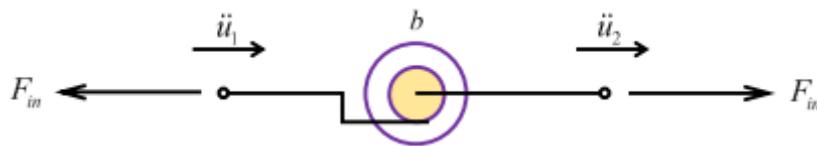


Figure 3.1 Schéma de dispositif inerter « *b* » avec deux bornes [58]

3.3 Amortisseur à masse accordée avec inerter « TMDI »

Un nouveau dispositif passif utile est l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI) « en anglais *tuned mass damper inerter* » qui est développé à partir du TMD. L'inerter sont un nouveau type de dispositif d'actionnement mécanique qui peuvent produire de force d'inertie importante avec une masse relativement faible. Grâce à cette propriété, l'inerter peuvent offrir

une solution efficace aux principaux inconvénients des TMDs [59]. La force produite par ce dispositif passif est calculée comme suit [60]:

$$F_{in} = b(\ddot{u}_2 - \ddot{u}_1) \quad (3.1)$$

Où F_n est la force appliquée aux bornes ; \ddot{u}_1 et \ddot{u}_2 sont les accélérations dans chaque borne ; et le point (\bullet) sur le symbole signifie la différenciation par rapport au temps t ; b est la constante de proportionnalité appelée « *inertance* » avec des unités de kilogrammes.

3.3 Les différents modèles physiques d'inertier

Dans la pratique, de nombreux prototypes d'inertier ont été construits en utilisant différents mécanismes : principalement (i) la vis à bille, (ii) la crémaillère et le pignon, (iii) l'hydraulique, (iv) le fluide hélicoïdal, (v) l'électromagnétique et (vi) la charnière vivante. Dans cette sous-section, ces différents dispositifs d'inertier sont résumés en mettant l'accent sur les principes de fonctionnement [58].

3.3.1 Pignon et crémaillère « *Rack and pinion* »

Ce dispositif est constitué d'un inertier à pignon et crémaillère, d'un volant, de pignons de boîtier et d'engrenages comme présenté en figure 3.2. Par conséquent, la crémaillère peut glisser dans le boîtier et provoquer la rotation du volant d'inertie par l'intermédiaire des pignons et des engrenages. L'inertance parfait d'un tel appareil dépend le rapport de transmission (η) ; et du moment d'inertie du volant (I), qui peut être exprimé comme suit [58] :

$$b = \eta^2 \cdot I \Rightarrow \eta = \frac{r_2}{r_1 \cdot r_3} \quad (3.2)$$

Où r_1 , r_2 et r_3 sont les rayons des engrenages A, B et C, respectivement. La figure 3.2b montre le prototype d'inertier à pignon et crémaillère développé par Papageorgiou *et al.* [61].

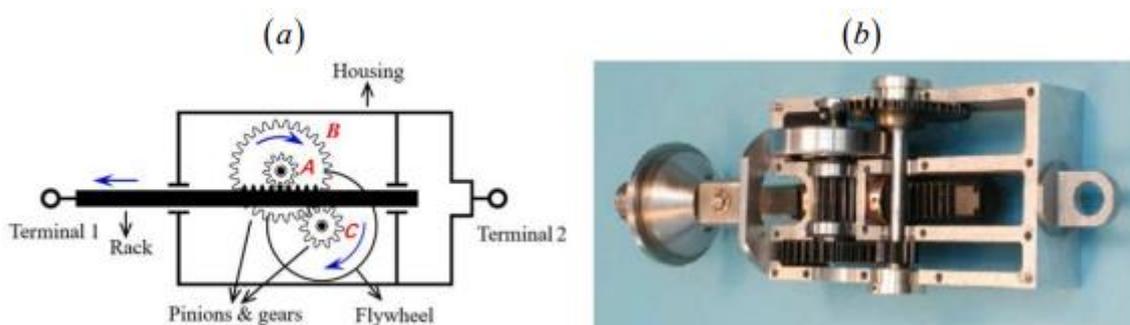


Figure 3.2 (a) Schéma d'un inertier à crémaillère et pignon [60]; et (b) Prototype d'inertier à pignon et crémaillère [61]

3.3.2 Vis à billes « *Ball-screw inerter* »

Cette configuration est très similaire à l'inerter original proposé par Smith [2] (voir figure 3.3). Par ailleurs, il a été étudié de manière plus approfondie. Dans ces dispositifs, la vitesse axiale est ainsi simplifiée et appliquée à un matériau visqueux ; la vis à billes rotative transforme le mouvement axial en mouvement rotatif. En 2010, Wang *et al.* [62] ont étudié les performances de structures à un degré de liberté (1-DDL) et à (2-DDL) équipées d'inerters conçus de vis à billes au niveau de la base. Les résultats expérimentaux sur un amortisseur à petite échelle ont conclu que ces dispositifs sont efficaces pour supprimer les vibrations causées par les séismes et le trafic. En outre, la masse équivalente de l'amortisseur à vis et à billes est liée au l'inertie du volant J_{fv} et, pas de la vis p (en unité de m/rev)

$$b = J_{fv} (2\pi / p)^2 \quad (3.3)$$

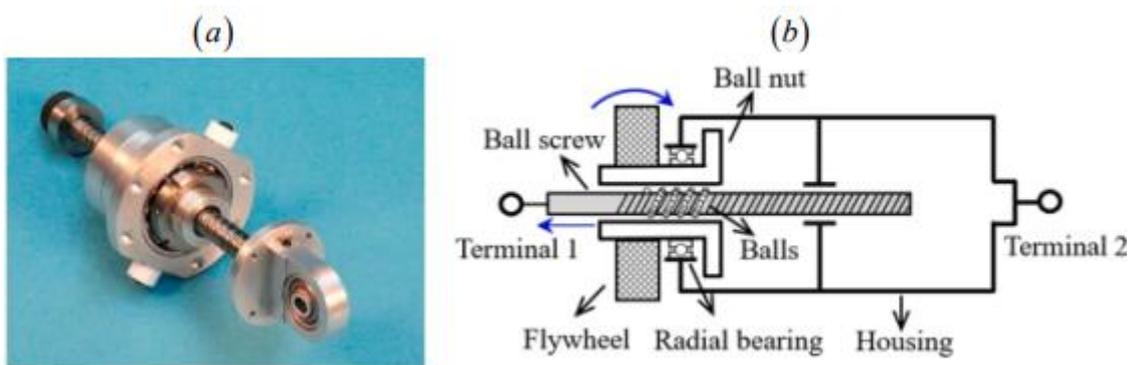


Figure 3.3 (a) Inerter à vis à billes développé par Papageorgiou *et al.* [61] ; (b) dessin schématique d'un inerter à vis à billes [63]

3.3.3 Inerter électromagnétique « *Electromagnetic inerter* »

Le schéma d'un inerter électromagnétique, qui comprend un condensateur, une tige magnétique, et un enroulement de bobine, est illustré sur la figure 3.4a. La figure 3.4b montre le prototype de l'inerter électromagnétique développé par Gonzalez-Buelga *et al.* [64].

En raison de la variation du flux magnétique, un voltage se forme aux bornes de la bobine lorsque le barreau magnétique se déplace. Le courant qui circule dans la bobine crée un champ magnétique opposé, qui génère une force de résistance. L'inertance total de l'inerter électromagnétique peut être calculée comme suit [58]:

$$b = (Bl)^2 C_a \quad (3.4)$$

Où Bl est le coefficient de couplage, et C_a est la capacité.

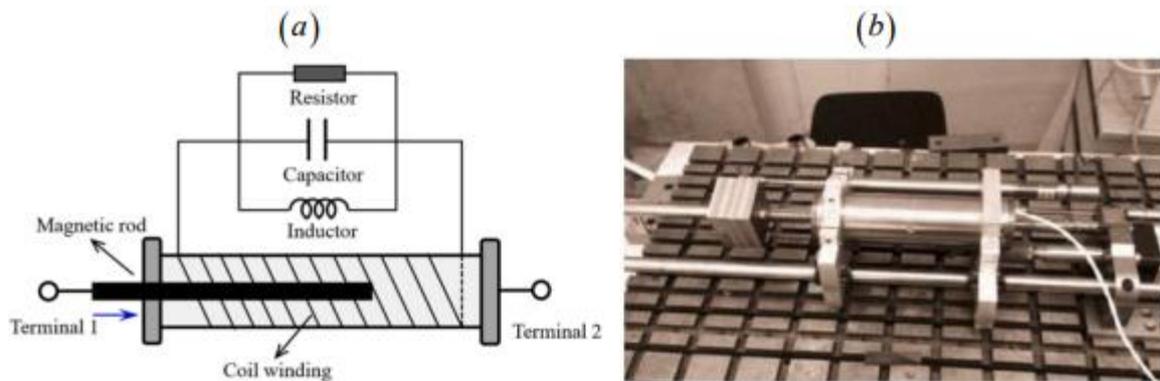


Figure 3.4 Schéma d'un inerter électromagnétique développé par Gonzalez-Buelga *et al.* [64]

3.3.4 Inerter hydraulique « *Hydraulic inerter* »

Tel que proposé par Smith [65], l'amortisseur hydraulique à inerter comprend une pompe à engrenages pour transformer le mouvement linéaire en mouvement rotationnel. Wang *et al.* [66] ont proposé de changer la pompe à engrenages par un moteur hydraulique comme présenté en figure 2.4. La masse équivalente de ce dispositif peut être calculée à partir de l'équation suivante :

$$b = I \cdot (A\dot{\theta} / Q_{in})^2 \quad (3.5)$$

Où, I est le moment d'inertie du volant moteur, A est la surface du piston, $\dot{\theta}$ est la vitesse angulaire du moteur et enfin, Q_{in} est le débit d'entrée du vérin hydraulique.

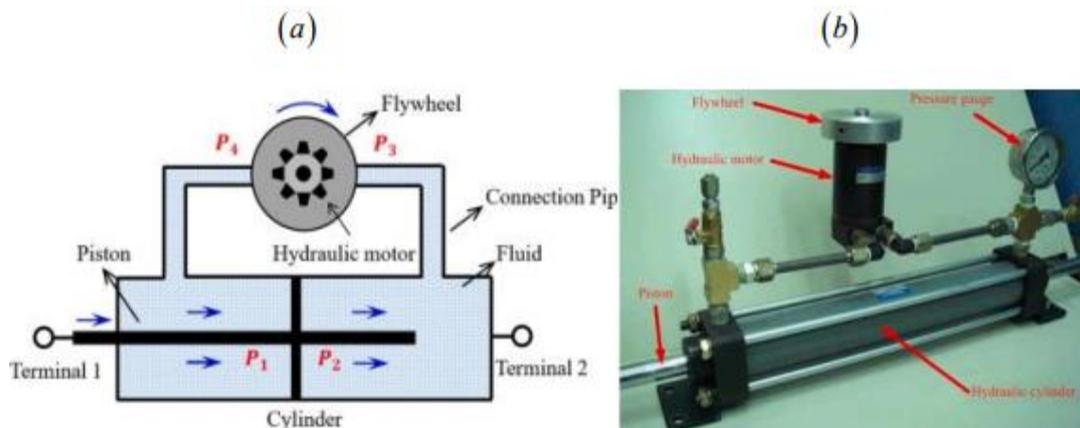


Figure 3.5 Schéma de l'inerter hydraulique [66]

3.3.5 Inerter à rotule « *Living-hinge inerter* »

L'inerter à rotule se compose de deux rotules, d'un volant d'inertie, et de deux bielles, représenté schématiquement sur la figure 3.6a. Le prototype d'un inerter à rotule développé par John *et al.* [67] est illustré sur la figure 3.6b. Une rotule est située au centre du volant, tandis que l'autre est située à une distance du centre égale à d . Grâce à cette conception, le mouvement linéaire est transformé en mouvement rotatif du volant d'inertie, et l'effet de levier peut être réalisé.

L'inertance d'une rotule augmente lorsque la distance entre les deux rotules réduit. Par ailleurs, elle est donnée par l'expression suivante [58]:

$$b = \frac{1}{d^2} \cdot I \quad (3.6)$$

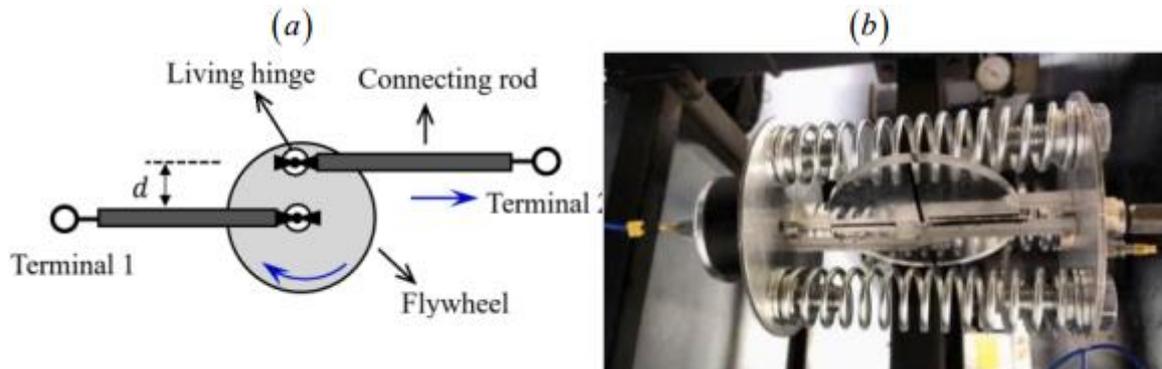


Figure 3.6 (a) Dessin schématique d'un inerter à rotule [56] ; et (b) l'inerter à rotule [67]

3.3.6 Inerter à fluide hélicoïdal « *Helical fluid inerter* »

L'inerter à fluide hélicoïdal génère de l'inertance en utilisant un fluide s'écoulant dans un canal externe. La figure 3.7a illustre une conception schématique d'un inerter à fluide hélicoïdal. La figure 3.7b est la section transversale du canal hélicoïdal [68]. Tel que représenté, l'inerter de fluide hélicoïdal est constitué en grande partie d'un piston, d'un canal hélicoïdal et d'un cylindre. La vitesse du fluide dans le canal hélicoïdal peut alors être augmentée en multipliant la surface du cylindre par le rapport de surface du canal hélicoïdal. Le fluide s'écoule par le canal hélicoïdal extérieur lorsque le piston se déplace par rapport au cylindre en raison de la différence de pression entre les chambre droite et gauche. L'inertance parfait de l'inerter à fluide hélicoïdal peut être calculé à l'aide de la formule suivante [58]:

$$b = \rho l_h \frac{A_1^2}{A_2} \quad (3.7)$$

Où ρ est la densité du fluide, l_h est la longueur du canal hélicoïdal, A_1 est la surface circulaire du cylindre, et A_2 est la section transversale du canal hélicoïdal.

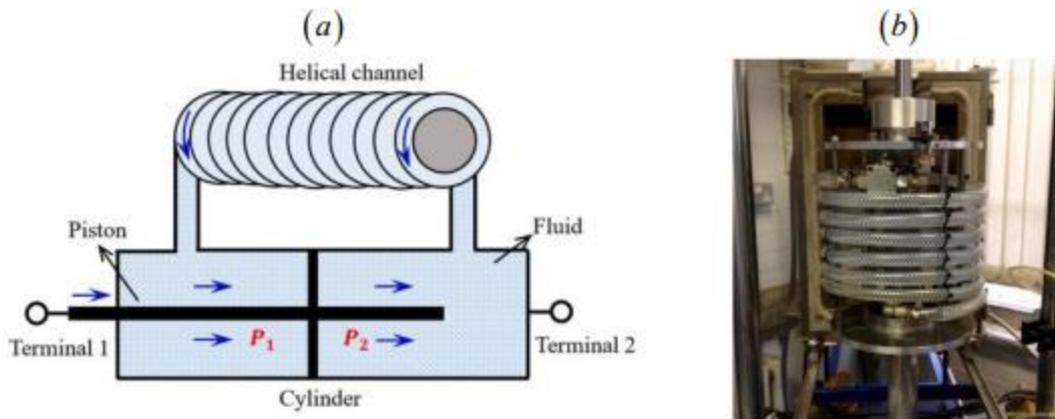


Figure 3.7 (a) Schéma d'un inerter à fluide hélicoïdal [69] ; et (b) l'inerter à fluide hélicoïdal [68]

3.5 Etat de l'art

3.5.1 Applications la technique du couplage structurel basés sur des inertières

L'une des premières applications d'un dispositif d'inerter dans le couplage entre deux structures adjacentes a été proposée par Basili *et al.* [70]. En utilisant un modèle simplifié avec deux masses reliées par un système amortisseur-inerter à ressort, comme illustré dans la figure 3.8, ils ont étudié l'influence de chaque élément de connexion. Lorsqu'une connexion non amortie est adoptée, il est possible de trouver des points d'anti-résonance. En outre, de petites réponses proches de la résonance peuvent être obtenues avec des paramètres de connexion judicieusement choisis.

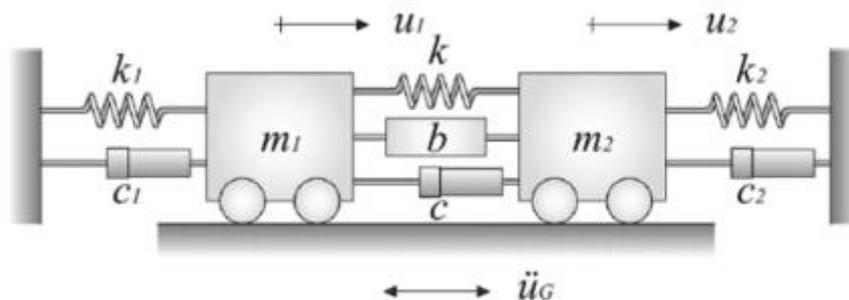


Figure 3.8 Un modèle mécanique avec une combinaison ressort-amortisseur-inerter [70]

La même année, Palacios-Quiñonero *et al.* [71] a étudié l'utilisation d'un inerter reliant un TMD d'un bâtiment à un autre bâtiment adjacent, comme le montre la figure 3.9. Deux configurations ont été étudiées. La première considère un TMDI dans lequel la masse de TMD m_t a une valeur élevée. La seconde considère un TID, dans lequel m_t est très petit. Le séisme d'El Centro de 1940 a été utilisé comme base d'accélération. La configuration TMDI a été légèrement plus efficace pour atténuer les déplacements relatifs entre les étages, avec des réductions d'environ 20 %. Cependant, avec le TID, il est possible d'obtenir une masse m_t pratiquement nulle, en

plus de réduire les valeurs d'amortissement et de rigidité du TMD. Enfin, l'inertance est réduite de 82 % dans le TID par rapport au TMDI.

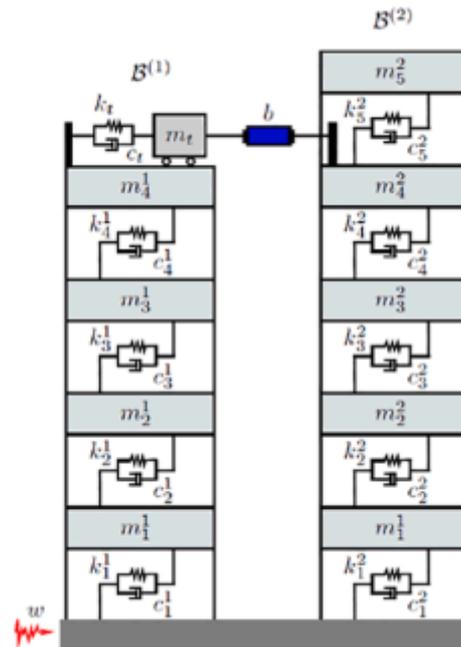


Figure 3.9 TMD partagé connecté à un élément d'inerter [71]

Basili *et al.* [72] ont mené une nouvelle étude après celle publiée en 2017. Le même modèle mécanique que celui de la figure 3.8 a été utilisé. Dans leurs études, ils ont réalisé que le dispositif d'inerter, lorsqu'il est utilisé seul dans la connexion, réduira toujours les deux fréquences du système couplé. Ils ont également utilisé une excitation harmonique pour vérifier l'efficacité du système de contrôle dans la réduction des déplacements. Ils ont conclu que le meilleur choix serait un dispositif ayant un rapport de masse d'inerter minimum ($\beta = b / m_1$). Le rapport β_{\min} est la valeur minimale de β qui permet d'obtenir un système avec des fréquences et des rapports d'amortissement égaux. Pour ce ratio, les deux structures ont une amplification minimale unique.

Dans l'ordre, l'analyse de Basili *et al.* [73] prend en compte les types de systèmes défectueux dans les structures couplées avec des dispositifs d'inerter. Dans cette étude, ils ont démontré que ces systèmes ont des propriétés intéressantes applicables au contrôle des structures. En outre, une connexion contenant des éléments de type ressort-amortisseur-inerter peut toujours être utilisée pour construire un système MDOF défectueux.

Palacios-Quiñonero *et al.* [74] a étudié trois configurations de distribution des amortisseurs dans des bâtiments adjacents, l'un de 4 étages et l'autre de 5 étages, comme le montre la figure 3.10. Dans la configuration AS1, un TMD est considéré à chaque étage, sans connexion entre

les structures. Dans l'AS2, les bâtiments ne sont pas connectés non plus, mais des TIDs sont utilisés à chaque étage. La configuration AS3 considère que chaque étage dispose d'une TID dans la plus petite structure et qu'il est couplé à la plus grande par quatre autres dispositifs TIDs. Les configurations AS2 et AS3 ont mieux réussi à réduire les déplacements relatifs. Pour la structure la plus haute, des réductions maximales du déplacement relatif d'environ 58% et 46% ont été obtenues dans les configurations AS2 et AS3, respectivement.

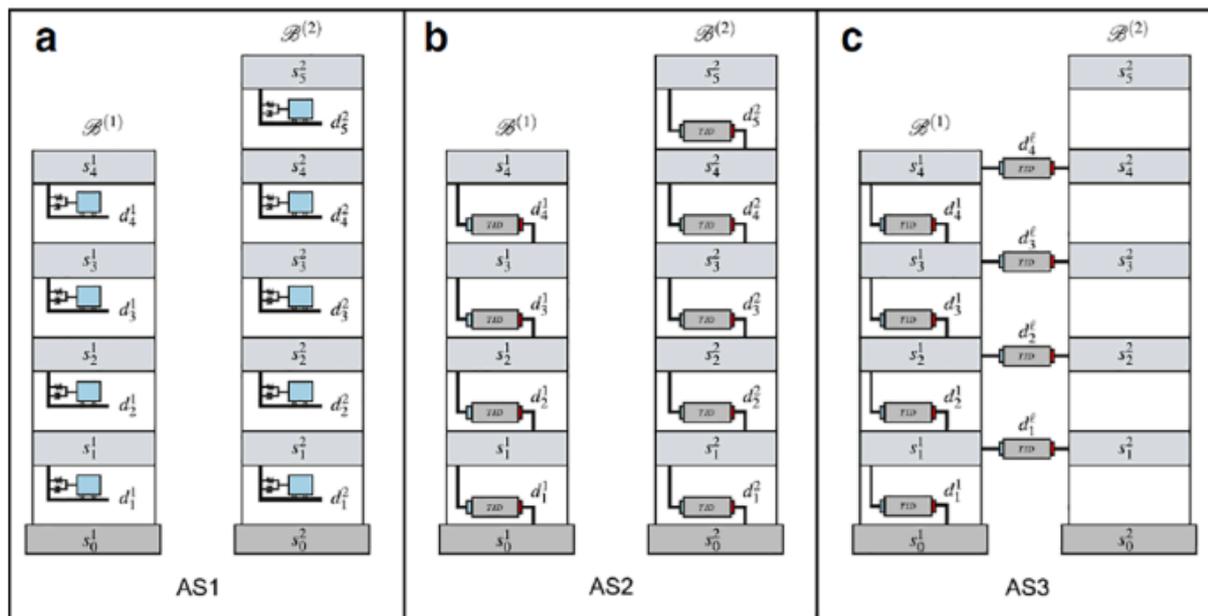


Figure 3.10 Configurations étudiées par Palacios-Quiñonero et al. [74]

De Domenico *et al.* [75] a utilisé un système multi-TMDI (MTMDI) pour relier deux bâtiments adjacents. Le MTMDI consiste en plus d'un dispositif TMDI reliant les bâtiments, comme le montre la figure 3.11. Les bâtiments 1 et 2 comptent respectivement 59 et 55 étages. Trois critères distincts ont été utilisés pour déterminer les paramètres optimaux du dispositif de connexion : le déplacement relatif des deux bâtiments, le déplacement entre les étages et l'accélération absolue. Les résultats de l'optimisation indiquent l'amélioration que l'élément inerter génère dans le TMD. De plus, le dernier étage du plus petit bâtiment a été considéré comme le meilleur emplacement pour placer le système de contrôle. Les optimisations basées sur l'accélération et le déplacement ont permis de réduire efficacement l'accélération moyenne maximale des deux bâtiments, avec des réductions allant jusqu'à 46 % dans le bâtiment 2. L'atténuation du déplacement était modeste en raison des restrictions de masse physique supposées dans l'optimisation. Enfin, la fréquence prédominante de l'entrée sismique affecte notablement la performance de cette stratégie de contrôle. Lorsque la fréquence d'excitation prédominante du séisme était proche de la première fréquence du bâtiment, le système MTMDI a permis d'atténuer considérablement les réponses.

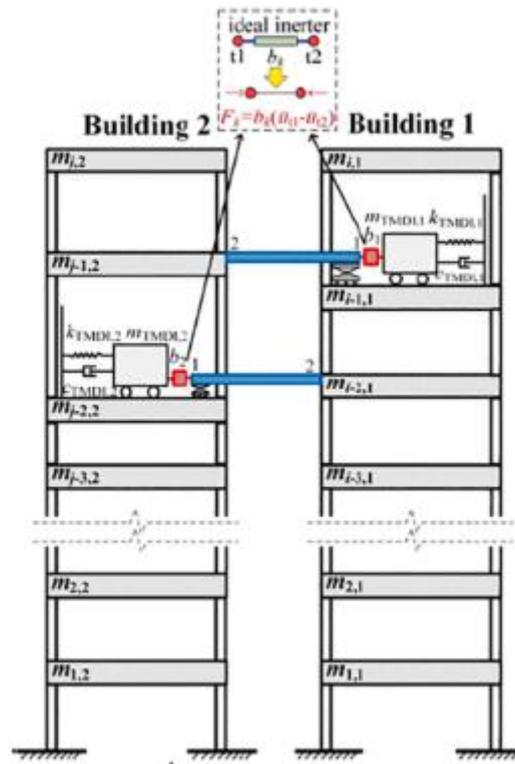


Figure 3.11 Modèle de bâtiment adjacent de MTMDI [75]

Djerouni *et al.* [76] a utilisé un amortisseur à masse accordée avec inerter rétro-partagé (BSTMDI) et un amortisseur à inerter accordée rétro-partagé (BSTID) pour contrôler les vibrations dans des bâtiments adjacents. Un système BSTMDI est composé de deux dispositifs TMDI interconnectant des bâtiments adjacents de sorte que chaque bâtiment connecte un dispositif à l'autre. Le système BSTID est analogue au système BSTMDI. Un schéma de ces propositions est présenté dans la figure 3.12. Les paramètres de des bâtiments adjacents sont les mêmes que ceux utilisés par [71]. Pour une plus grande précision des résultats, 100 enregistrements sismiques ont été utilisés. Les résultats de l'optimisation ont révélé que les paramètres optimaux de BSTMDI et BSTID sont proches (lorsqu'ils sont ajoutés) de ceux obtenus dans [71]. Dans l'atténuation du déplacement entre les étages, il a été possible d'obtenir des réductions de 25 à 30 %. Le système BSTMDI a permis de réduire efficacement le déplacement entre les étages maximaux pour le bâtiment le plus flexible, tandis que le système BSTID s'est avéré plus efficace pour la structure la plus rigide. En ce qui concerne la distance maximale de l'entrechoquement, la BSTMDI a obtenu de meilleurs résultats. Enfin, lors de l'utilisation des dispositifs TMDI et TID pour relier deux structures adjacentes, l'augmentation de l'inertance réduit la course du TMD. Cependant, lorsque ces structures sont connectées à des systèmes rétro-partagé (BSTMDI et BSTID), l'augmentation de l'inertance génère une augmentation de la course du TMD.

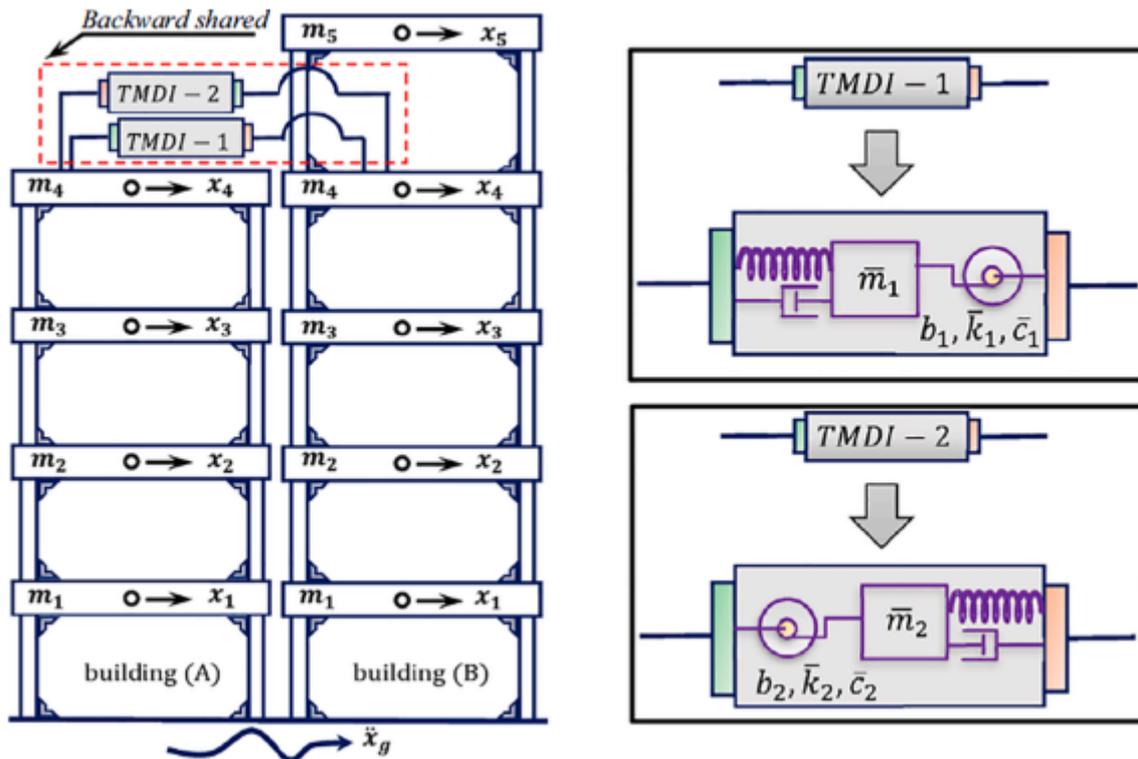


Figure 3.12 Bâtiments couplés avec le système BSTMDI [76]

Djerouni *et al.* [77] a étudié l'utilisation de TID pour contrôler les vibrations et la distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement de deux bâtiments adjacents. Deux modèles différents sont appelés CS1 et CS2, conformément à la figure 3.13. Le modèle CS1 est le même que le modèle AS3 présenté à la figure 3.10c [74]. Le modèle CS2 consiste en deux bâtiments découplés dans lesquels l'un des terminaux d'inerteur est connecté à la masse TMDI des autres étages. L'idée des auteurs était de démontrer que la configuration CS2 est plus efficace que la CS1 en utilisant moins de dispositifs et sans connecter un bâtiment à un autre. Comme proposé, la configuration CS2 s'est avérée plus efficace que la CS1 dans la plupart des analyses. La connexion entre des bâtiments adjacents peut se trouver compliquée par des problèmes d'ordre esthétique, des restrictions d'utilisation de certaines parties des bâtiments connectés et des problèmes d'entretien.

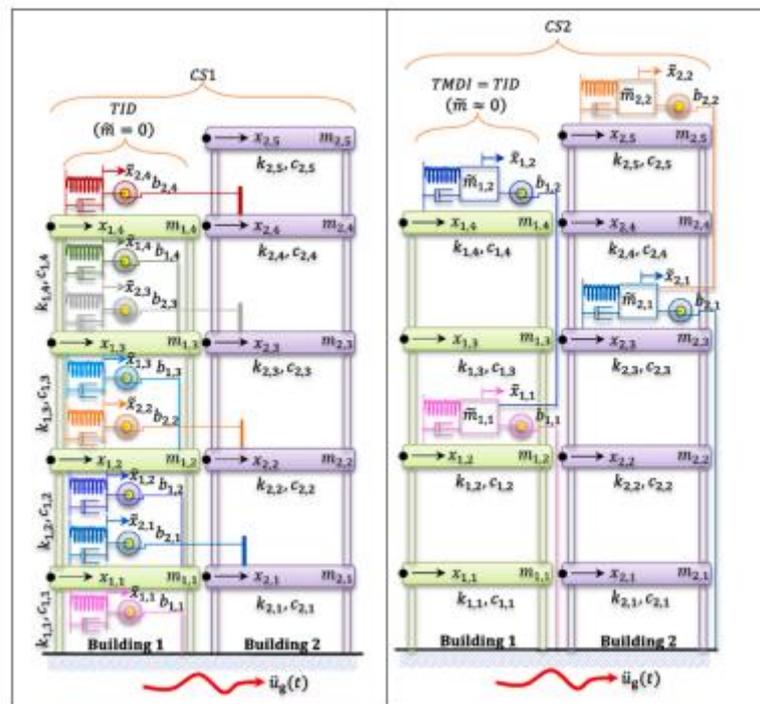


Figure 3.13 Représentation des bâtiments adjacents avec TID (à gauche) et TMDI (à droite) [77]

3.5 Conclusion

L'approche consistant à connecter deux bâtiments adjacents a été appliquée efficacement pour réduire les réponses structurelles d'un bâtiment couplé soumis à une excitation sismique. Le contrôle des bâtiments couplés utilise deux structures adjacentes pour transférer la force dynamique qui est appliquée l'une à l'autre afin de réduire les réponses critiques. Plusieurs technologies et méthodes de connexion structurelle des bâtiments couplés qui sont classées comme (a) active, (b) semi-active, (c) hybride, et (d) passive.

Depuis 2002, plusieurs dispositifs de contrôle à base d'inerters ont été mis au point. Inerter est un nouveau type de mécanisme passif qui attire et retient chaque jour l'attention des chercheurs dans de nombreux domaines, en particulier dans le génie civil.

L'inerter est un élément dans lequel la force qui lui est appliquée est proportionnelle à l'accélération relative entre ses bornes. Ces dispositifs ont fait preuve d'une excellente efficacité dans le contrôle des vibrations dans plusieurs domaines de l'ingénierie, sans ajouter une masse importante aux structures et sans réduire les dimensions. Un autre avantage est que l'inerter peut améliorer l'efficacité des dispositifs de contrôle, tels que l'amortisseur à masse accordée TMD, en réduisant ses dimensions, ce qui constitue une limite d'utilisation. En 2017, des dispositifs d'inerters ont été introduits dans le système connecté afin d'améliorer la technique de couplage structurel.

Chapitre VI :

Formulation mathématique et
modélisation numérique des
applications de l'amortisseur à
masse accordée avec inerter
(TMDI)

4.1 Introduction

Chaque stratégie de contrôle nécessite la présence de modèles mathématiques et d'équations gouvernant le mouvement dynamique pour la simulation numérique. Ce chapitre présentera une variété d'équations régissant les mouvements dynamiques et la stratégie de couplage pour les structures adjacents, comprenant des systèmes de contrôle passif.

Dans un autre côté, les équations du mouvement sont généralement présentées sous la forme d'équations différentielles du second ordre. La résolution de ces équations du second ordre n'est pas difficile. Pour résoudre ces équations du second ordre, L'approche standard consiste à convertir les équations différentielles gouvernantes en un ensemble d'équations du premier ordre. Ces équations sont appelées la formulation de la représentation d'état. L'approche ou le modèle de la représentation d'état est notre objet d'intérêt dans cette mémoire.

Dans le cas de conception dynamique des structures, l'optimisation a une importance et une valeur spécifique. Le processus d'optimisation permet de trouver un ensemble des valeurs pour les paramètres de conception qui produisent des valeurs optimales des fonctions objectives. Parmi les algorithmes évolutionnaires existants, c'est-à-dire l'algorithme génétique (AG), le loup gris (*grey wolf optimization* GWO), l'optimisation par essaims de particules (*particle swarm optimization* PSO), etc., la branche la plus connue est l'algorithme génétique (AG), et c'est peut-être ce qui nous intéresse et ce sur quoi nous nous concentrons dans cette mémoire qui est discutée en détail dans le chapitre actuel.

4.2 Hypothèses et limitations

Dans la formulation mathématique liée à la modélisation des bâtiments équipés de dispositifs de contrôle, certaines hypothèses sont nécessaires :

- ✓ La structure est modélisée comme un système linéaire à plusieurs degrés de liberté, où la masse est concentrée au niveau de chaque étage, avec une rigidité effective donnée.
- ✓ La structure est supposée rester dans la zone élastique pendant l'excitation sismique, ce qui est l'objectif principal du contrôle de la réponse structurelle.
- ✓ La variation spatiale du mouvement du sol et tout effet dû à l'interaction sol-structure sont négligés.
- ✓ La structure est soumise à une composante horizontale unidirectionnelle du séisme.
- ✓ Les poteaux et les poutres sont inextensibles et en apesanteur, fournissant uniquement la rigidité latérale.

- ✓ La masse de la structure est forfaitaire à chaque niveau d'étage, et les étages sont considérés comme infiniment rigides dans leur propre plan.

4.3 Formulation mathématique et équations de mouvement

4.3.1 Équations du mouvement : Deux bâtiments adjacents à un seul degré de liberté (1-DDL) sans contrôle

Considérons deux bâtiments adjacents non contrôlés (non couplés) soumis à une excitation sismique \ddot{x}_g comme indiqué dans la figure 4.1. L'équation du mouvement de chaque bâtiment sera écrite séparément comme indique dans les équations (4,1) et (4,2).

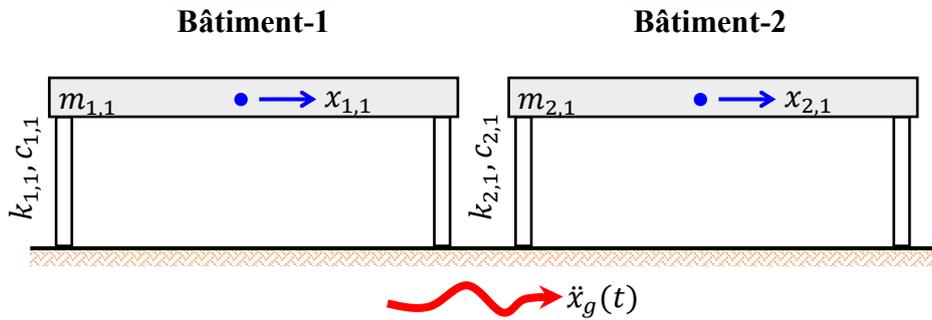


Figure 4.1 Schéma des bâtiments adjacents non couplés

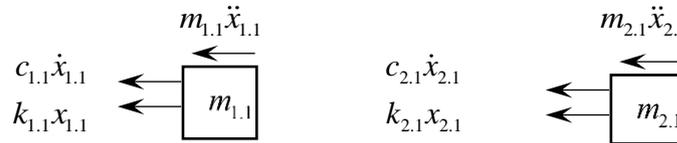


Figure 4.2 Diagramme de corps libre (bilan des forces)

L'équations du mouvement du bâtiment-1 et donnée par

$$m_{1,1}\ddot{x}_{1,1} + c_{1,1}\dot{x}_{1,1} + k_{1,1}x_{1,1} = -m_{1,1}\ddot{x}_g \quad (4,1)$$

L'équations du mouvement du bâtiment-2 et donnée par

$$m_{2,1}\ddot{x}_{2,1} + c_{2,1}\dot{x}_{2,1} + k_{2,1}x_{2,1} = -m_{2,1}\ddot{x}_g \quad (4,2)$$

L'équation (4.1) et (4.2) peut être écrite sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} m_{1,1} & 0 \\ 0 & m_{2,1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{1,1} \\ \ddot{x}_{2,1} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{1,1} & 0 \\ 0 & c_{2,1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1,1} \\ \dot{x}_{2,1} \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{1,1} & 0 \\ 0 & k_{2,1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1,1} \\ x_{2,1} \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_{1,1} \\ m_{2,1} \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (4,3)$$

Finalement

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [C] \{\dot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = \{F\} \quad (4,4)$$

Avec

$m_{1,1}, m_{2,1}$: les masses respectives de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$\ddot{x}_{1,1}, \ddot{x}_{2,1}$: les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$c_{1,1}, c_{2,1}$: les amortissements respectifs de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$\dot{x}_{1,1}, \dot{x}_{2,1}$: les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$k_{1,1}, k_{2,1}$: les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$x_{1,1}, x_{2,1}$: les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$\ddot{x}_g(t)$: l'excitation sismique ;

M : la matrice masse (matrice diagonale) ;

C : la matrice amortissement (matrice symétrique) ;

K : la matrice rigidité (matrice symétrique) ;

$F = -M\ddot{x}_g(t)$: le vecteur force ;

En outre, les matrices de mass $[M]$, d'amortissement $[C]$, et de rigidité $[K]$ sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} [M] &= \begin{bmatrix} m_{1,1} & 0 \\ 0 & m_{2,1} \end{bmatrix}; \\ [K] &= \begin{bmatrix} k_{1,1} & 0 \\ 0 & k_{2,1} \end{bmatrix}; \\ [C] &= \begin{bmatrix} c_{1,1} & 0 \\ 0 & c_{2,1} \end{bmatrix}; \end{aligned} \quad (4,5)$$

4.3.2 Équations du mouvement : Deux bâtiments adjacents à un seul degré de liberté (1-DDL) équipée d'un TMDI (avec contrôle)

Considérons un système à un seul degré de liberté (1-DDL) (structure primaire) munie d'un amortisseur à masse accordée (TMD) avec un inerter connectée au bâtiment adjacent, comme indiqué dans la figure 4.3. Le TMDI est composée d'une masse, notée « m_t », reliée à la bâtiment-1 par un ressort linéaire de rigidité « k_t » et un amortisseur visqueux avec un facteur d'amortissement « c_t », ainsi qu'un dispositif inerter avec une inertance « b » qui relie entre le bâtiment-1 et le bâtiment-2.

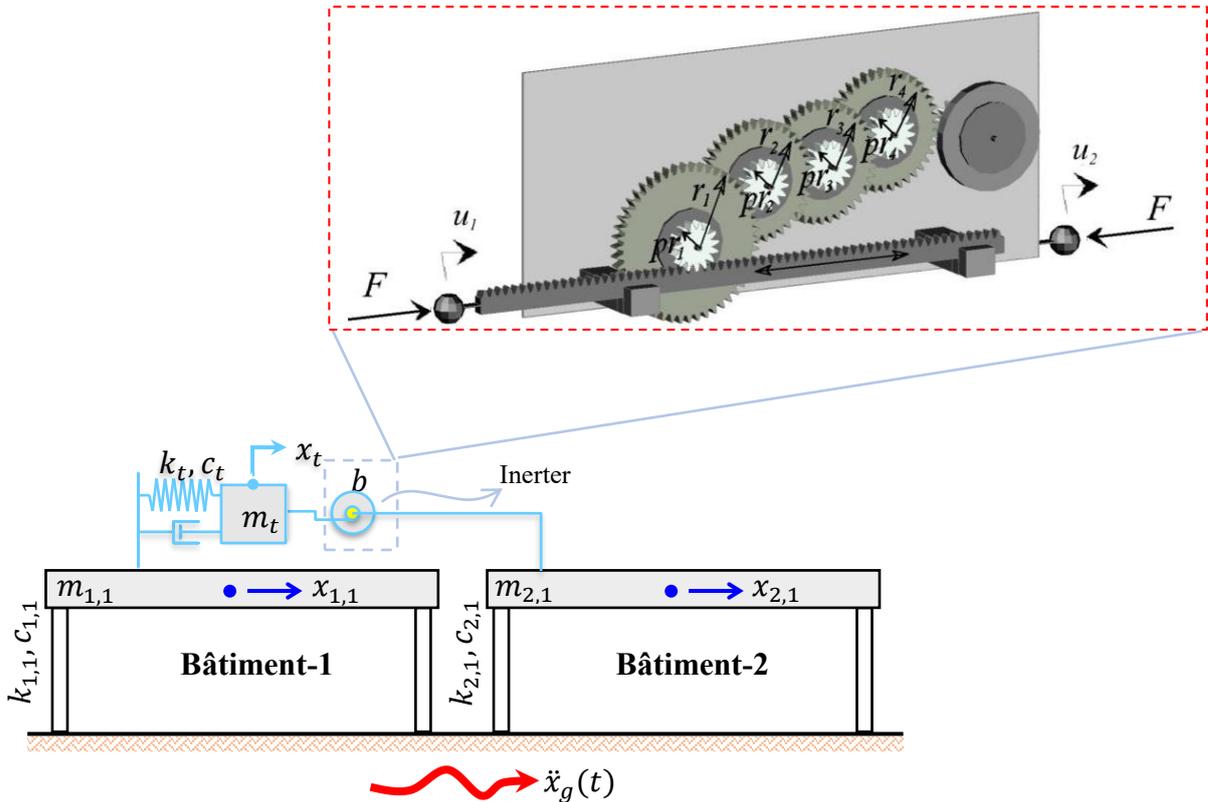


Figure 4.3 Schéma de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI) dans un système à un seul degré de liberté (1-DDL)

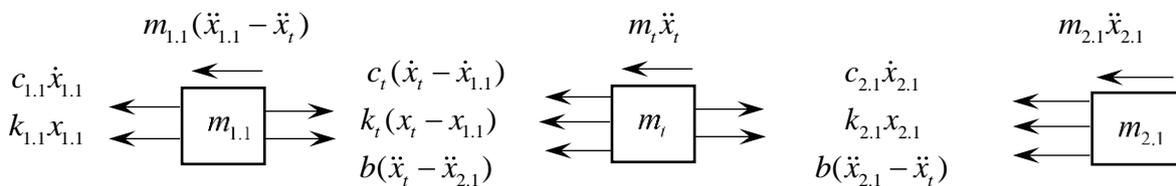


Figure 4.4 Diagramme de corps libre (bilan des forces)

L'équations du mouvement du bâtiment-1 et donnée par

$$m_{1,1}\ddot{x}_{1,1} + c_{1,1}\dot{x}_{1,1} + k_{1,1}x_{1,1} + c_t(\dot{x}_{1,1} - \dot{x}_t) + k_t(x_{1,1} - x_t) = -m_{1,1}\ddot{x}_g \quad (4,6)$$

L'équations du mouvement du bâtiment-2 et donnée par

$$m_{2,1}\ddot{x}_{2,1} + c_{2,1}\dot{x}_{2,1} + k_{2,1}x_{2,1} + b(\ddot{x}_{2,1} - \ddot{x}_t) = -m_{2,1}\ddot{x}_g \quad (4,7)$$

L'équations du mouvement du TMDI et donnée par

$$m_t\ddot{x}_t + c_t(\dot{x}_t - \dot{x}_{1,1}) + k_t(x_t - x_{1,1}) + b(\ddot{x}_t - \ddot{x}_{2,1}) = -m_t\ddot{x}_g \quad (4,8)$$

La combinaison des équations (4,6), (4,7) et (4,8) peut être couplée développer une forme matricielle appropriée qui conduit à l'expression

$$\begin{bmatrix} m_{1,1} & 0 & 0 \\ 0 & m_{2,1} + b & -b \\ 0 & -b & m_t + b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{1,1} \\ \ddot{x}_{2,1} \\ \ddot{x}_t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{1,1} + c_t & 0 & -c_t \\ 0 & c_{2,1} & 0 \\ -c_t & 0 & c_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_{1,1} \\ \dot{x}_{2,1} \\ \dot{x}_t \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{1,1} + k_t & 0 & -k_t \\ 0 & k_{2,1} & 0 \\ -k_t & 0 & k_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_{1,1} \\ x_{2,1} \\ x_t \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_{1,1} \\ m_{2,1} \\ m_t \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (4,9)$$

Finalement

$$[M] \{\ddot{x}(t)\} + [C] \{\dot{x}(t)\} + [K] \{x(t)\} = -\{M^*\} \ddot{x}_g(t) \quad (4,10)$$

Avec

$m_{1,1}, m_{2,1}$: les masses respectives de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$\ddot{x}_{1,1}, \ddot{x}_{2,1}$: les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$c_{1,1}, c_{2,1}$: les amortissements respectifs de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$\dot{x}_{1,1}, \dot{x}_{2,1}$: les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$k_{1,1}, k_{2,1}$: les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$x_{1,1}, x_{2,1}$: les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment-1 et bâtiment-2 ;

$\ddot{x}_g(t)$: l'excitation sismique ;

M : la matrice masse (matrice diagonale) ;

C : la matrice amortissement (matrice symétrique) ;

K : la matrice rigidité (matrice symétrique) ;

m_t, c_t, k_t : La masse, l'amortissement et la rigidité de TMDI ;

b : l'inertance masse ;

$x_t, \dot{x}_t, \ddot{x}_t$: Le déplacement, la vitesse, et l'accélération de TMDI ;

M^* : masse vecteur similaire à la matrice mass M avec une inertance nulle ($b = 0$) ;

En outre, les matrices de mass $[M]$, d'amortissement $[C]$, et de rigidité $[K]$ sont donnés par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned}
 [M] &= \begin{bmatrix} m_{1,1} & 0 & 0 \\ 0 & m_{2,1} + b & -b \\ 0 & -b & m_t + b \end{bmatrix} ; \\
 [K] &= \begin{bmatrix} k_{1,1} + k_t & 0 & -k_t \\ 0 & k_{2,1} & 0 \\ -k_t & 0 & k_t \end{bmatrix} ; \\
 [C] &= \begin{bmatrix} c_{1,1} + c_t & 0 & -c_t \\ 0 & c_{2,1} & 0 \\ -c_t & 0 & c_t \end{bmatrix} ;
 \end{aligned} \tag{4,11}$$

4.3.3 Équations du mouvement : Deux bâtiments adjacents de plusieurs degrés de liberté (n-DDL) sans contrôle

Considérons deux bâtiments adjacents de (n-DDL) non contrôlés (non couplés) soumis à une excitation sismique \ddot{x}_g comme indiqué dans la figure 4.5. L'équation du mouvement de chaque bâtiment sera écrite séparément comme indiqué dans les équations (4,12) et (4,13).

L'équation du mouvement du bâtiment-1 :

$$[M_1]\ddot{X}_1(t) + [C_1]\dot{X}_1(t) + [K_1]X_1(t) = -\{M_1^*\}\ddot{x}_g(t) \quad (4,12)$$

L'équation du mouvement du bâtiment-2 :

$$[M_2]\ddot{X}_2(t) + [C_2]\dot{X}_2(t) + [K_2]X_2(t) = -\{M_2^*\}\ddot{x}_g(t) \quad (4,13)$$

La combinaison des équations (4,12) et (4,13) peut être couplée pour développer une forme matricielle appropriée qui conduit à l'expression

$$\begin{aligned} & \begin{bmatrix} [M_1] & [O_1] \\ [O_2] & [M_2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_1(t) \\ \ddot{X}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_1] & [O_1] \\ [O_2] & [C_2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_1(t) \\ \dot{X}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_1] & [O_1] \\ [O_2] & [K_2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1(t) \\ X_2(t) \end{Bmatrix} \\ & = -\begin{Bmatrix} M_1^* \\ M_2^* \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \end{aligned} \quad (4,14)$$

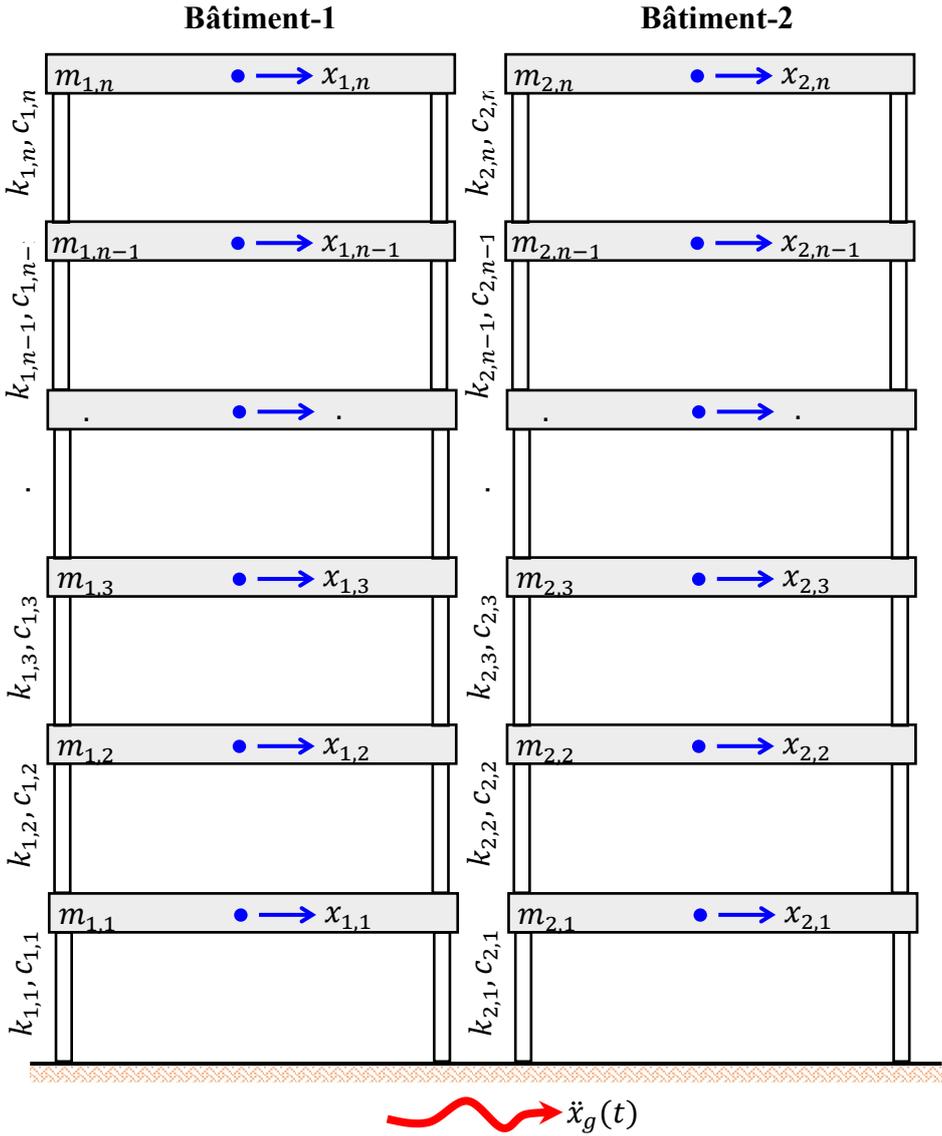


Figure 4.5 Les structures adjacentes non couplées (sans contrôlés)

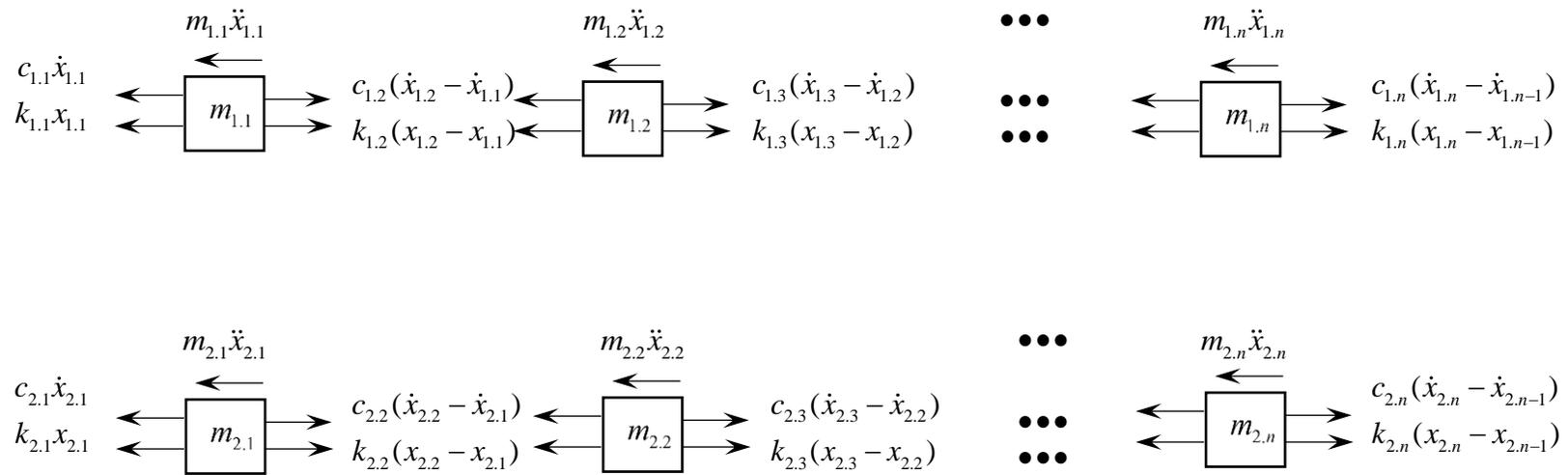


Figure 4.6 Diagramme de corps libre (bilan des forces)

Les détails de chaque matrice de l'équation (4,14) peuvent alors être donnés comme suit :

$$[M_1] = \begin{bmatrix} m_{1,1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{1,2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{1,n} \end{bmatrix} \quad (4,15)$$

et

$$[M_2] = \begin{bmatrix} m_{2,1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_{2,2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_{2,n} \end{bmatrix} \quad (4,16)$$

Dans laquelle les matrices d'amortissement sont

$$[C_1] = \begin{bmatrix} c_{1,1} + c_{1,2} & -c_{1,2} & 0 & 0 \\ -c_{1,2} & c_{1,2} + c_{1,3} & -c_{1,3} & 0 \\ 0 & -c_{1,3} & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{1,n} \end{bmatrix} \quad (4,17)$$

et

$$[C_2] = \begin{bmatrix} c_{2,1} + c_{2,2} & -c_{2,2} & 0 & 0 \\ -c_{2,2} & c_{2,2} + c_{2,3} & -c_{2,3} & 0 \\ 0 & -c_{2,3} & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{2,n} \end{bmatrix} \quad (4,18)$$

Les matrices de rigidité des bâtiments adjacents sont les suivantes

$$[K_1] = \begin{bmatrix} k_{1,1} + k_{1,2} & -k_{1,2} & 0 & 0 \\ -k_{1,2} & k_{1,2} + k_{1,3} & -k_{1,3} & 0 \\ 0 & -k_{1,3} & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{1,n} \end{bmatrix} \quad (4,19)$$

et

$$[K_2] = \begin{bmatrix} k_{2,1} + k_{2,2} & -k_{2,2} & 0 & 0 \\ -k_{2,2} & k_{2,2} + k_{2,3} & -k_{2,3} & 0 \\ 0 & -k_{2,3} & \ddots & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{2,n} \end{bmatrix} \quad (4,20)$$

L'équation (4,21) peut être écrite et généralisée sous forme de matrice globale pour les adjacentes structures contrôlées

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [C]\{\dot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = -\{M^*\}\ddot{x}_g(t) \quad (4,21)$$

Les détails des matrices globales $[M]$, $[C]$ et $[K]$ des bâtiments adjacents sont donnés comme suit :

$$[M] = \begin{bmatrix} [M_1] & [O_1] \\ [O_2] & [M_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{1,1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & m_{1,2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & \ddots & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & m_{1,n} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & & & m_{2,1} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & & m_{2,2} & 0 & 0 \\ & & & & & & \ddots & 0 \\ \text{sym} & & & & & & & m_{2,n} \end{bmatrix} \quad (4,22)$$

La matrice de rigidité :

$$[K] = \begin{bmatrix} [K_1] & [O_1] \\ [O_2] & [K_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{1,1} + k_{1,2} & & & & & & & & & \text{sym} \\ -k_{1,2} & k_{1,2} + k_{1,3} & & & & & & & & \\ 0 & -k_{1,3} & \ddots & & & & & & & \\ 0 & \dots & & k_{1,n} & & & & & & \\ 0 & \dots & & -k_{1,n} & k_{2,1} + k_{2,2} & & & & & \\ 0 & \dots & & \dots & -k_{2,2} & k_{2,2} + k_{2,3} & & & & \\ 0 & \dots & & \dots & & -k_{2,3} & \ddots & & & \\ 0 & \dots & & \dots & & \dots & -k_{2,n} & k_{2,n} & & \end{bmatrix} \quad (4,23)$$

La matrice d'amortissement :

4.3.4 Équations du mouvement : Deux bâtiments adjacents de (n-DDL) équipé d'un TMDI installés au sommet

Considérons deux bâtiments adjacents de (n-DDL) contrôlés avec amortisseur à masse accordée TMDI soumis à une excitation sismique \ddot{x}_g comme indiqué dans la figure 4.7. L'amortisseur à masse accordée TMD installé au sommet du bâtiment-1 et l'élément de liaison entre le TMD et le bâtiment-2 est un inerter ayant un coefficient d'inertance b .

L'équation de mouvement du bâtiment-1 et -2 :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [C]\{\dot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = -\{M^*\}\ddot{x}_g(t) \quad (4,25)$$

Les détails des matrices globales $[M]$, $[C]$ et $[K]$ des bâtiments adjacents sont donnés comme suit :

$$[M] = \begin{bmatrix} [M_1] & [O_1] \\ [O_2] & [M_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} m_{1,1} & \cdots & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ & m_{1,2} & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ & & \ddots & \cdots & \cdots & 0 \\ & & & m_{1,n} & \cdots & 0 \\ & & & & m_{2,1} & \cdots & 0 \\ & & & & & m_{2,2} & \cdots & 0 \\ & & & & & & \ddots & 0 \\ & & & & & & & m_{2,n} + b & -b \\ \text{sym} & & & & & & & & m_t + b \end{bmatrix} \quad (4,26)$$

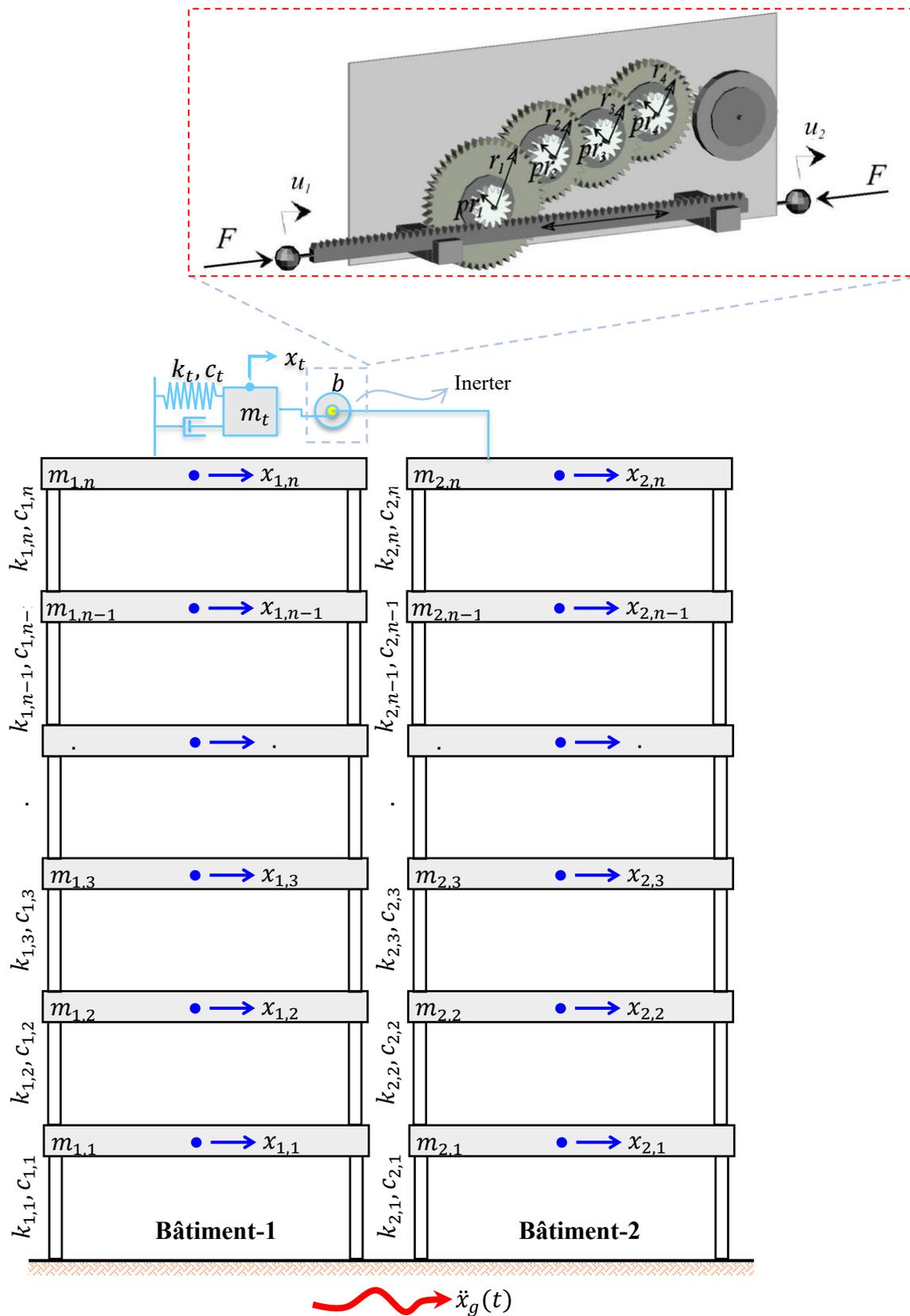


Figure 4.7 Les structures adjacentes équipées d'un TMDI

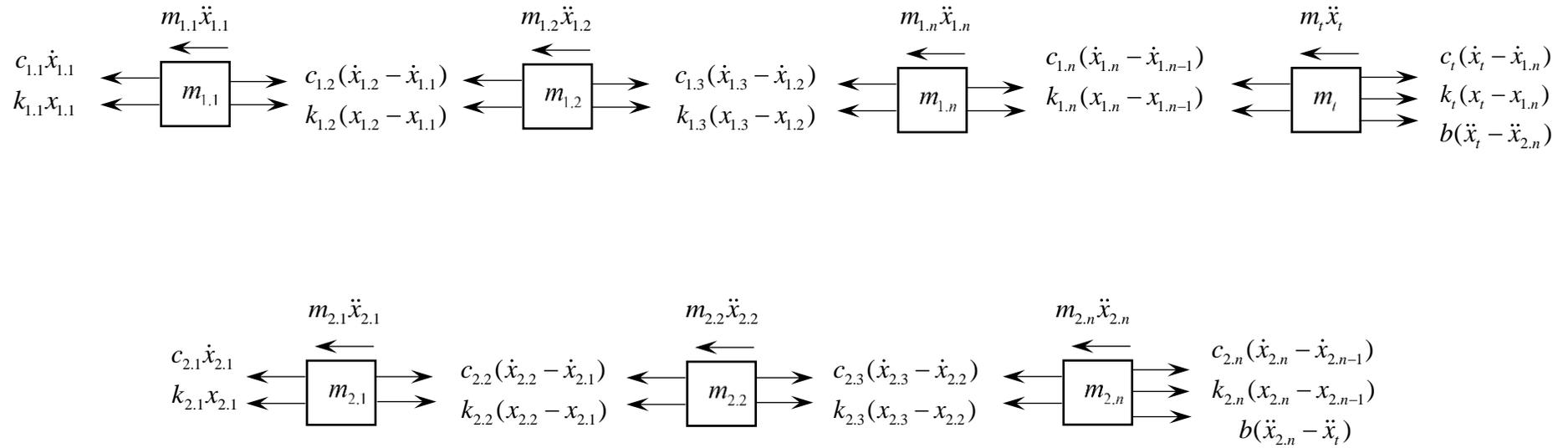


Figure 4.8 Diagramme de corps libre (bilan des forces)

La matrice de rigidité :

$$[K] = \begin{bmatrix} [K_1] & [O_1] \\ [O_2] & [K_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{1,1} + k_{1,2} & -k_{1,2} & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ -k_{1,2} & k_{1,2} + k_{1,3} & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ & -k_{1,3} & \ddots & -k_{1,n} & \cdots & 0 \\ & & & k_{1,n} + k_t & \cdots & -k_t \\ & & & & k_{2,1} + k_{2,2} & -k_{2,2} & \cdots & 0 \\ & & & & -k_{2,2} & k_{2,2} + k_{2,3} & \cdots & 0 \\ & & & & & -k_{2,3} & \ddots & -k_{2,n} & 0 \\ & & & & & & & k_{2,n} & 0 \\ \text{sym} & & & & & & & & k_t \end{bmatrix} \quad (4,27)$$

La matrice d'amortissement :

$$[C] = \begin{bmatrix} [C_1] & [O_1] \\ [O_2] & [C_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{1,1} + c_{1,2} & -c_{1,2} & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ -c_{1,2} & c_{1,2} + c_{1,3} & \cdots & \cdots & \cdots & 0 \\ & -c_{1,3} & \ddots & -c_{1,n} & \cdots & 0 \\ & & & c_{1,n} + c_t & \cdots & -c_t \\ & & & & c_{2,1} + c_{2,2} & -c_{2,2} & \cdots & 0 \\ & & & & -c_{2,2} & c_{2,2} + c_{2,3} & \cdots & 0 \\ & & & & & -c_{2,3} & \ddots & -c_{2,n} & 0 \\ & & & & & & & c_{2,n} & 0 \\ \text{sym} & & & & & & & & c_t \end{bmatrix} \quad (4,28)$$

Avec

$m_{1,1}, m_{1,2}, \dots, m_{1,n-1}, m_{1,n}$: les masses respectives de chaque étage du bâtiment-1 ;

$m_{2,1}, m_{2,2}, \dots, m_{2,n-1}, m_{2,n}$: les masses respectives de chaque étage du bâtiment-2 ;

$\ddot{x}_{1,1}, \ddot{x}_{1,2}, \dots, \ddot{x}_{1,n-1}, \ddot{x}_{1,n}$: les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment-1 ;

$\ddot{x}_{2,1}, \ddot{x}_{2,2}, \dots, \ddot{x}_{2,n-1}, \ddot{x}_{2,n}$: les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment-2 ;

$c_{1,1}, c_{1,2}, \dots, c_{1,n-1}, c_{1,n}$: les amortissements respectifs de chaque étage du bâtiment-1 ;

$c_{2,1}, c_{2,2}, \dots, c_{2,n-1}, c_{2,n}$: les amortissements respectifs de chaque étage du bâtiment-2 ;

$\dot{x}_{1,1}, \dot{x}_{1,2}, \dots, \dot{x}_{1,n-1}, \dot{x}_{1,n}$: les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment-1 ;

$\dot{x}_{2,1}, \dot{x}_{2,2}, \dots, \dot{x}_{2,n-1}, \dot{x}_{2,n}$: les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment-2 ;

$k_{1,1}, k_{1,2}, \dots, k_{1,n-1}, k_{1,n}$: les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment-1 ;

$k_{2,1}, k_{2,2}, \dots, k_{2,n-1}, k_{2,n}$: les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment-2 ;

$x_{1,1}, x_{1,2}, \dots, x_{1,n-1}, x_{1,n}$: les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment-1 ;

$x_{2,1}, x_{2,2}, \dots, x_{2,n-1}, x_{2,n}$: les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment-2 ;

m_t, c_t, k_t : La masse, la rigidité et l'amortissement de TMDI ;

b : l'inertance mass ;

$x_t, \dot{x}_t, \ddot{x}_t$: Le déplacement, vitesse, accélération du TMDI ;

\ddot{x}_g : l'excitation sismique ;

4.4 Sélection de paramètres non dimensionnels de la TMDI

Le dispositif TMDI caractérisé par quatre paramètres non dimensionnels qui sont : (i) le rapport de masse μ , (ii) le rapport d'inertance β , (iii) le rapport de réglage de la fréquence f et (iv) taux d'amortissement ζ donnée comme suit

$$\mu = \frac{m_t}{M_{tot}}, \beta = \frac{b}{M_{tot}}, f = \frac{\omega_t}{\omega_s}, \zeta = \frac{c_t}{2(m_t + b)\omega_t}, \quad (4,29)$$

Le calcul de ces paramètres non dimensionnels basé sur deux méthodes qui sont : (i) l'utilisation de l'expression analytique de la littérature, (ii) l'utilisation d'un des algorithmes d'optimisation disponibles.

4.4.1 Méthode d'expression analytique

Différentes formules développées par [3], Marian *et al.* [78] pour 1-DDL amorti et non-amorti, ces formules sont basées sur le rapport de masse et le rapport d'inertance, et chaque formule est

Chapitre VI Formulation mathématique et modélisation numérique des applications de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI)

développée pour les cas suivants : excitation de base, bruit blanc, excitation par la force, etc. Les différentes formules sont rapportées dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Expressions à forme fermée pour le réglage optimale du TMDI pour une structure primaire 1-DDL non-amortie et amortie par rapport au cas classique du TMD.

Cas	Dispositif	Rapport fréquentiel (f)	Taux d'amortissement (ζ)
Structure soumise à un bruit blanc [3]	TMD	$\frac{\sqrt{(1-\mu/2)}}{1+\mu}$	$\frac{\sqrt{\mu(1-\mu/4)}}{\sqrt{4(1+\mu)(1-\mu/2)}}$
	TMDI	$\frac{1}{1+\mu+\beta} \frac{\sqrt{(\beta+\mu)[\beta(\mu-1)+(2-\mu)(1+\mu)]}}{\sqrt{2\mu(1+\mu)}}$	$\frac{(\beta+\mu)\sqrt{\beta(3-\mu)+(4-\mu)(1+\mu)}}{2\sqrt{2\mu(1+\mu+\beta)[\beta(1-\mu)+(2-\mu)(1+\mu)]}}$
Structure soumise à une force [78]	TMD	$\frac{1}{1+\mu}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}}$
	TMDI	$\frac{1}{1+\beta+\mu}$	$\sqrt{\frac{3(\mu+\beta)}{8(1+\mu+\beta)}}$
Structure soumise à une excitation à la base [78]	TMD	$\frac{1}{1+\mu} \sqrt{\frac{2-\mu}{2}}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)(1-\mu/2)}}$
	TMDI	$\frac{1}{1+\mu+\beta} \sqrt{\frac{(1+\mu)(2-\mu)-\mu\beta}{2(1+\mu)}}$	$\sqrt{\frac{\beta^2\mu+6\mu(1+\mu)^2+\beta(1+\mu)(6+7\mu)}{8(1+\mu)(1+\mu+\beta)[2+\mu(1-\mu-\beta)]}}$

4.4.2 Méthode d'optimisation

Il existe plusieurs algorithmes d'optimisation, notamment l'algorithme génétique (AG), l'optimisation par essaim de particules (PSO) et l'optimisation du loup gris (GWO). Ces algorithmes qui permettent de trouver les paramètres non-dimensionnels optimaux, ce qui nécessite de définir les bornes (min, max) de chaque paramètre non-dimensionnel et de sélectionner la fonction à minimiser/maximiser. Cette mémoire se concentre sur l'optimisation par algorithme génétique qui est utilisée pour trouver les paramètres optimaux de la TMDI et qui est comparée à l'expression analytique de la littérature.

4.5 Algorithme Génétique

L'algorithme génétique AG « en anglais *genetic algorithm* » est une technique de recherche optimisée basée sur la sélection naturelle et les mécanismes génétiques. Par rapport à d'autres contrôleurs intelligents, tels que les réseaux neuronaux et la logique floue, l'AG à pas auto-adaptatif recherche explicitement la solution optimale et a plus de chances d'atteindre l'optimum global. L'AG est un outil puissant pour résoudre des problèmes d'optimisation complexes dans le domaine du contrôle des vibrations structurelles [79].

Il existe deux possibilités d'utilisation et d'application de l'algorithme génétique : (i) exécuter l'AG à partir de la boîte à outils (voir Figure 4.10), ou bien (ii) exécuter l'AG à partir du code/fonction de script, les deux étant possibles et disponibles dans le logiciel MATLAB (voir Figure 4.9).

```
x = ga(fun,nvars)
x = ga(fun,nvars,A,b)
x = ga(fun,nvars,A,b,Aeq,beq)
x = ga(fun,nvars,A,b,Aeq,beq,lb,ub)
x = ga(fun,nvars,A,b,Aeq,beq,lb,ub,nonlcon)
x = ga(fun,nvars,A,b,Aeq,beq,lb,ub,nonlcon,options)
x = ga(fun,nvars,A,b,Aeq,beq,lb,ub,nonlcon,intcon)
x = ga(fun,nvars,A,b,Aeq,beq,lb,ub,nonlcon,intcon,options)
x = ga(problem)
[x,fval] = ga(___)
[x,fval,exitflag,output] = ga(___)
[x,fval,exitflag,output,population,scores] = ga(___)

```

Figure 4.9 Syntaxe de l'algorithme génétique <https://www.mathworks.com/help/gads/ga.html>

Chapitre VI Formulation mathématique et modélisation numérique des applications de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI)

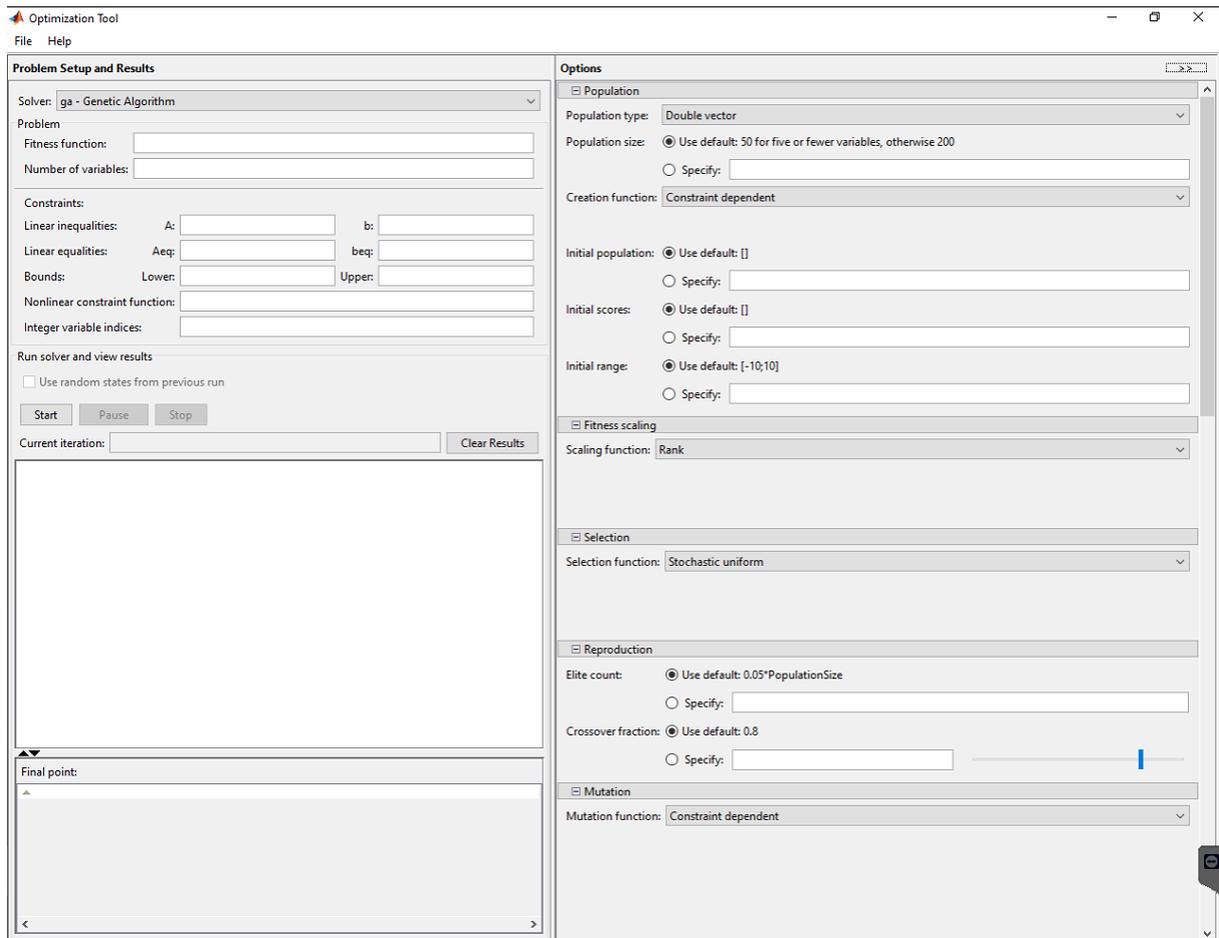


Figure 4.10 La boîte à outils de l'algorithme génétique

La figure 4.11 explique les différentes étapes suivies pour trouver les paramètres optimaux de TMDI installée entre des bâtiments adjacents à l'aide de l'optimisation par AG utilisée dans cette étude.

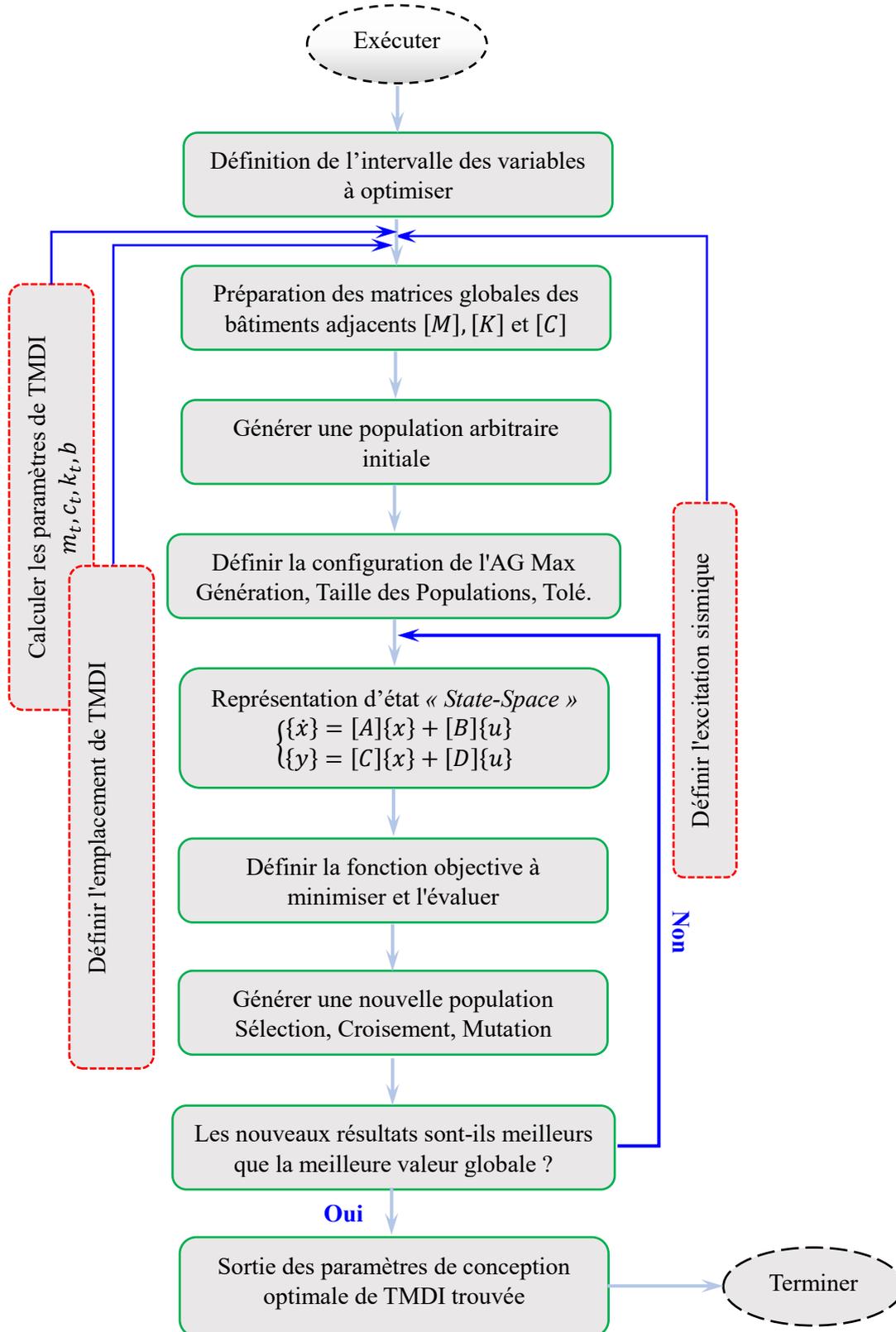


Figure 4.11 Diagramme montrant comment résoudre un problème avec l'Algorithme Génétique.

4.6 Solution en présentation d'état « *State-Space* »

La représentation d'état « *State-Space* » est un terme utilisé dans la science du contrôle, le génie électrique et les systèmes dynamiques, où représente la relation entre les entrées et les sorties d'une manière unique. Il a été développé dans les années soixante (1960) pour répondre la demande croissante d'études informatiques sur les grands systèmes. Il est défini comme l'ensemble de toutes les valeurs possibles que les variables actuelles d'un système dynamique peuvent prendre à un moment donné. Le concept de base de la représentation d'un système dynamique avec un modèle de représentation d'état, où un ensemble de variables connues sous le nom "variable d'état" sont utilisées pour décrire l'état du système à chaque instant.

La représentation d'état « *State-Space* » est utilisé pour représenter ces variables, généralement dimensionnelles sous forme de vecteurs ou de matrices, et contient toutes les valeurs que ces variables peuvent prendre à ce moment précis. L'état des courants est utilisé pour analyser le comportement du système et concevoir une commande appropriée.

Les équations qui définissent le comportement dynamique du système, de l'entrée « *input* » à la sortie « *output* », sont les suivantes :

$$\begin{cases} \{\dot{x}(t)\} = [A]\{x(t)\} + [B]\{u(t)\} \\ \{y(t)\} = [C]\{x(t)\} + [D]\{u(t)\} \end{cases} \quad (4,30)$$

Avec :

$x(t)$: le vecteur d'état $2n \times 1$, qui contient le déplacement et la vitesse.

$u(t)$: un vecteur d'entrée (input) $r \times 1$, qui contient l'excitation externe (par exemple l'excitation sismique).

$y(t)$: un vecteur de sortie $p \times 1$.

$[A]$: la matrice d'état (*state matrix*) $2n \times 2n$ elle dépend des paramètres du système dynamique.

$[B]$: la matrice d'entrée, (*input matrix*) $2n \times r$, elle dépend des entrées inputs (toute force extérieure agissant sur le système dynamique).

$[C]$: la matrice de sortie (*output matrix*) $p \times 2n$ est généralement unitaire.

$[D]$: la matrice de transmission directe entre les entrées et les sorties du système (*outputs et inputs*) dans les problèmes de dynamique cette matrice est généralement égale nulle $[D] = 0$.

n : nombre de degré de liberté (DDL).

r : nombre des entrées (*inputs*).

p : nombre des sorties (*outputs*).

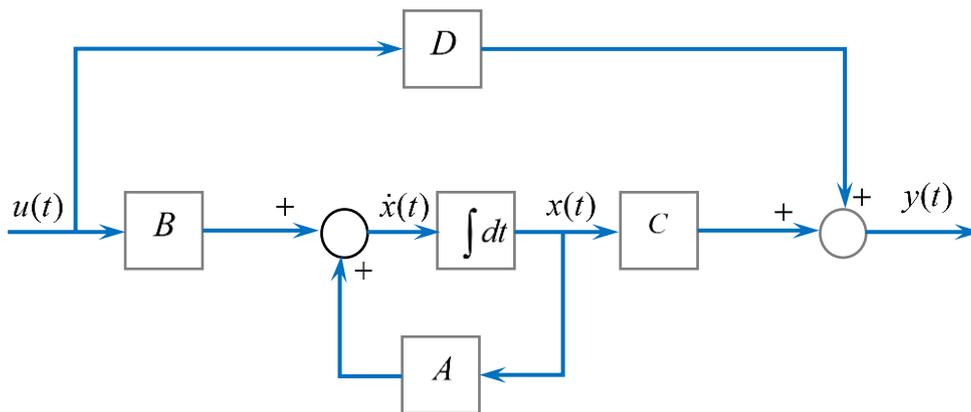


Figure 4.12 Diagramme du modèle général de la représentation d'état « State-Space » [58].

4.7 Conclusion

Ce chapitre présente la méthode ou bien l'approche standard pour résoudre l'équation différentielle du second ordre, tel que la représentation d'état « State-Space ». D'autre part l'algorithme génétique (AG) est utilisé pour déterminer les paramètres optimums de l'amortisseur à masse accordée avec inerter TMDI afin réduire la réponse sismique des adjacents structures. Une description détaillée de l'expression analytique pour le réglage de TMDI. Les aspects mathématiques et numériques des différents cas de contrôle passif ainsi que l'élaboration détail des équations de mouvements sans contrôle des structures adjacents équipées de TMDI ont été présentés dans cette section.

Chapitre V :

Résultats et discussions

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, l'examen du comportement sismique de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI), installés au sommet des bâtiments adjacents ayant les mêmes caractéristiques (hauteur et nombre d'étages même), en attachant le TMD au sommet de bâtiment-1 et les deux bâtiments adjacents couplés par l'inerter avec la première borne connectée à la masse de TMD et la deuxième borne est connecte au sommet de l'étage de bâtiment-2. Ces bâtiments sont caractérisés par des fréquences naturelles différents.

Les résultats sont présentés en termes déplacement inter-étages, distance de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement, l'effort tranchant, et la course de dispositif et finalement la force d'inerter.

Quatre excitations sismiques de référence (*benchmark*) sont sélectionnées, qui ont un contenu fréquentiel différent.

5.2 Description du modèles des structures adjacents utilisées

Deux bâtiments adjacents de référence (*benchmark*) ont été envisagées pour montrer l'efficacité et les limites de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI).

Ce cas d'étude concerne deux bâtiments adjacents. Un bâtiment-1 à huit étages et un bâtiment-2 à huit étages dont le modèle est un système de masse concentrée. Les détails du modèle sont indiqués dans le tableau 5.4. L'amortissement inhérent des bâtiments non couplés correspond au rapport d'amortissement interne à la première période naturelle. Les fréquences naturelles des bâtiments non couplés sont présentées dans le tableau 5.1. Ces bâtiments couplés ont été employés par Abdullah *et al.* [43] et Rupakhety *et al.* [45] pour illustrer l'efficacité de calcul de la procédure de réglage proposée et l'efficacité des stratégies de contrôle des vibrations TMD.

Tableau 5.1 Paramètres structurels de deux bâtiments adjacents de 8 étages pour les deux [43, 45]

Bâtiment	m_i (kg)	k_i (N / m)	c_i (N / m / s)	ω_n (rad / s)	$\omega_{n,p}$ (rad / s)
1	3.1752×10^5	3.404×10^8	100	6.0422	6.04
2	3.6287×10^5	6.127×10^8	100	7.5828	7.58

$\omega_{n,p}$ fréquence naturelle de l'étude précédente présente par Rupakhety *et al.* [45]

5.3 Description des excitations sismiques

Les excitations sismiques sont représentées par un ensemble de quatre accélérations sismiques naturelles représentatives de la littérature, qui appartiennent à l'ensemble proposé par Ohtori *et al.* [80] de champ lointain et de champ proche. Les accélérogrammes sont représentés en détail dans le tableau 5.2. La figure 5.1 montre l'excitations sismiques de chaque séisme.

Tableau 5.2 Enregistrements sismiques utilisés dans l'analyse

Séisme	Date	Magnitude	Type	Station	PGA (g)
El Centro	18 Mai 1940	6.9	Champ lointain	El Centro (N° 117)	0.3483
Hachinohe	16 Mai 1968	6.7		Port de Hachinohe	0.2294
Northridge	17 Janv. 1994	8.3	Champ proche	Sylmar, parking de l'hôpital de compagnie	0.8428
Kobe	17 Janv. 1995	6.7		KJMA	0.8337

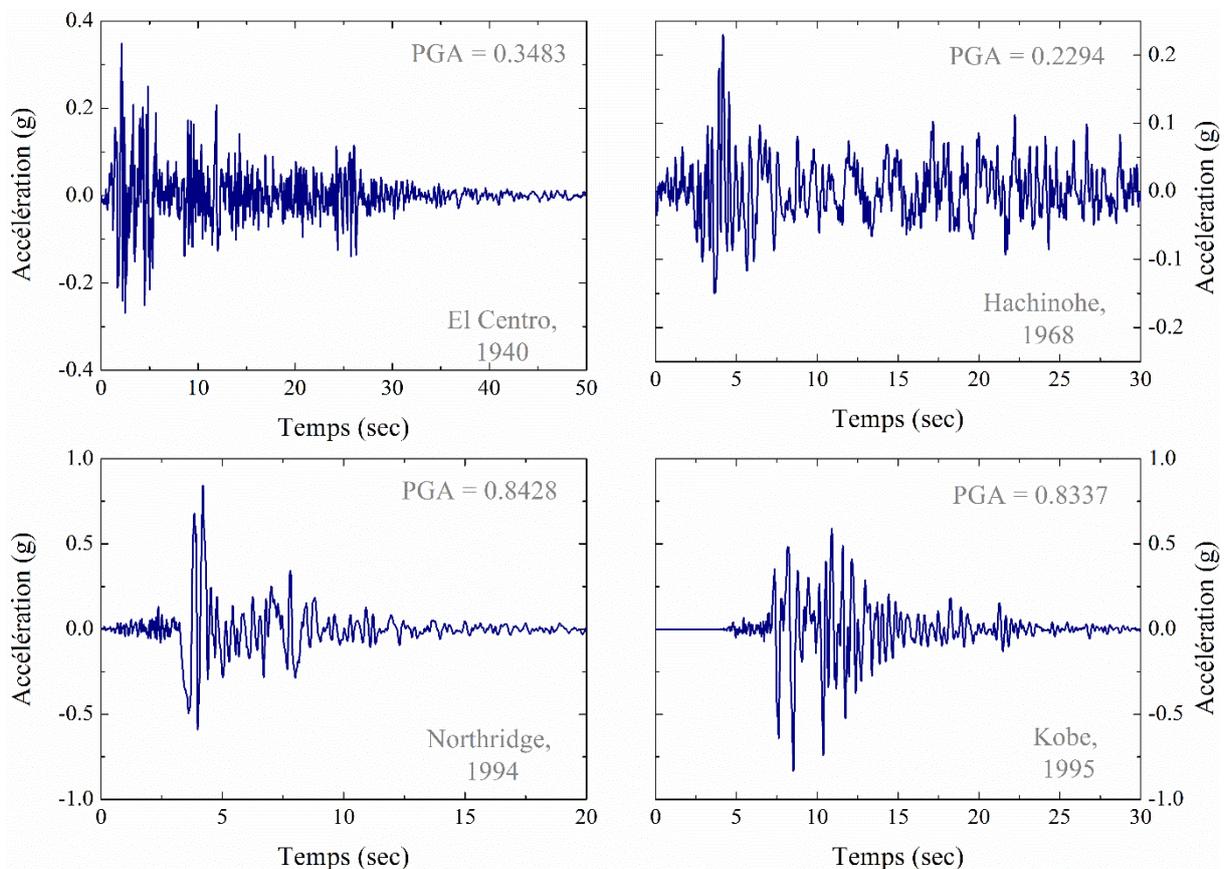


Figure 5.1 Enregistrements sismiques naturels considérés

5.4 Description de l'optimisation

Dans cette section, deux méthodes pour estimer les paramètres du l'amortisseur à masse accordée avec inerter TMDI (*tuned mass damper inerter*), en utilisant l'expression analytique développée par Marian *et al.* [3], [58], Marian *et al.* [78] pour différents types d'excitation ; ou en utilisant les algorithmes d'optimisation tels que l'algorithme génétique GA ; ce dernier, nécessite les données suivantes : (1) définir le problème, ainsi que (2) définir le max et le min de chaque variable, (3) définit la fonction objective à minimiser ou à maximiser et finalement (4) définir le nombre des variables à optimiser.

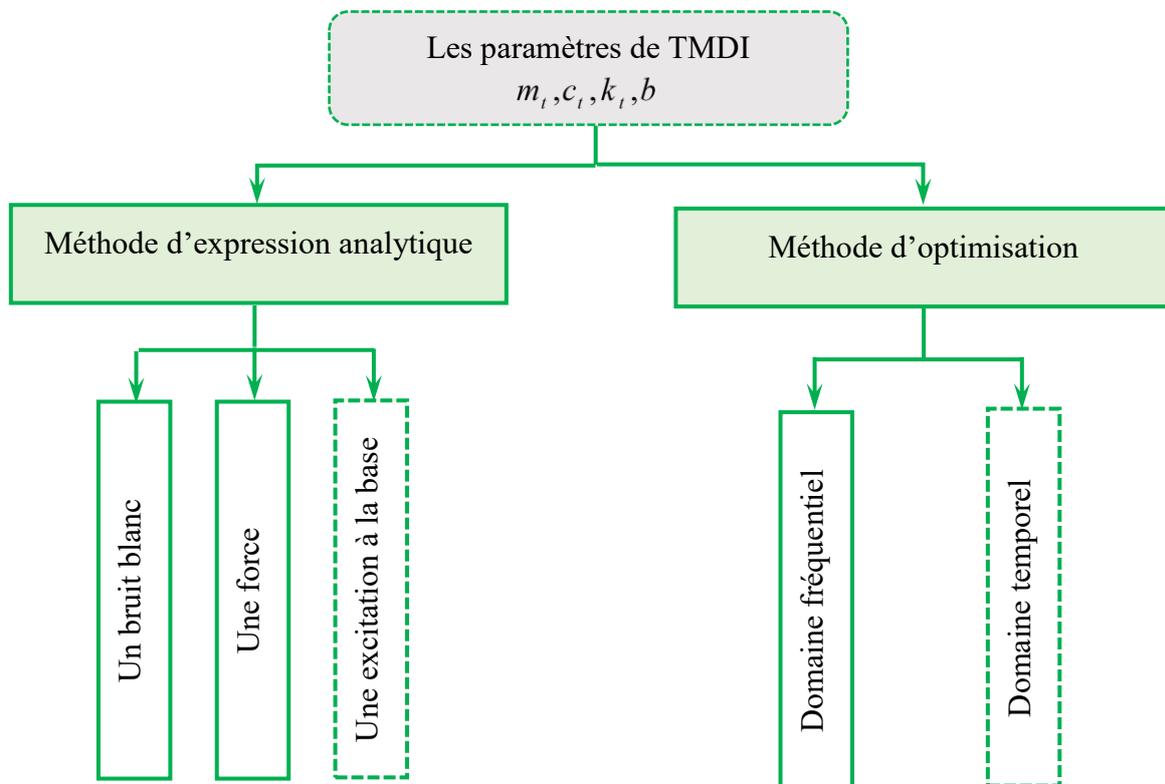


Figure 5.2 Les différentes méthodes utilisées pour calculer les paramètres de conception de TMDI

D'autre part, la réponse des deux bâtiments adjacents couplés/découplés, tels que le déplacement maximal de l'étage, l'accélération absolue, le déplacement inter-étage et la distance entre les bâtiments requise pour éviter l'entrechoquement, peut être définie comme suit

Déplacement maximal de chaque étage

$$\begin{cases} \overline{X}_{Max}^1(t) = \max \left(\left| \{x_{1,n_1}(t)\} \right| \right) \\ \overline{X}_{Max}^2(t) = \max \left(\left| \{x_{2,n_2}(t)\} \right| \right) \end{cases} \quad (5.1)$$

L'accélération absolue de chaque étage

$$\begin{cases} \overline{\ddot{X}}_{Max}^1(t) = \max \left(\left| \{\ddot{x}_{1,n_1}(t)\} \right| \right) \\ \overline{\ddot{X}}_{Max}^2(t) = \max \left(\left| \{\ddot{x}_{2,n_2}(t)\} \right| \right) \end{cases} \quad (5.2)$$

Déplacement inter-étage

$$\begin{cases} \Theta^1(t) = \max \left(\left| \{x_{1,n_1}(t) - x_{1,(n_1-1)}(t)\} \right| \right) \\ \Theta^2(t) = \max \left(\left| \{x_{2,n_2}(t) - x_{2,(n_2-1)}(t)\} \right| \right) \end{cases} \quad (5.3)$$

La distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement

$$\delta(t) = \max \left(\left| \{x_{2,n_2}(t)\} - \{x_{1,n_1}(t)\} \right| \right) \quad (5.4)$$

A l'aide d'un algorithme génétique GA optimiseur, les paramètres de conception des bâtiments adjacents équipés de TMDI sont calculés en fonction de chaque séisme, les intervalles suivants étant supposés pour les paramètres susmentionnés

$$\text{Trouve : } f, \mu, \beta, \zeta \quad (5.5)$$

$$\text{Minimiser : } OF(f, \mu, \beta, \zeta) = \max \left[\frac{\delta^C(t)}{\delta^{NC}(t)} \right] \quad (5.6)$$

$$\text{Soumise à : } \begin{cases} f^{\min} \leq f \leq f^{\max} \\ \mu^{\min} \leq \mu \leq \mu^{\max} \\ \beta^{\min} \leq \beta \leq \beta^{\max} \\ \zeta^{\min} \leq \zeta \leq \zeta^{\max} \end{cases} \quad (5.7)$$

Le problème d'optimisation est résolu à l'aide d'un code informatique écrit dans l'environnement logiciel *MATLAB version 2019*. Les paramètres de l'algorithme d'optimisation AG sont définies dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 La configuration de l'AG utilisée pour l'optimisation

Nombre de population	Nombre de générations	Tolérance	Croisement	Fraction
200	500	10^{-6}	0.90	1/6

L'objectif de cette étude est de comparer la performance de couplage TMDI dans le contrôle du l'entrechoquement entre deux bâtiments adjacents, dans le cas (i) où les paramètres des TMDI sont optimisés via GA (TMDI-GA), dans le cas (ii) où l'on utilise l'expression analytique développée par Marian *et al.* [3], [58], Marian *et al.* [78] (TMDI-MGA).

Pour une comparaison fidèle entre TMDI optimisé par GA et TMDI utilisant l'expression analytique, nous maintenons le rapport de masse et le rapport d'inertance égaux dans les deux cas. Le tableau 5.4 indique les limites du problème d'optimisation.

Tableau 5.4 Les valeurs limites des paramètres dans l'optimisation de TMDI dispositif

Les paramètres		La valeur minimale	La valeur maximale
f	-	0.5	2.5
μ	(%)	0.1	3
β	(%)	0.1	20
ζ	(%)	1	80

Note. Plusieurs fonctions objectives sont testées tel que (minimiser le déplacement maximal au sommet, la distance de séparation pour éviter l'entrechoquement, le déplacement inter-étage et l'accélération) la meilleure d'entre elles est sélectionnée.

Tandis qu'après avoir terminé l'optimisation, les paramètres optimaux des deux cas sont résumés dans le tableau 5.5.

Tableau 5.5 Les paramètres optimaux de TMDI-GA et TMDI-MGA

Séismes	Cas	μ_{opt} (%)	β_{opt} (%)	f_{opt}	ζ_{opt} (%)
El Centro	TMDI-GA	0.100	19.992	1.163	6.794
	TMDI-MGA	0.100	19.992	0.833	25.048
Hachinohe	TMDI-GA	1.683	20.000	1.089	2.545
	TMDI-MGA	1.683	20.000	0.822	25.850
Northridge	TMDI-GA	0.100	20.000	0.953	6.402
	TMDI-MGA	0.100	20.000	0.833	25.052
Kobe	TMDI-GA	2.867	20.000	0.904	10.701
	TMDI-MGA	2.867	20.000	0.814	26.418

Les résultats optimaux indiqués dans le tableau permettent de constater ce qui suit :

- Le rapport fréquentiel optimale dans le cas de TMDI-GA est supérieure au rapport fréquentiel optimale dans le cas de TMDI-MGA pour les quatre séismes.
- Le taux d'amortissement optimale dans le cas de TMDI-GA est inférieur à taux amortissement optimale dans le cas TMDI-MGA.
- Le rapport de masse optimale varie de 0,1 % à 3 %, tandis que le rapport d'inertance optimale est fixé à 20 % de la masse totale des structures.

5.5 Résultats

Afin d'illustrer l'efficacité du dispositif de contrôle passif TMDI, deux bâtiments adjacents de référence à 8 étages modélisé comme un système à plusieurs degrés de liberté (NDDL) avec masse concentrée, représenté sur la figure 5.4, est sélectionné. Ce modèle de référence a été largement étudié, et plusieurs scénarios de contrôle ont été proposés pour son contrôle des vibrations, Rupakhety *et al.* [45], Abdullah *et al.* [43]. Les propriétés détaillées de tous les étages de ce modèle de référence sont indiquées dans le tableau 5.1. Dans ce cas, le but est que l'inertier puisse coupler deux bâtiments adjacents afin de réduire les vibrations induites par les séismes. Pour cela, deux scénarios sont considérés où le TMDI est placé dans les deux bâtiments adjacents. Cependant, le TMDI est constitué d'un TMD classique situé au sommet dans le bâtiment-1 comprenant une masse attachée au bâtiment-1.

Deux bâtiments adjacents à portique auto stable ont été sélectionnés ; ces bâtiments adjacents à 8 étages ont été utilisés précédemment par Rupakhety *et al.* [45], Abdullah *et al.* [43]. Les bâtiments sont modélisés comme des systèmes à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) et

schématisés dans la figure 5.3. Les propriétés dynamiques de deux bâtiments adjacents, telles que la masse, l'amortissement, la rigidité, et la fréquence naturelle sont résumées dans le tableau 5.4.

L'inerteur avec deux bornes peut être reliée ou connectée à l'étage suivant ou s'étend sur un étage ou plus, au-dessus ou au-dessous de la masse TMD. Motivé par cette polyvalence, le TMDI, peuvent coupler deux bâtiments adjacents. Dans ce cas, le but est que l'inerteur puisse coupler deux bâtiments adjacents afin de réduire les vibrations induites par les séismes. Cependant, un TMDI positionné au niveau du dernier étage du bâtiment-1 et via un inerteur idéal connecté à l'étage situé sous le toit du bâtiment-2 (voir figure 5.4). Pour cela, deux scénarios sont considérés où dans le premier cas, les paramètres du TMDI sont calculés sur la base de l'algorithme génétique et nommés TMDI-GA dans la suite de la mémoire pour éviter une longue réputation de mots. Dans le deuxième cas, les paramètres de TMDI sont estimés à l'aide de l'expression analytique développée dans la littérature par Marian *et al.* [3], [58], Marian *et al.* [78] et nommée TMDI-MGA dans la suite de la mémoire pour éviter une longue réputation aussi. Le cas des bâtiments adjacents sans contrôle (pas de dispositif) sont présentées à la figure 5.3 est également considéré dans cette étude comme une référence et nommé NC dans le reste de l'analyse.

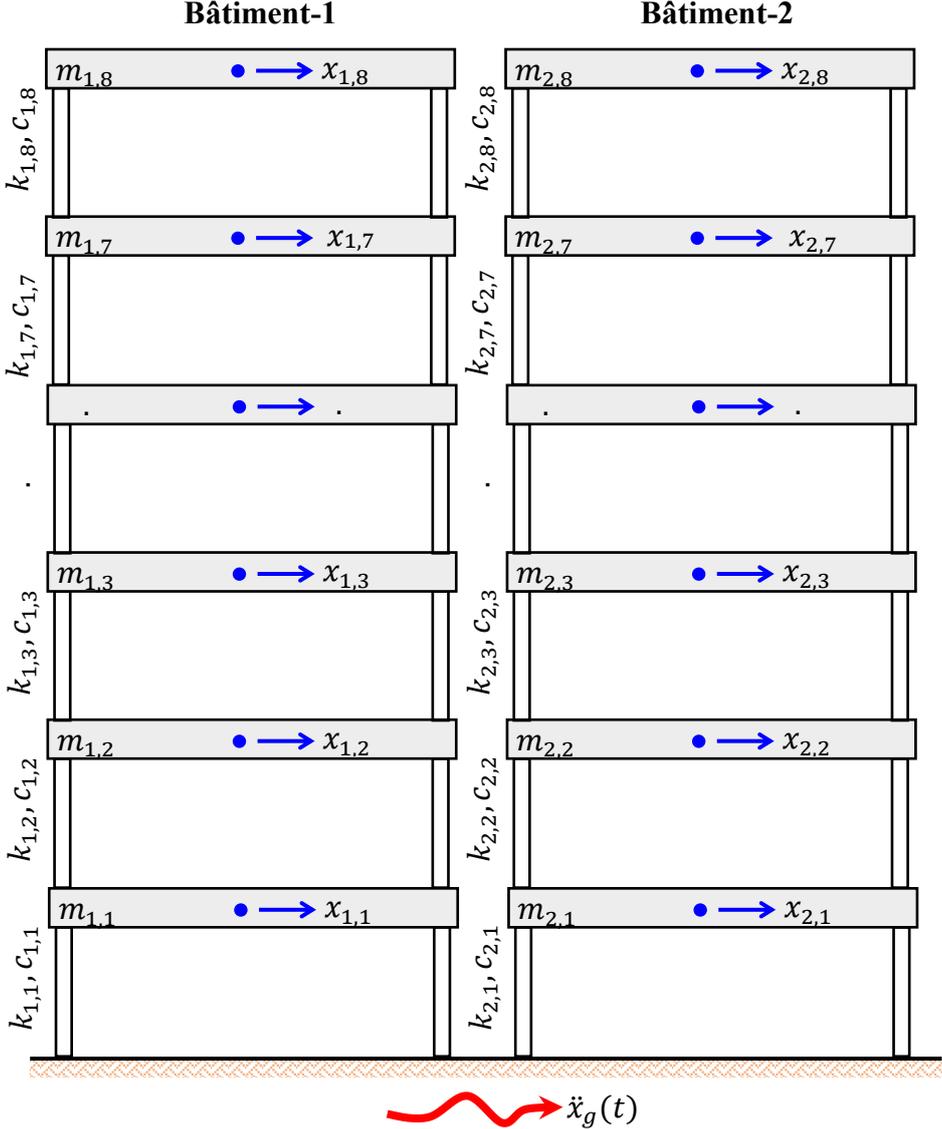


Figure 5.3 Modèle de deux bâtiments adjacents de référence à 8 étages sans contrôle

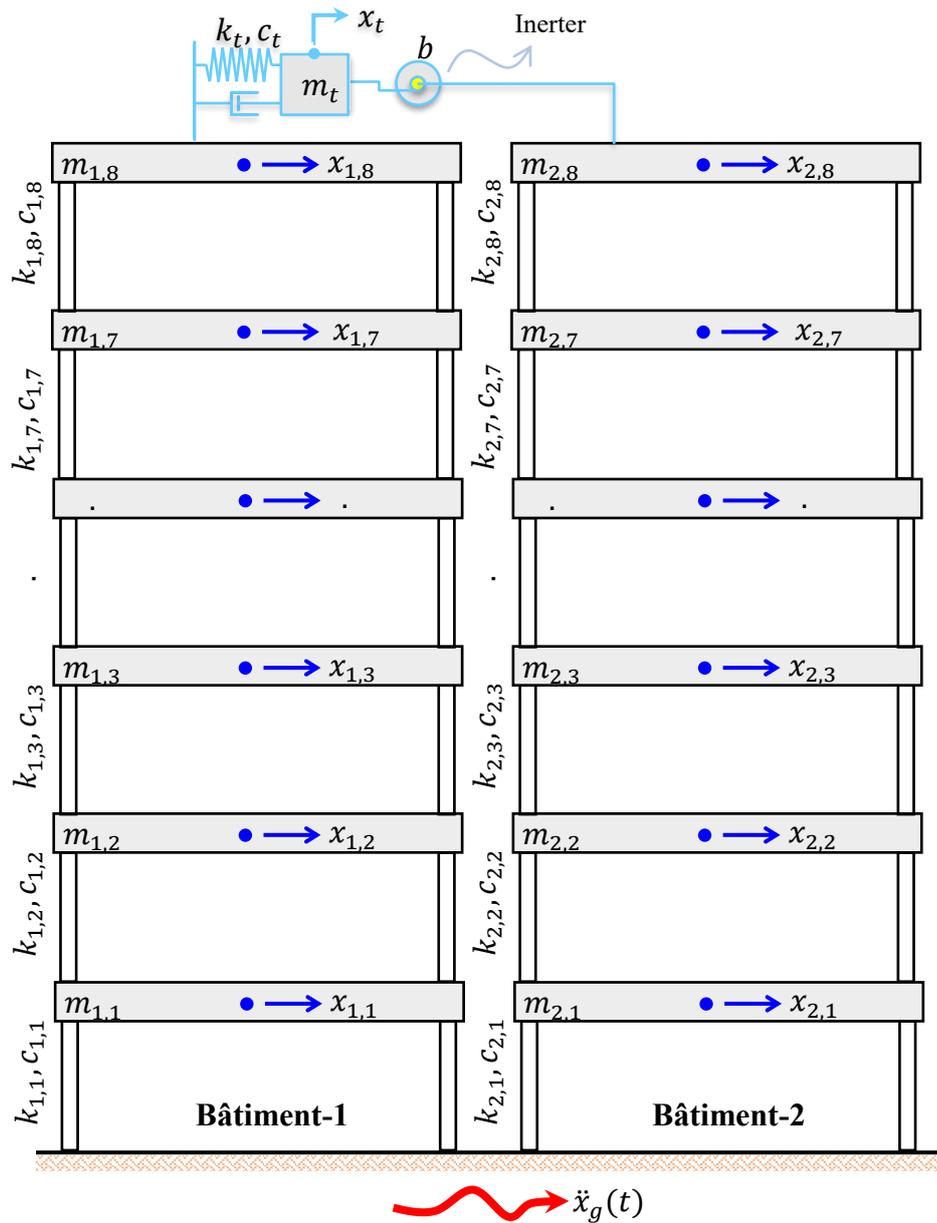
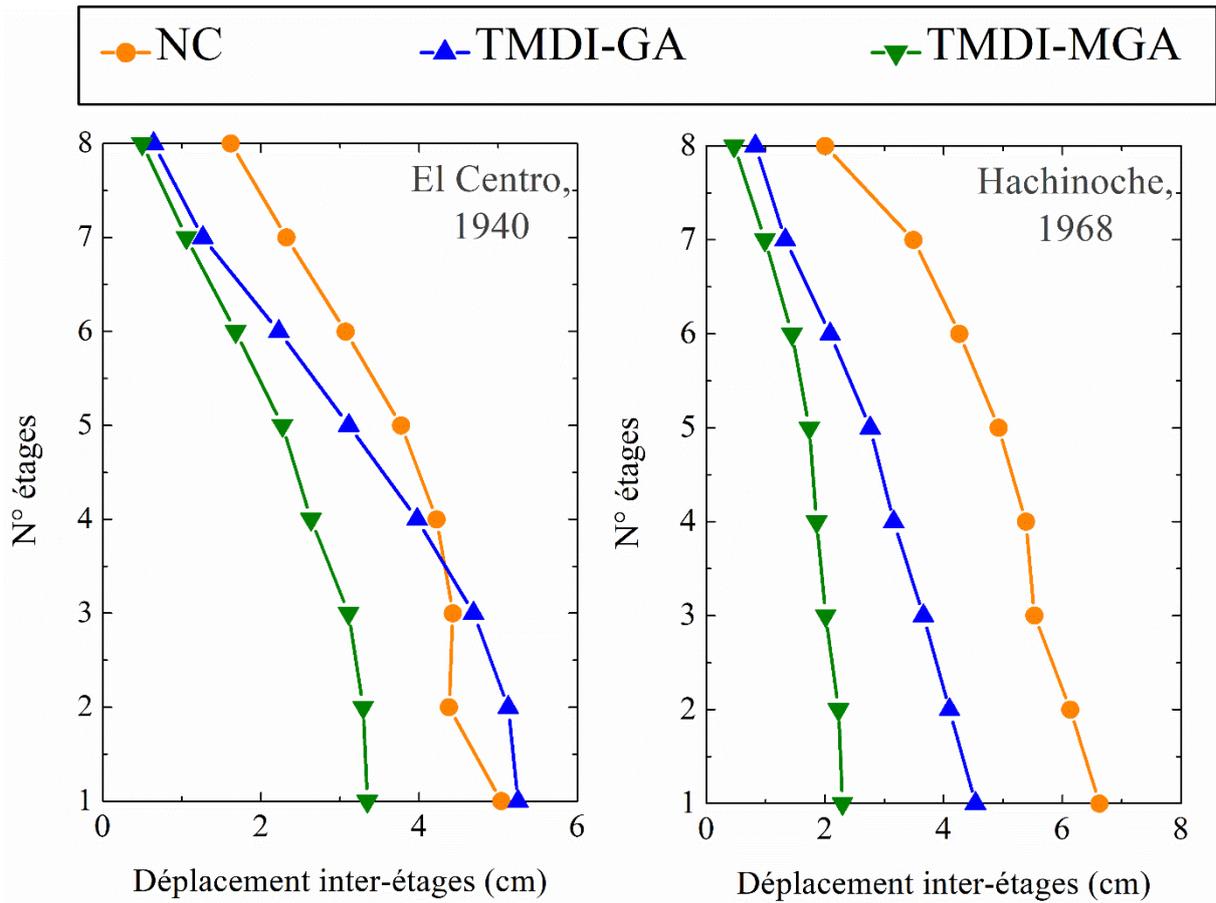


Figure 5.4 Modèle de deux bâtiments adjacents de référence à 8 étages avec contrôle par TMDI

5.5.1 Déplacement inter-étages (bâtiment-1)

La figure 5.5 montre les valeurs maximales des déplacements entre étages dans le bâtiment-1 sous les excitations sismiques de El Centro 1940, Hachinohe 1968, Northridge 1994 et Kobe 1995 où la ligne orange avec le cercle correspond au cas non contrôlé NC, la ligne bleue avec un triangle représente le scénario de contrôle TMDI-GA, et la ligne olive avec un triangle représente le scénario de contrôle TMDI-MGA.

Dans tous les séismes, le scénario de contrôle TMDI-MGA entraînent une réduction supérieure à celle de scénario de contrôle TMDI-GA. Il convient également de mentionner que les valeurs maximales de déplacement absolu entre les étages du cas NC du bâtiment-1 sont généralement observées au premier étage. Dans le cas du NC, on observe que la valeur maximale de déplacement absolu entre les étages sous Northridge et Kobe est deux fois supérieure à celle sous El Centro et Hachinohe.



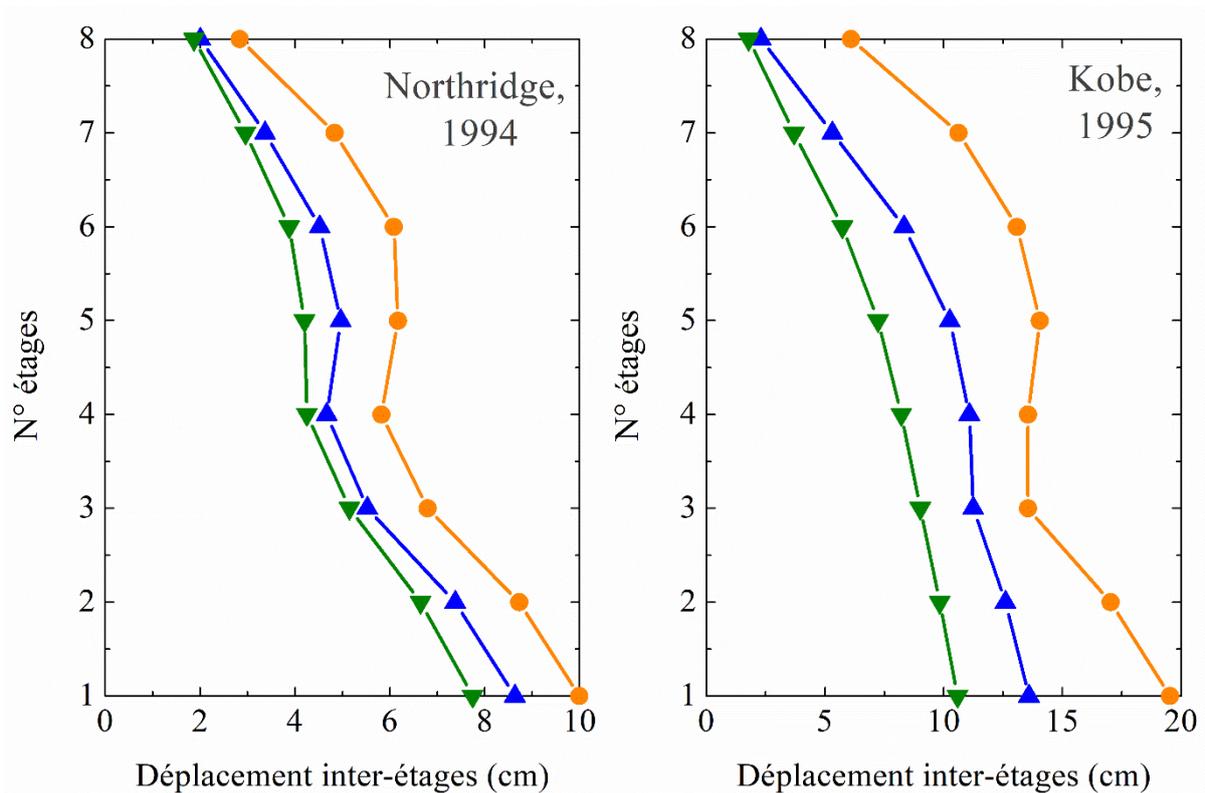


Figure 5.5 Valeurs maximales de déplacement entre les étages de bâtiment-1 sous diverse excitations sismiques

5.5.2 Déplacement inter-étages (bâtiment-2)

La figure 5.6 montre les valeurs maximales des déplacements entre étages dans le bâtiment-2 sous les excitations sismiques de El Centro 1940, Hachinohe 1968, Northridge 1994 et Kobe 1995 où la ligne orange avec le cercle correspond au cas non contrôlé NC, la ligne bleue avec un triangle représente le scénario de contrôle TMDI-GA, et la ligne olive avec un triangle représente le scénario de contrôle TMDI-MGA.

Sous tous les séismes considérés, le pic le plus élevé de déplacement absolu entre les étages du bâtiment 2 du cas NC est observé au niveau du premier étage (à la base). Une légère amplification de la réponse obtenue par le TMDI-GA lors du séisme de Hachinohe.

En général, la réduction de déplacement absolu entre les étages du bâtiment-2 est inférieure à celle du déplacement absolu entre les étages du bâtiment-1.

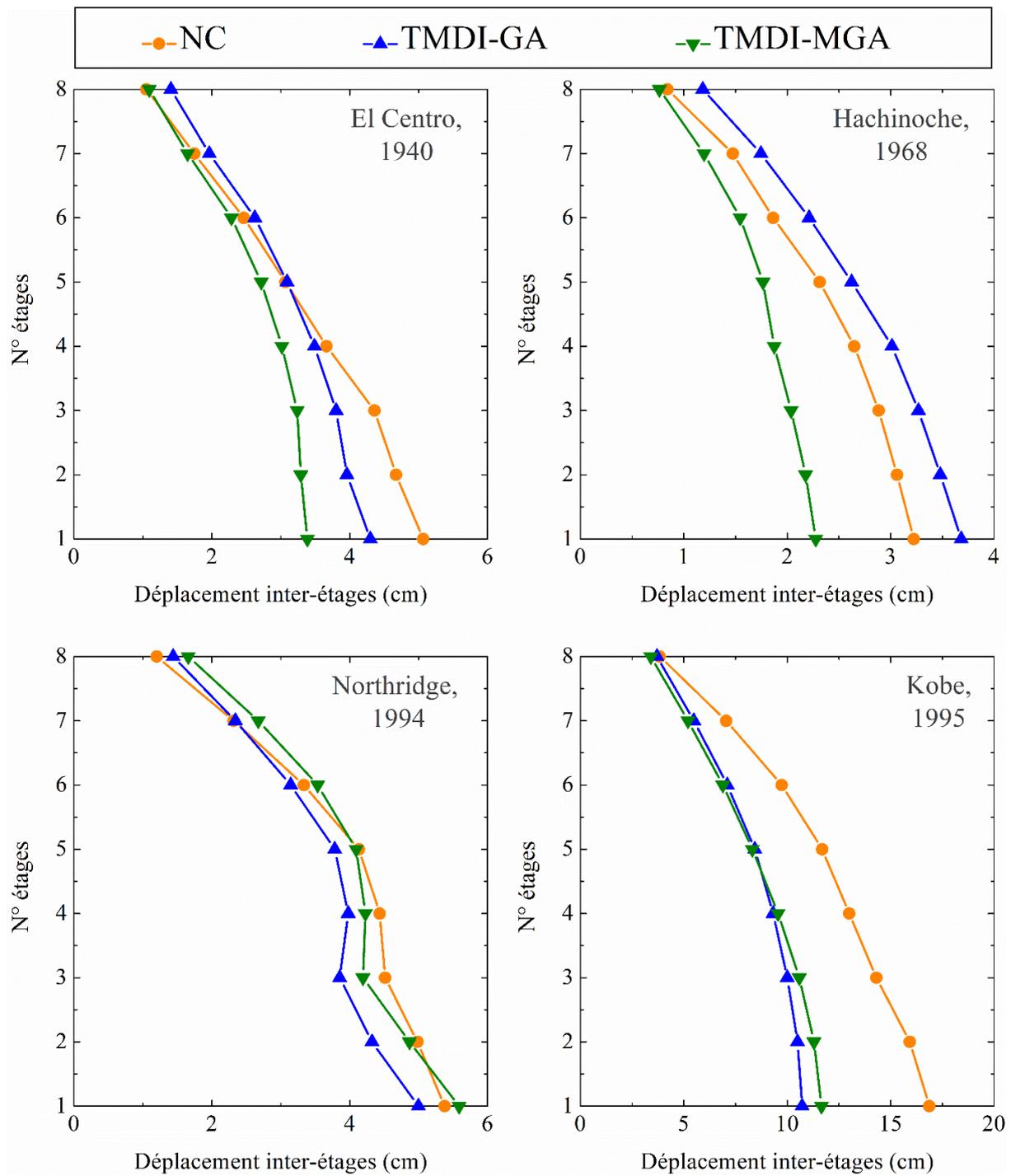


Figure 5.6 Valeurs maximales de déplacement entre les étages de bâtiment-2 sous diverse excitations sismiques

5.5.3 Distance de séparation minimale entre bâtiments adjacents requise pour éviter l'entrechoquement

La figure 5.7 présente la distance minimale de séparation requise pour éviter les valeurs de pic de l'entrechoquement à différents niveaux de l'étage entre deux bâtiments adjacents avec ou sans contrôle soumis aux excitations sismiques considérées. La réduction des valeurs de pic de la distance de l'entrechoquement par rapport à la réponse de la non contrôlée NC est indiquée dans la même figure. Nous continuons à utiliser les mêmes couleurs et symboles que la figure précédente.

On peut constater que le plus grand pic de la distance d'entrechoquement est atteint au niveau du dernier étage (au sommet) dans le scénario NC.

On peut constater que les deux scénarios de contrôle (TMDI-GA, et TMDI-MGA) sont très efficaces dans le contrôle de la distance d'entrechoquement dont une réduction fournie plus de 55% par rapport au cas NC.

La meilleure réduction de la distance d'entrechoquement est fournie par le scénario de contrôle TMDI-GA sous le séisme de Hachinohe qui équivaut à 3.45 cm, qui est égal à 93%.

Dans l'ensemble, la plus grande valeur de pic de la réponse de la distance d'entrechoquement du cas NC est remarquée sous le séisme de Kobe égale à 168 cm.

Le scénario de contrôle TMDI-GA fournit une réduction beaucoup plus significative de la plus grande distance de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement, allant de 66 à ~93%.

Dans deux cas, le scénario de contrôle TMDI-GA apparaît plus performant que le scénario de contrôle TMDI-MGA pour contrôler la distance de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement.

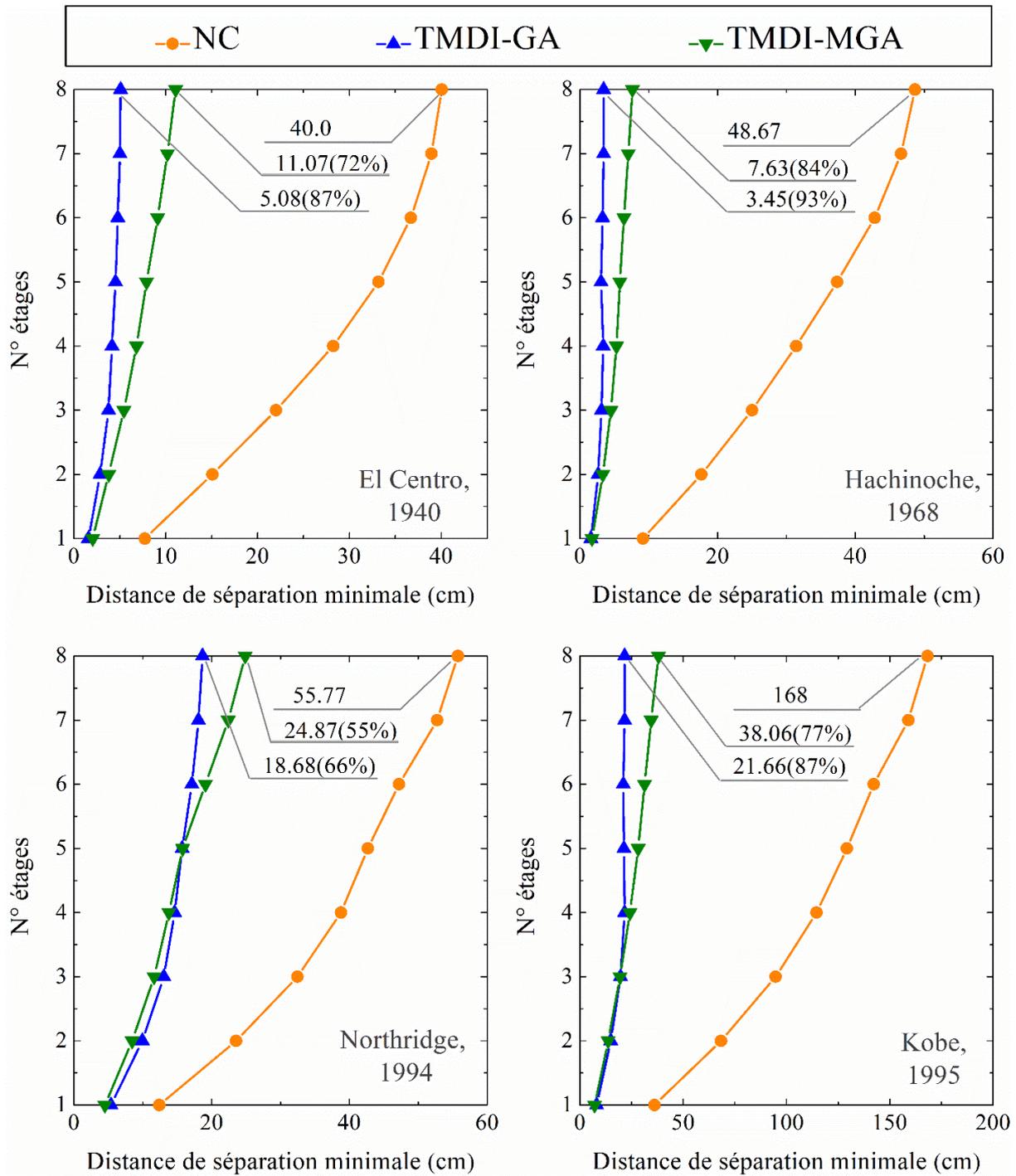


Figure 5.7 Valeur maximales de la distance de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement entre deux bâtiments adjacents sous diverse excitations sismiques

5.5.4 L'effort tranchant (l'effort de cisaillement à la base)

Le paramètre crucial dans la conception d'un bâtiment contre les forces sismiques est l'effort de cisaillement à la base. Le paramètre crucial dans la conception d'un bâtiment contre les forces sismiques est l'effort de cisaillement à la base.

La figure 5.8 présente un histogramme des valeurs maximales de l'effort tranchant pour les deux bâtiments (-1 et -2) avec et sans contrôle (NC, TMDI-GA, et TMDI-MGA) soumis respectivement à quatre enregistrements sismiques réels.

Le TMDI-MGA généralement montré une meilleure performance (l'effort de cisaillement à la base est réduit d'environ 58% sous le séisme de Hachinohe) par rapport aux autres scénarios de contrôle TMDI-GA.

En général, le NC scénario fournissent la plus grande valeur de pic de la réponse de l'effort tranchant sous les séismes considérés est remarquée sous le séisme de Kobe égale à $6.67 \cdot 10^4$ N pour le bâtiment-1 et $10.3 \cdot 10^4$ N pour le bâtiment-2.

Une amplification de valeur de pic de la réponse de l'effort tranchant est observée lors du séisme d'El Centro pour le bâtiment-1.

Dans deux cas, le scénario de contrôle TMDI-MGA apparaît plus performant que le scénario de contrôle TMDI-GA pour contrôler l'effort tranchant à la base sous diverse excitations sismiques pour les deux bâtiments adjacents, sauf pour le bâtiment 2 soumis aux séismes de Northridge et de Kobe, où le TMDI-GA montre des performances supérieures à celles du TMDI-MGA.

En général, la réduction de pic de l'effort tranchant pour les deux bâtiments varie de 2 à 45 % pour le TMDI-GA par rapport au scénario NC. Tandis que la réduction de pic de l'effort tranchant pour les deux bâtiments varie de 17 à 58 % pour le TMDI-MGA par rapport au scénario NC.

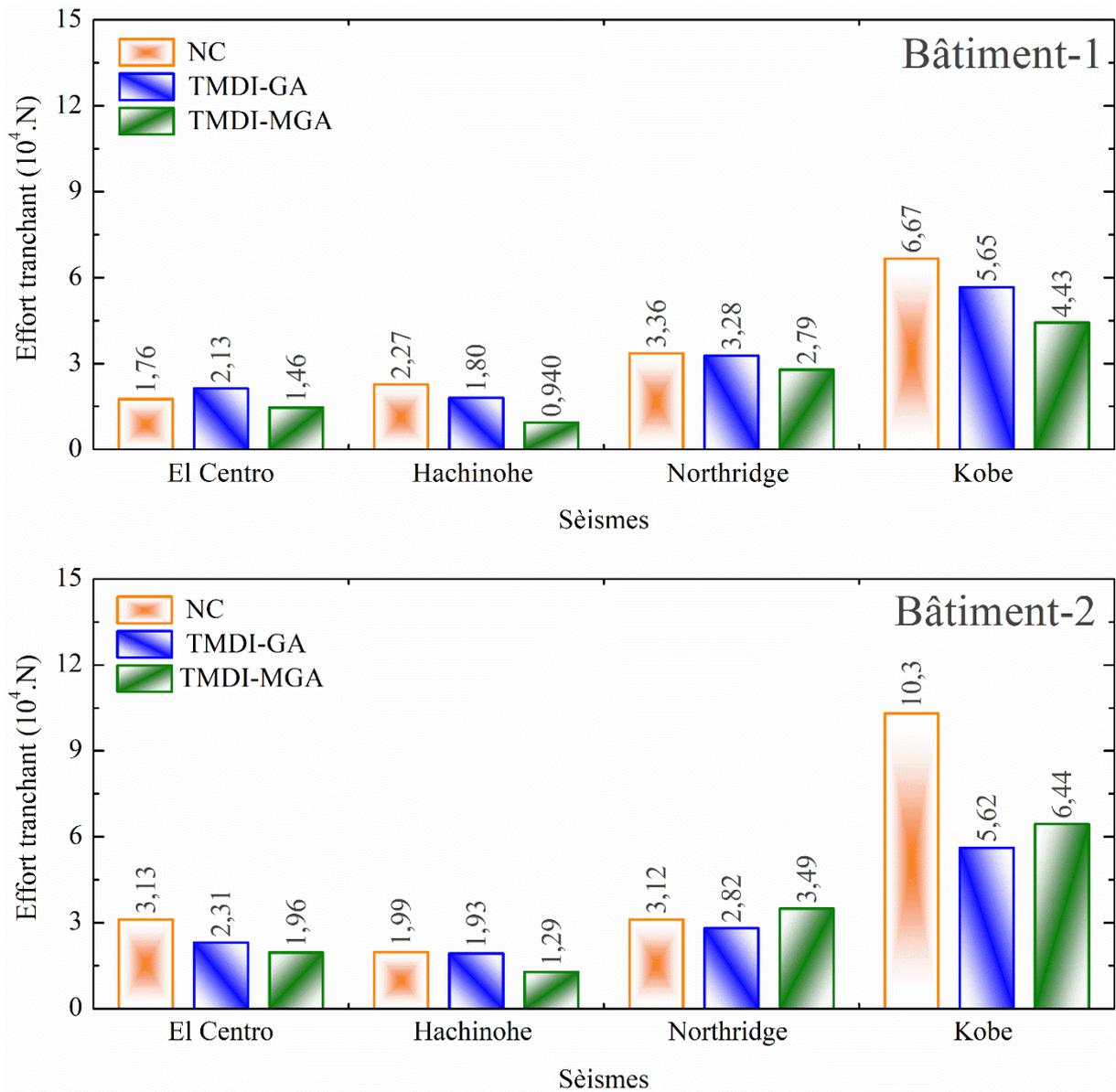


Figure 5.8 Histogrammes des valeurs maximales de l'effort tranchant des deux bâtiments adjacents des trois scenarios (NC, TMDI-GA et TMDI-MGA) soumis aux quatre séismes naturels

5.5.5 Course TMD (la course de la masse secondaire)

La course de la masse secondaire c'est-à-dire le déplacement de pic relatif de la masse TMDI par rapport à l'étage auquel la masse est attachée. TMDI est rarement discutée dans la littérature, malgré le fait qu'elle soit critique pour une conception réaliste [45, 76, 81-83]. La course maximale du TMDI, est déterminée comme $x_t - x_{1,8}$ et tracée dans la figure 5.9, pour les quatre enregistrements sismiques.

Dans la figure 5.9, on constate que le scénario TMDI-MGA donnent un déplacement inférieur que le scénario TMDI-GA.

La quantification de la course maximale de la masse supplémentaire dans les deux scénarios TMDI-GA et TMDI-MGA, qui est d'une importance significative pour l'applicabilité pratique du dispositif d'amortissement TMDI. Dans tous les cas, l'inclusion d'un inerter est très bénéfique pour réduire le déplacement relatif de la masse attachée ;

Comme on peut le constater, la course a varié entre 7 et 60 cm soumis à ces quatre enregistrements sismiques.

En examinant la valeur de la course des scénarios de contrôle TMDI-GA et TMDI-MGA, on constate que le scénario de contrôle TMDI-GA est toujours deux fois plus grand que le scénario de contrôle TMDI-MGA soumis à ces quatre enregistrements sismiques. La raison en est liée à la différence dans la quantité de taux d'amortissement optimale dans les deux scénarios de contrôle (voir tableau 5.5).

Il est intéressant de noter que dans la présente étude, la masse et l'inertance optimale des deux scénarios de contrôle TMDI-GA et TMDI-MGA sont égales.

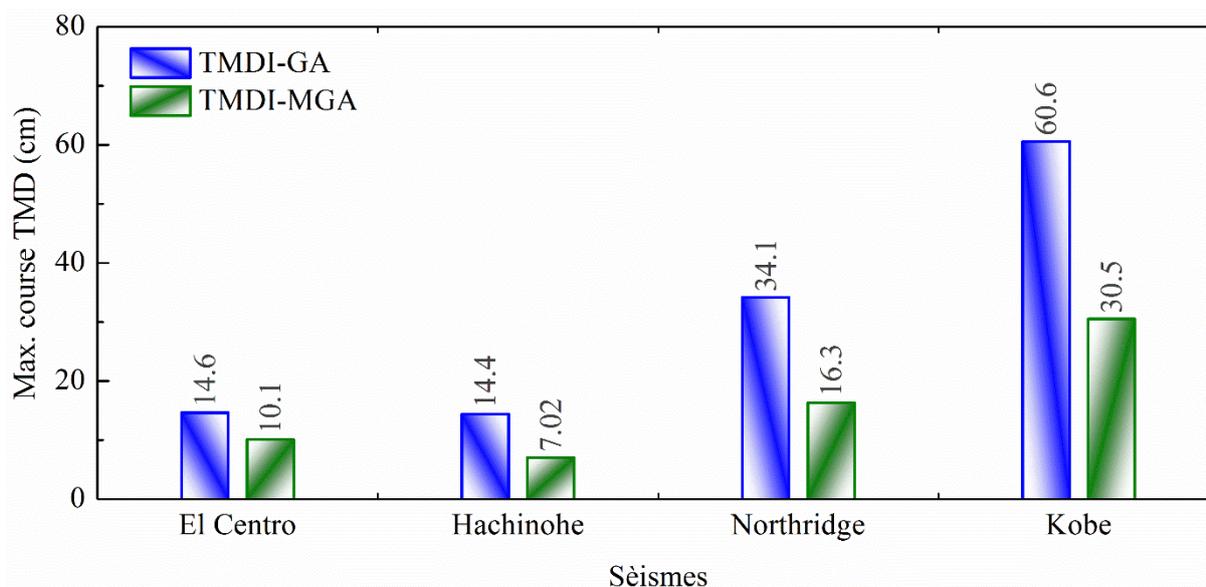


Figure 5.9 Histogrammes des valeurs maximales de course TMD des deux scénarios (TMDI-GA et TMDI-MGA) soumis aux quatre séismes naturels

5.5.6 Force d'inertier

La force maximale d'inertier sont évaluées et comparées pour évaluer la performance de contrôle des deux adjacents bâtiments lors d'actions sismiques.

La figure 5.10 représente la force maximale développée dans l'inertier en fonction de chaque mouvement sismique ; cette force est donnée par $F = b(\ddot{x}_i - \ddot{x}_{2,8})$ qui est le produit de la valeur d'inertance b par l'accélération relative maximale entre les DDL correspondant à la masse attachée et les DDL de dernier étage.

À cet égard, il est important de mesurer la valeur maximale de cette force, car elle doit être absorbée localement par adjacents bâtiments au niveau d'étage.

La force d'inertier maximale la plus élevée est de l'ordre 11.10^3 N obtenue par TMDI-GA soumis au séisme de Kobe.

Il est observé que la force d'inertier varie et s'étend de 2.10^3 N à 11.10^3 N pour les deux cas de contrôle scénarios.

La force d'inertier maximale est toujours supérieure au scénario de contrôle TMDI-GA. Il est intéressant de noter que les deux scénarios de contrôle TMDI-GA et TMDI-MGA ont la même masse d'inertance β optimale.

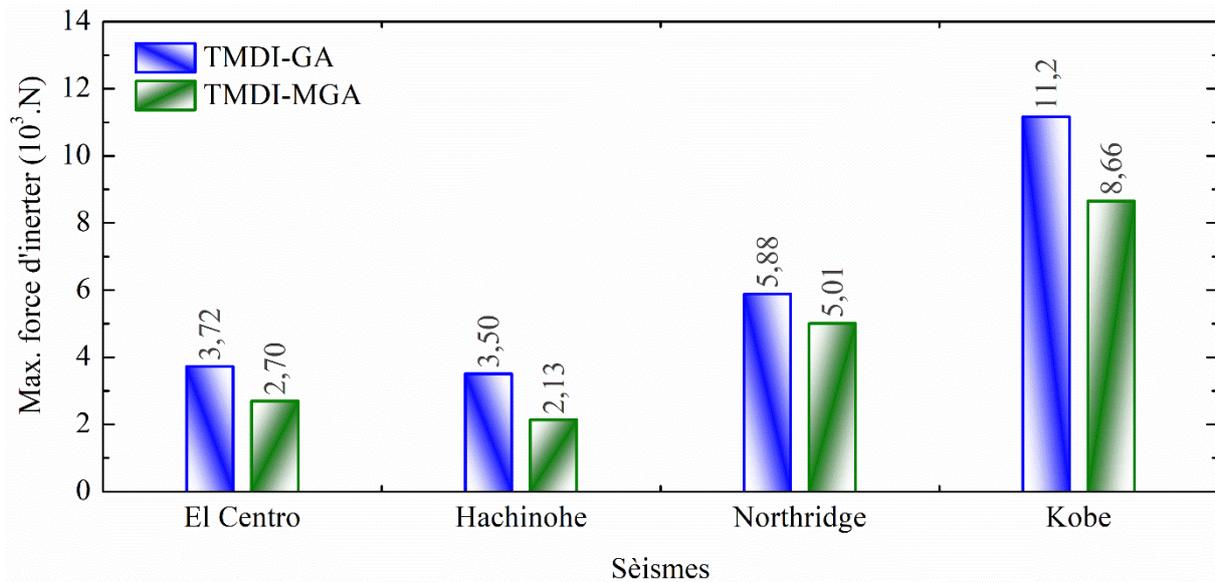


Figure 5.10 Histogrammes des valeurs maximales d'inertier force des deux scénarios (TMDI-GA et TMDI-MGA) soumis aux quatre séismes naturels

5.5.7 Synchronisation/désynchronisation des réponse des bâtiments

Même si les deux bâtiments ont les mêmes hauteurs et nombre d'étages, le fait d'avoir des paramètres (M , K et C) différentes peut causer des vibrations désynchronisées au niveau des étages de même niveau. Dans la figure 5.11, les déplacements au sommet (à 8^{ème} étage) du bâtiment-1 et ceux au sommet (à 8^{ème} étage) du bâtiment-2 sont représentés pour les excitations considérées. La désynchronisation est présente lors des grands déplacements et même lors des petits déplacements ce qui génère un risque d'entrechoquement.

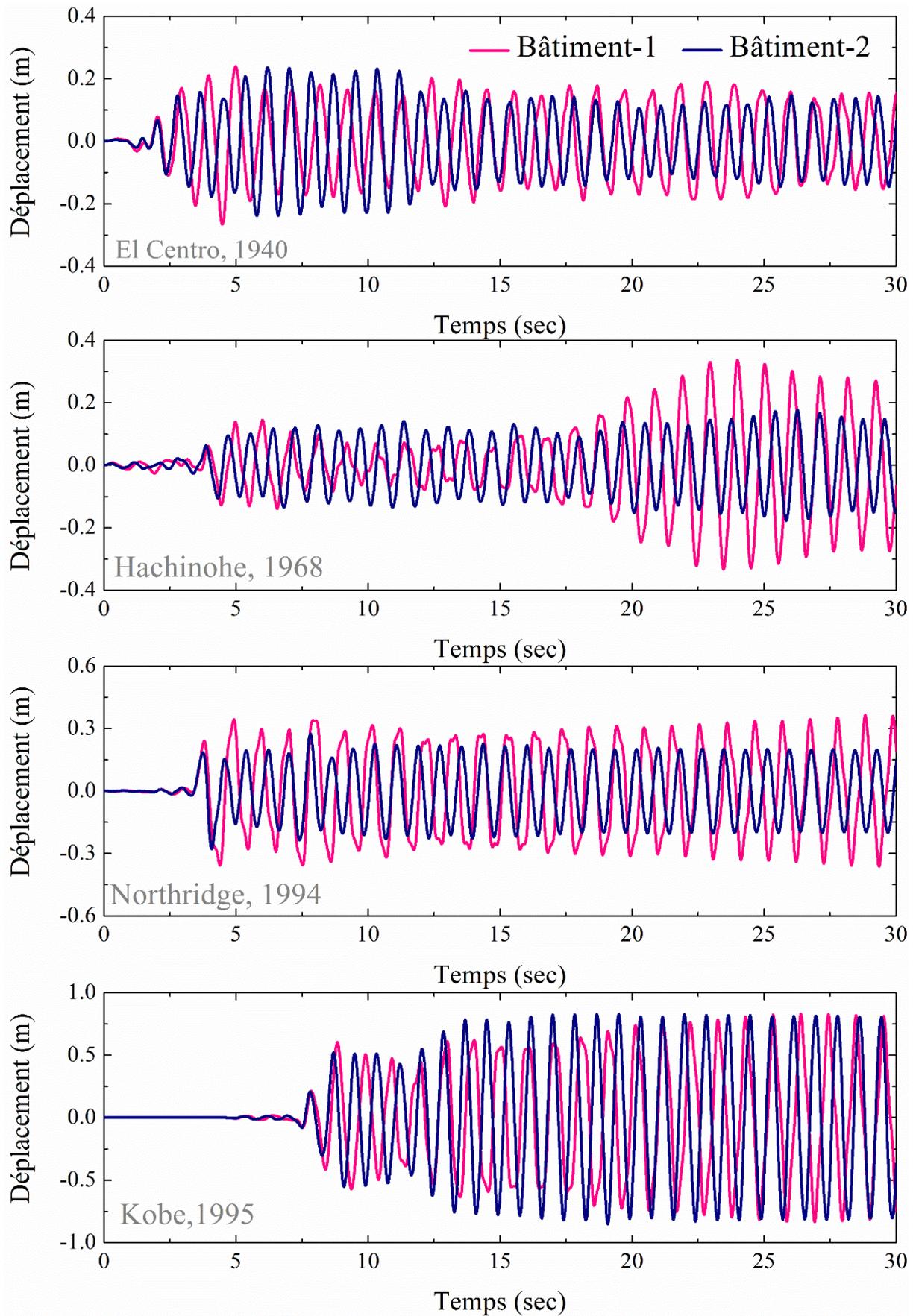


Figure 5.11 Déplacement au sommet du bâtiment-1 et bâtiment-2 sans couplage

La figure 5.12 et 5.13 montre les déplacements au sommet du bâtiment-1 et bâtiment-2 après le couplage avec l'amortisseur TMDI-GA et TMDI-MGA, respectivement. La désynchronisation des réponses est réduite par rapport au cas des bâtiments sans couplage.

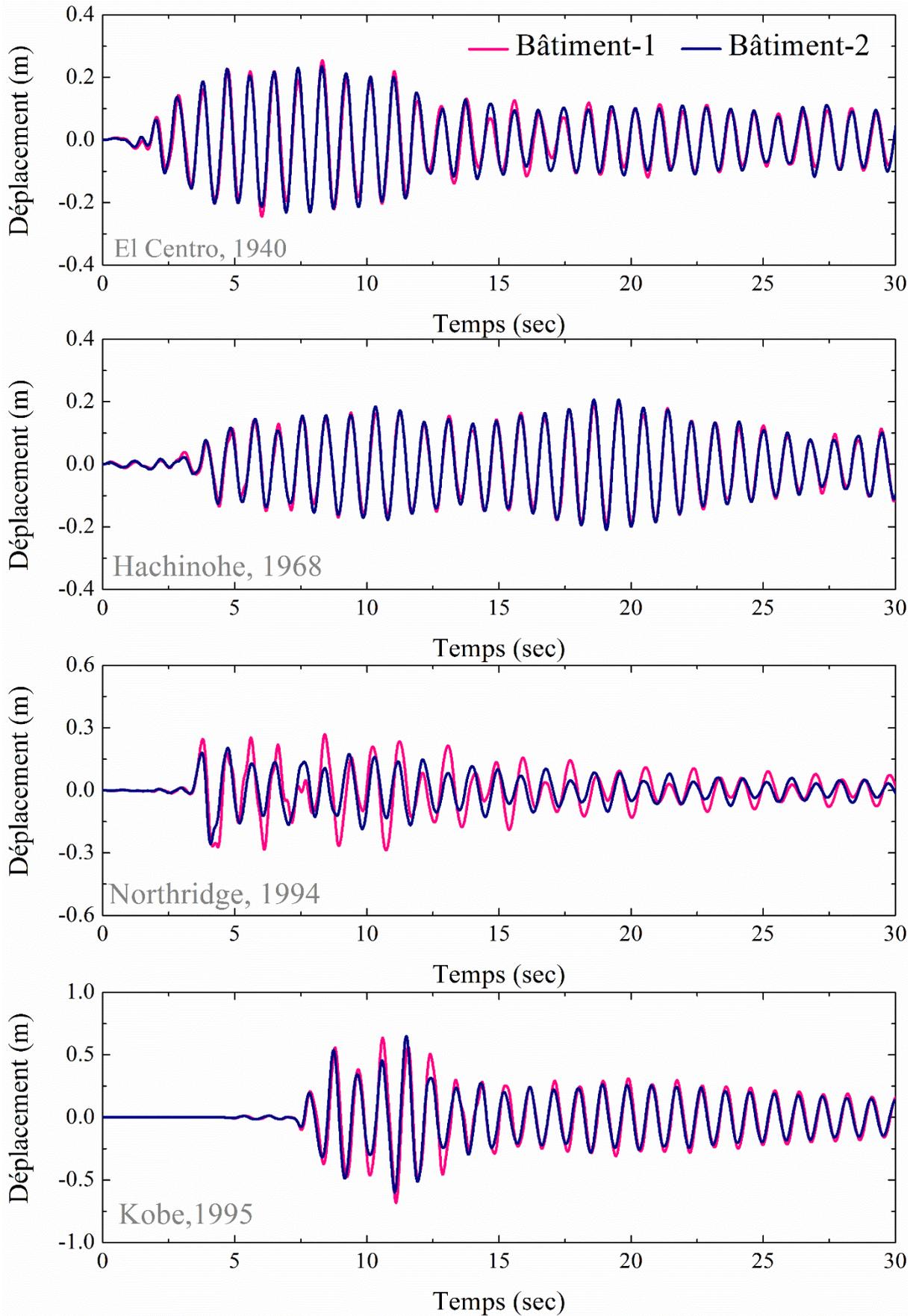


Figure 5.12 Déplacement au sommet du bâtiment-1 et bâtiment-2 couplés, par TMDI-GA

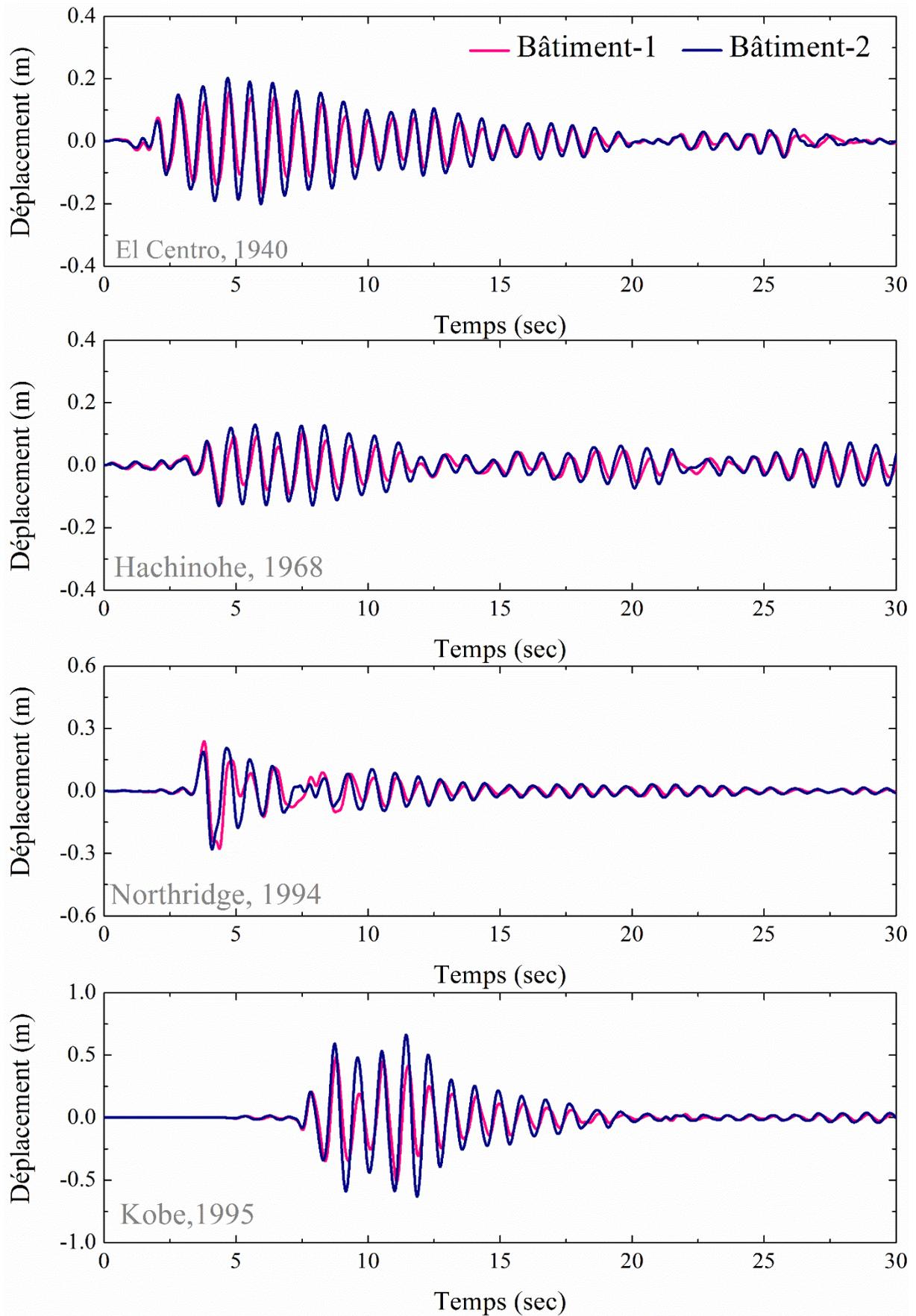


Figure 5.13 Déplacement au sommet du bâtiment-1 et bâtiment-2, couplés, par TMDI-MGA

5.5.8 L'effet de rapport d'inertance sur la distance de séparation minimale pour éviter l'entrechoquement

Dans cette section, l'effet de la variation d'inertance masse sur la réponse des bâtiments adjacents contrôlés est discuté. Pour chaque inertance masse, les paramètres sont optimisés à l'aide de l'optimisation GA dans le cas du TMDI-GA, et calculés à travers de l'expression analytique dans le cas du TMDI-MGA. Il est intéressant de noter que la masse d'inertance varie de 0 à 100%.

L'efficacité des scénarios de contrôle (TMDI-GA et TMDI-MGA) est quantifiée par le rapport de réponse, qui est défini ici comme le rapport entre la réponse maximale des bâtiments adjacents contrôlés et non contrôlés.

Les paramètres optimaux pour chaque inertance des deux scénarios TMDI-GA et TMDI-MGA sont reportés respectivement dans les tableaux A1-A4 (réf. annexe) soumis aux quatre enregistrements sismiques. Plus ce ratio est petit et plus la performance du contrôle est bonne.

Les rapports de réponse pour la distance de séparation correspondant à TMDI-GA et TMDI-MGA sont présentés à la figure 5.14. Les résultats montrent une grande variabilité dans la réduction de la réponse. En général, le rapport de réduction de la réponse de distance de séparation est réduit par l'augmentation de l'inertance masse. Dans l'ensemble, le scénario de contrôle TMDI-GA montre une réduction supérieure du rapport de distance de séparation par rapport au scénario de contrôle TMDI-MGA au regard du scénario NC.

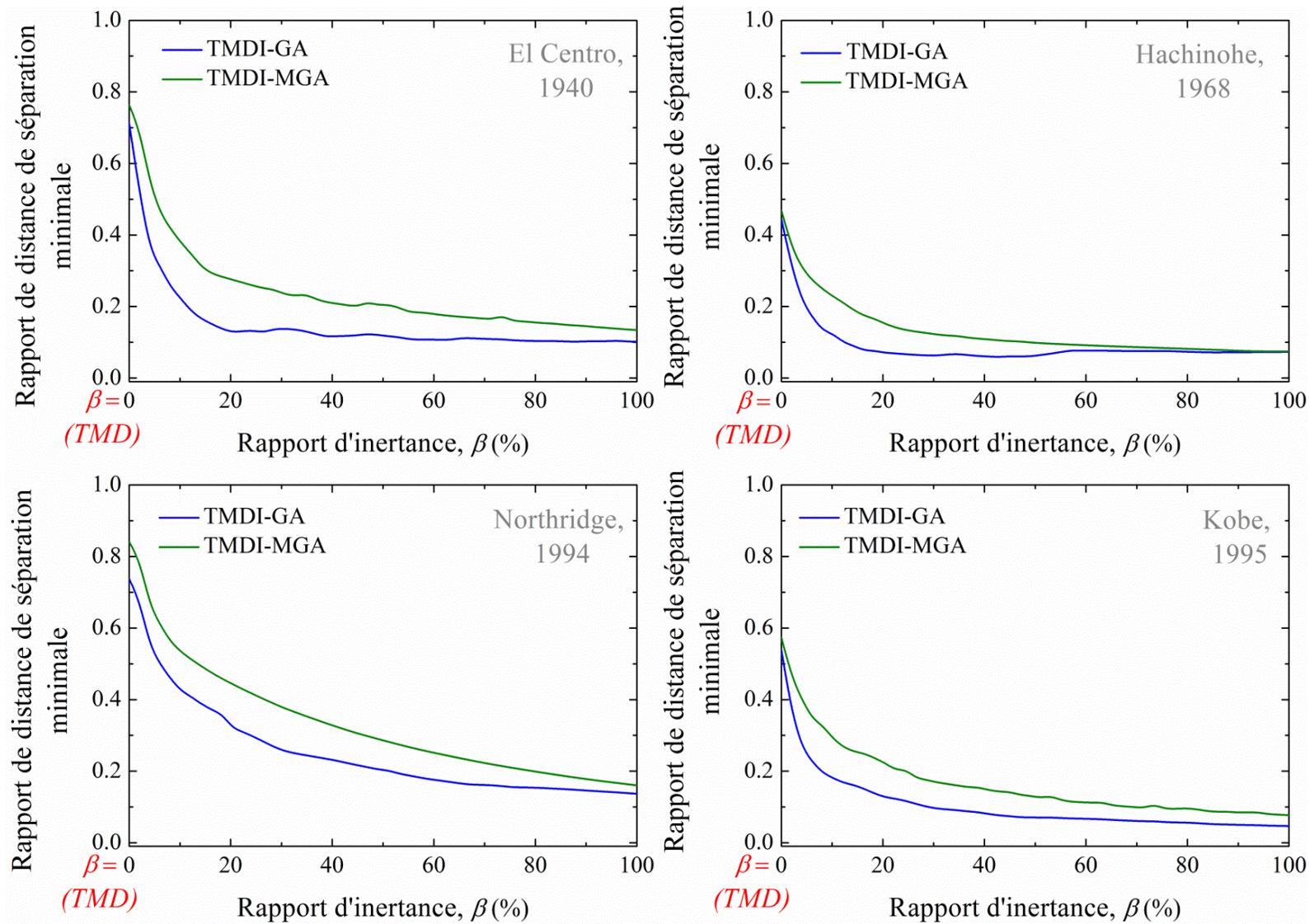


Figure 5.14 Variation du rapport de la distance de séparation minimale en fonction du rapport d'inertance.

5.5.9 L'effet de rapport d'inertance sur la force d'inertier

Ensuite, par la variation de l'inertance masse, la force générée à travers les deux bornes de l'inertier idéal est calculée pour les deux cas scénarios TMDI-GA, TMDI-MGA et présentée dans la figure 5.15.

On observe qu'une augmentation du rapport d'inertance s'accompagne d'une augmentation de la force d'inertier, ce qui est attendu.

Dans l'ensemble, le scénario de contrôle TMDI-GA montre une force d'inertier supérieure du au scénario de contrôle TMDI-MGA soumis aux quatre enregistrements sismiques.

Généralement, la force d'inertier varie de 4.10^6 à 15.10^6 N.

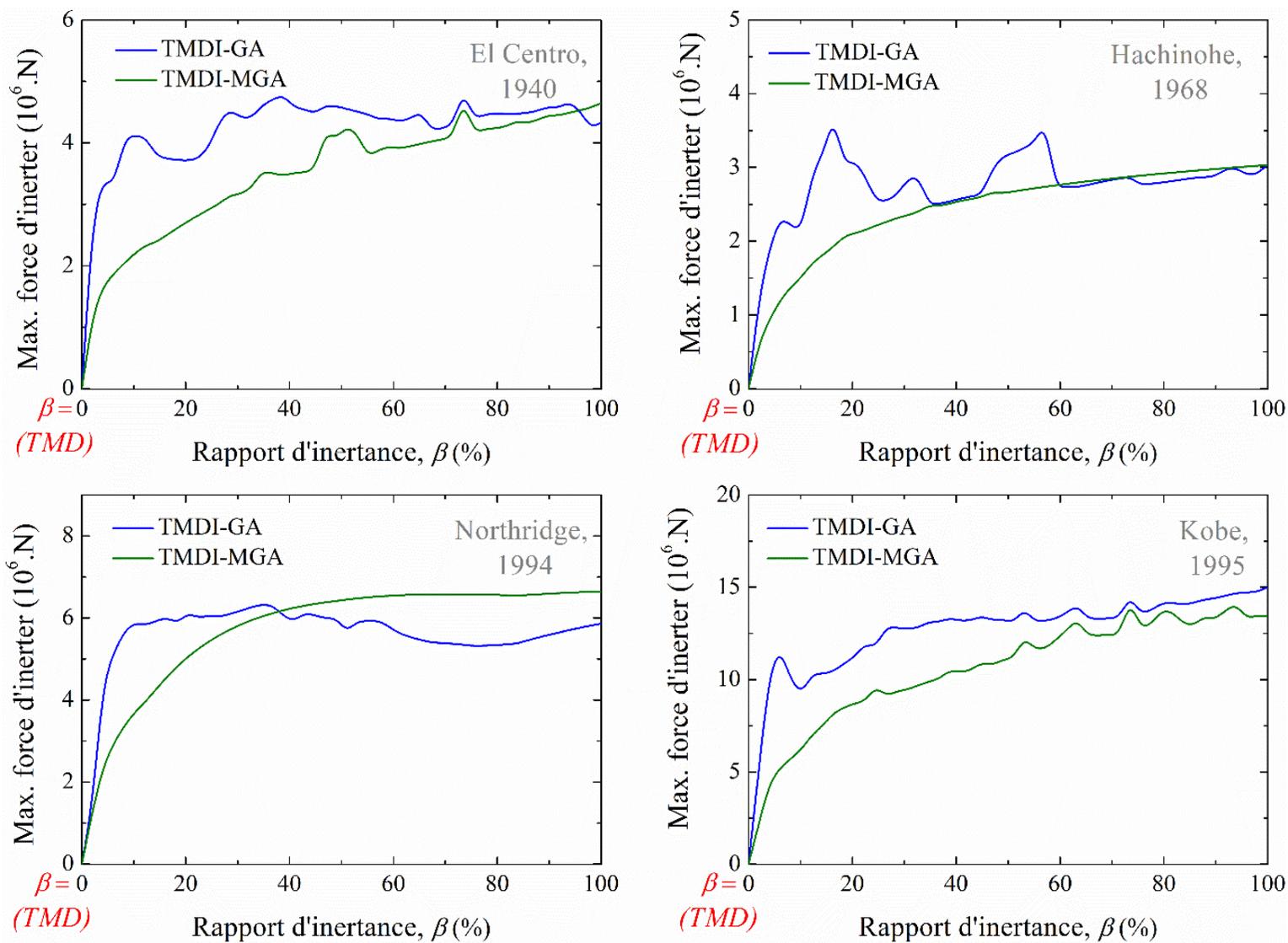


Figure 5.15 Variation de la force d'inertier en fonction du rapport d'inertance.

5.5.10 L'effet de rapport d'inertance masse sur la course TMD

Enfin, la dernière réponse étudiée d'intérêt qui est les déplacements maximaux de la masse secondaire de TMD lorsque l'inertance masse varie de 0 à 100 % pour les deux scénarios de contrôle TMDI-GA et TMDI-MGA sous les quatre excitations sismiques et présentée dans la figure 5.16.

Il est observé que lorsque la valeur d'inertance masse est négligée, le pic déplacement maximale de la masse secondaire élevée est observée pour les deux scénarios et soumis les quatre excitations sismiques.

Ensuite, une augmentation de la valeur d'inertance masse a réduit de manière significative le pic déplacement maximale de la masse secondaire pour les deux scénarios de contrôle TMDI-GA et TMDI-MGA soumis les quatre séismes.

On observe que TMDI-GA fournit toujours une pic déplacement maximale de la masse secondaire supérieure à celle de TMDI-MGA soumis aux quatre enregistrements sismiques.

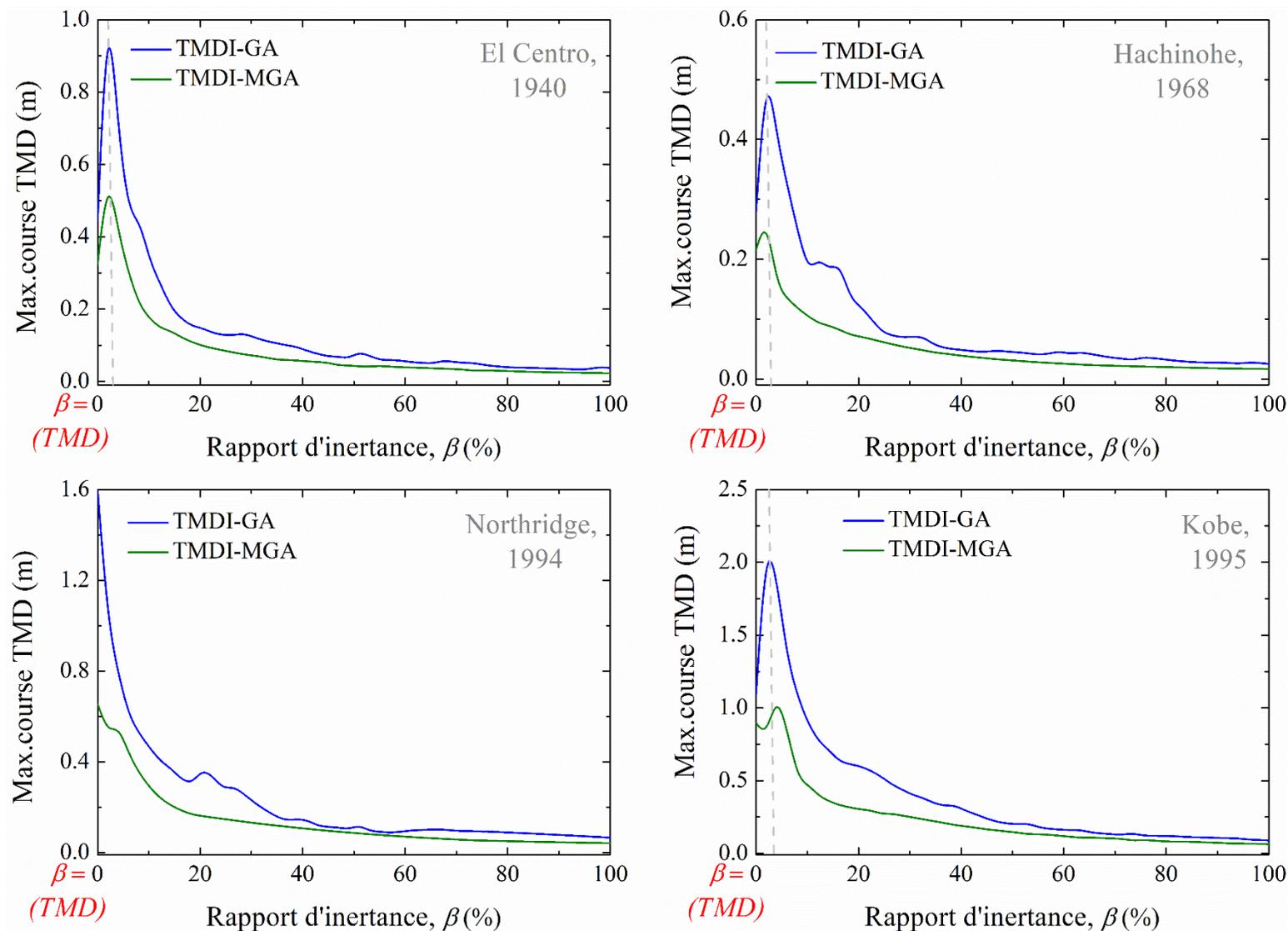


Figure 5.16 Variation de course TMD avec le rapport d'inertance.

5.6 Conclusion

A partir des résultats obtenus pour le contrôle de la réponse des deux bâtiments adjacents couplés/équipés de dispositifs de contrôle passif en comparant plusieurs indicateurs de réponse, dont le déplacement au sommet, l'effort de cisaillement à la base, la course du TMD/TMDI, le déplacement entre les étages, la distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement, et la force générée sont contrôlées par l'installation du TMDI dans adjacent bâtiments (deux bâtiments adjacents de référence de 8 étages pour les deux).

Les résultats ci-dessus permettent de dresser les conclusions suivantes :

- Le fait de définir la fonction objective comme étant le rapport la distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement constitue la meilleure sélection pour réduire les vibrations indésirables du bâtiment adjacent contrôlé.
- Le scénario de contrôle TMDI-MGA démontre une meilleure réduction de déplacement maximale entre les étages du bâtiment 1 et du bâtiment 2, suivi par le scénario de contrôle TMDI-GA.
- Une fois encore, le contrôle de scénario TMDI-GA montre une plus grande réduction et une meilleure performance dans la distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement entre les bâtiments adjacents, suivi par le contrôle de scénario TMDI-MGA.
- Le pic de maximale de l'effort tranchant à la base a été réduit par les deux scénarios de contrôle, bien que le scénario de contrôle TMDI-MGA ait montré une réduction supérieure à celle du scénario de contrôle TMDI-GA, et c'est l'une des raisons qui expliquent la supériorité du TMDI-GA dans le contrôle des autres réponses par rapport au TMDI-MGA.
- C'est l'une des raisons qui expliquent la supériorité de TMDI-GA dans le contrôle des autres réponses par rapport à TMDI-MGA, parce que TMDI nécessite une force d'inertie élevée pour réduire la distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement entre deux bâtiments et un taux d'amortissement plus faible.
- Pour les quatre enregistrements sismiques sélectionnées, le scénario de contrôle TMDI-GA fournit toujours un déplacement de la masse secondaire supérieure à celle du scénario de contrôle TMDI-MGA, même si les deux scénarios de contrôle ont la même inertance masse optimale.
- La force d'inertie générée par le scénario de contrôle TMDI-GA est toujours supérieure à celle du scénario de contrôle TMDI-MGA) soumis aux quatre séismes naturels.

- En raison des paramètres différents des bâtiments, l'entrechoquement peut se produire lors de fortes excitations sismiques. Pour éviter cela, le couplage de deux bâtiments par TMDI améliore la réponse et fait en sorte que les deux bâtiments se déplacent dans la même phase « synchronisation » plutôt qu'en dehors de la phase « désynchronisation ».
- L'effet de la variation d'inertance masse sur le contrôle performance des bâtiments adjacents équipés de TMDI est également discuté, où l'augmentation de la quantité d'inertance masse correspond à la diminution de la réponse d'entrechoquement entre bâtiments adjacents.
- Cependant, l'augmentation de la valeur d'inertance s'accompagne d'une augmentation de la force d'inertier, ce qui permet d'améliorer les performances de contrôle des bâtiments adjacents contrôlés.
- Les pics maximaux de course générée par TMDI est considérablement réduite en augmentant la quantité d'inertance masse.

Conclusion

Générale

Conclusion générale

Ce travail étudie une nouvelle configuration de contrôle des vibrations, à savoir l'amortisseur à masse accordé avec **inertter** (en anglais **tuned mass damper inertter** TMDI), pour la protection sismique des structures. Le TMDI constitue une généralisation du TMD incorporant un dispositif d'amplification de masse en l'occurrence « l'inertter » en plus des éléments d'amortisseur et ressort du TMD pour relier une masse attachée à la structure primaire du bâtiment.

À cette fin, deux bâtiments adjacents de mêmes hauteur et nombre d'étages ont été étudiées et analysées. Les équations différentielles du mouvement des deux bâtiments adjacents modélisés en 2D par la représentation d'état « **State-space** » sont résolues en utilisant la méthode de *Runge Kutta* de 4^{ème} ordre. L'objectif principal de ce travail est de démontrer la performance du nouveau dispositif TMDI dans le couplage des deux bâtiments adjacents.

L'optimisation est effectuée dans le domaine temporel. Un algorithme génétique estime les paramètres de TMDI quel que soit le rapport de masse, le rapport d'inertance, le rapport fréquentiel et le taux d'amortissement optimaux, ce scénario de contrôle étant appelé "TMDI-GA". Ensuite, les mêmes paramètres de TMDI sont calculés à l'aide de l'expression analytique développée dans la littérature, ce scénario de contrôle étant appelé "TMDI-MGA".

Suite à l'étude numérique réalisée dans cette étude, les conclusions suivantes peuvent être faites :

- ✓ La robustesse du nouveau TMDI a été prouvée par l'étude d'un structures adjacents soumises à diverses excitations sismiques en champ lointain et en champ proche.
- ✓ L'effet du TMDI optimise sur la réduction des vibrations d'un structures adjacents (le déplacement et l'effort tranchant à la base) dépend fortement la position de l'inertter entre deux bâtiments, la quantité de la masse d'inertter « inertance », le réglage des paramètres tel que le rapport fréquentiel et le taux d'amortissement aussi.
- ✓ Motivé par la possibilité de coupler deux bâtiments adjacents par un inertter idéal, qui peut être connecté entre deux étages adjacents ou entre l'étage suivant et l'étage inférieur d'un même bâtiment ; Le TMDI pourrait coupler deux bâtiments adjacents et faire en sorte qu'ils se déplacent dans la même phase au lieu d'être désynchronisés, ce qui a été observé dans l'étude.

- ✓ L'inclusion du dispositif inerter réduit considérablement la course de déplacement du TMD, ce qui a été observé dans l'étude.
- ✓ Aussi, le dispositif inerter peut être introduit dans une structure existante équipée d'un TMD sans changer la masse attachée et permettra probablement d'améliorer la réponse.
- ✓ D'un point de vue pratique, il est évident que l'inclusion du dispositif inerter est plus avantageuse pour les masses attachées relativement petites.
- ✓ Les résultats numériques obtenus dans TMDI-GA et TMDI-MGA qui se réfèrent à TMDI couplé ; indiquent que les deux scénarios de contrôle TMDI-GA et TMDI-MGA contrôlent efficacement le risque d'entrechoquement et le déplacement entre les étages de deux bâtiments adjacents.
- ✓ Dans les deux scénarios de contrôle TMDI-GA et TMDI-MGA, une inertance masse légère dans le TMDI produit un déplacement de course élevé, et vice versa, une inertance masse pondérée dans un dispositif TMDI produit un déplacement de course plus faible.
- ✓ La force de résistance de l'inerter dépend principalement de la quantité d'inertance masse utilisée.
- ✓ Il a été prouvé que l'utilisation de l'inerter conjointement avec le TMD selon la configuration dynamique du TMDI est une stratégie de contrôle structurel très efficace impliquant une masse relativement petite, lorsqu'il est couplé deux bâtiments adjacents ou plus et l'inerter directement connecté deux étages adjacents.

ANNEXE A

Tableau A1. Paramètres optimaux des scénarios de contrôle des deux cas de TMDI en fonction du rapport d'inertance soumis au séisme d'El Centro, en 1940

TMDI-GA				TMDI-MGA			
μ	β	f	ζ	μ	β	f	ζ
3.000	0.000	0.929	12.377	3.000	0.000	0.971	10.450
0.441	2.041	1.145	1.643	0.441	2.041	0.976	9.530
0.101	4.082	1.144	1.854	0.101	4.082	0.960	12.270
0.210	6.122	1.116	3.876	0.210	6.122	0.940	14.944
1.020	8.163	1.075	1.002	1.020	8.163	0.916	17.760
1.118	10.204	1.125	2.634	1.118	10.204	0.898	19.529
1.128	12.245	1.124	2.838	1.128	12.245	0.882	21.032
0.101	14.286	1.176	4.666	0.101	14.286	0.874	21.717
0.100	16.327	1.183	5.697	0.100	16.327	0.859	23.002
0.100	18.367	1.184	6.168	0.100	18.367	0.844	24.178
0.100	20.408	1.143	7.628	0.100	20.408	0.830	25.262
0.102	22.449	1.144	8.373	0.102	22.449	0.816	26.269
0.105	24.490	1.154	7.885	0.105	24.490	0.803	27.208
0.167	26.531	1.169	4.797	0.167	26.531	0.789	28.110
0.502	28.571	1.118	4.135	0.502	28.571	0.775	29.063
0.100	30.612	1.122	5.894	0.100	30.612	0.765	29.683
0.291	32.653	1.121	7.515	0.291	32.653	0.752	30.484
1.517	34.694	1.102	6.401	1.517	34.694	0.734	31.574
0.938	36.735	1.138	5.605	0.938	36.735	0.726	32.033
0.362	38.776	1.160	4.477	0.362	38.776	0.719	32.478
0.315	40.816	1.178	7.077	0.315	40.816	0.709	33.059
0.102	42.857	1.212	8.630	0.102	42.857	0.700	33.569
0.100	44.898	1.223	12.070	0.100	44.898	0.690	34.114
2.963	46.939	1.104	10.137	2.963	46.939	0.667	35.332
2.138	48.980	1.147	10.425	2.138	48.980	0.662	35.616
2.969	51.020	0.973	10.314	2.969	51.020	0.649	36.260
2.100	53.061	1.035	11.999	2.100	53.061	0.644	36.512
0.126	55.102	1.200	10.165	0.126	55.102	0.644	36.527
0.504	57.143	1.139	14.098	0.504	57.143	0.634	37.031
0.549	59.184	1.133	15.068	0.549	59.184	0.626	37.448
0.107	61.225	1.169	16.548	0.107	61.225	0.620	37.757
0.100	63.265	1.178	16.273	0.100	63.265	0.612	38.138
0.101	65.306	1.206	12.846	0.101	65.306	0.605	38.508
0.101	67.347	1.039	19.619	0.101	67.347	0.597	38.865
0.101	69.388	1.055	20.108	0.101	69.388	0.590	39.210
0.124	71.429	1.076	20.229	0.124	71.429	0.583	39.548
2.720	73.469	1.064	11.265	2.720	73.469	0.568	40.269
0.147	75.510	1.135	19.911	0.147	75.510	0.569	40.189

0.240	77.551	1.168	18.921	0.240	77.551	0.562	40.507
0.179	79.592	1.201	17.867	0.179	79.592	0.556	40.792
0.136	81.633	1.211	17.712	0.136	81.633	0.550	41.072
0.374	83.674	1.178	18.911	0.374	83.674	0.543	41.382
0.109	85.714	1.188	20.167	0.109	85.714	0.538	41.617
0.156	87.755	1.192	19.707	0.156	87.755	0.532	41.885
0.275	89.796	1.209	18.276	0.275	89.796	0.526	42.155
0.108	91.837	1.195	20.833	0.108	91.837	0.521	42.383
0.105	93.878	1.251	18.457	0.105	93.878	0.516	42.624
0.101	95.918	1.142	25.213	0.101	95.918	0.510	42.859
0.102	97.959	0.907	37.514	0.102	97.959	0.505	43.089
0.261	100.000	0.937	37.104	0.261	100.000	0.499	43.329

Tableau A2. Paramètres optimaux des scénarios de contrôle des deux cas de TMDI en fonction du rapport d'inertance soumis au séisme Hachinohe, en 1968

TMDI-GA				TMDI-MGA			
μ	β	f	ζ	μ	β	f	ζ
3.000	0.000	0.905	15.987	3.000	0.000	0.971	10.451
1.448	2.041	1.103	4.651	1.448	2.041	0.966	11.243
2.883	4.082	1.068	2.881	2.883	4.082	0.935	15.625
2.778	6.122	1.052	1.899	2.778	6.122	0.918	17.507
2.885	8.163	1.022	3.279	2.885	8.163	0.901	19.316
3.000	10.204	0.999	6.162	3.000	10.204	0.883	20.914
3.000	12.245	1.014	3.557	3.000	12.245	0.868	22.272
1.909	14.286	1.073	3.027	1.909	14.286	0.861	22.862
1.517	16.327	1.083	1.190	1.517	16.327	0.849	23.829
1.887	18.367	1.079	5.017	1.887	18.367	0.832	25.132
1.111	20.408	1.116	4.745	1.111	20.408	0.823	25.770
0.543	22.449	1.142	6.640	0.543	22.449	0.813	26.477
0.439	24.490	1.156	11.063	0.439	24.490	0.800	27.355
0.267	26.531	1.164	11.964	0.267	26.531	0.789	28.152
0.250	28.571	1.164	11.612	0.250	28.571	0.776	28.965
0.122	30.612	1.167	9.831	0.122	30.612	0.765	29.691
0.102	32.653	1.148	9.324	0.102	32.653	0.753	30.418
0.565	34.694	1.098	15.868	0.565	34.694	0.739	31.266
0.138	36.735	1.119	18.148	0.138	36.735	0.731	31.784
0.107	38.776	1.134	17.203	0.107	38.776	0.720	32.402
0.148	40.816	1.136	17.372	0.148	40.816	0.709	33.011
0.101	42.857	1.158	16.538	0.101	42.857	0.700	33.569
0.102	44.898	1.125	17.197	0.102	44.898	0.690	34.114
0.425	46.939	1.170	12.035	0.425	46.939	0.679	34.717
0.101	48.980	1.210	9.873	0.101	48.980	0.671	35.137
0.102	51.020	1.213	10.296	0.102	51.020	0.662	35.617
0.101	53.061	1.222	10.178	0.101	53.061	0.653	36.078
0.101	55.102	1.251	9.800	0.101	55.102	0.644	36.521

0.102	57.143	1.265	5.929	0.102	57.143	0.636	36.948
0.102	59.184	0.890	27.788	0.102	59.184	0.628	37.360
0.102	61.225	0.919	31.280	0.102	61.225	0.620	37.756
0.102	63.265	0.864	30.207	0.102	63.265	0.612	38.139
0.100	65.306	0.874	32.603	0.100	65.306	0.605	38.508
0.101	67.347	0.885	35.376	0.101	67.347	0.597	38.865
0.100	69.388	0.898	38.678	0.100	69.388	0.590	39.210
0.100	71.429	0.914	38.792	0.100	71.429	0.583	39.545
0.100	73.469	0.932	42.041	0.100	73.469	0.576	39.868
0.100	75.510	0.631	61.188	0.100	75.510	0.569	40.182
0.101	77.551	0.626	63.627	0.101	77.551	0.563	40.486
0.100	79.592	0.606	70.163	0.100	79.592	0.557	40.781
0.102	81.633	0.594	75.075	0.102	81.633	0.550	41.068
0.101	83.674	0.583	79.961	0.101	83.674	0.544	41.346
0.100	85.714	0.600	80.000	0.100	85.714	0.538	41.616
0.100	87.755	0.594	80.000	0.100	87.755	0.532	41.878
0.100	89.796	0.588	80.000	0.100	89.796	0.527	42.134
0.100	91.837	0.843	54.452	0.100	91.837	0.521	42.382
0.101	93.878	0.855	57.576	0.101	93.878	0.516	42.624
0.100	95.918	0.575	80.000	0.100	95.918	0.510	42.859
0.100	97.959	0.571	80.000	0.100	97.959	0.505	43.089
0.100	100.000	0.892	53.071	0.100	100.000	0.500	43.312

Tableau A3. Paramètres optimaux des scénarios de contrôle des deux cas de TMDI en fonction du rapport d'inertance soumis au séisme Northridge, en 1994

TMDI-GA				TMDI-MGA			
μ	β	f	ζ	μ	β	f	ζ
3.000	0.000	0.778	2.026	3.000	0.000	0.971	10.451
2.999	2.041	0.822	6.465	2.999	2.041	0.952	13.413
0.101	4.082	1.219	1.001	0.101	4.082	0.960	12.269
0.100	6.122	1.227	1.000	0.100	6.122	0.941	14.822
0.101	8.163	1.193	1.000	0.101	8.163	0.924	16.919
0.101	10.204	1.161	1.374	0.101	10.204	0.907	18.718
0.101	12.245	1.122	4.108	0.101	12.245	0.890	20.300
0.101	14.286	1.090	5.610	0.101	14.286	0.874	21.717
0.101	16.327	1.095	7.449	0.101	16.327	0.859	23.002
0.102	18.367	1.045	9.746	0.102	18.367	0.844	24.179
0.100	20.408	0.937	3.722	0.100	20.408	0.830	25.262
0.102	22.449	0.920	4.962	0.102	22.449	0.816	26.269
0.100	24.490	0.955	7.785	0.100	24.490	0.803	27.205
0.101	26.531	0.906	6.259	0.101	26.531	0.790	28.083
0.100	28.571	0.926	7.488	0.100	28.571	0.777	28.907
0.103	30.612	0.966	9.636	0.103	30.612	0.765	29.684
0.101	32.653	1.009	11.605	0.101	32.653	0.753	30.417
0.101	34.694	1.056	13.542	0.101	34.694	0.742	31.113
0.102	36.735	1.077	15.721	0.102	36.735	0.731	31.773

0.101	38.776	0.994	16.922	0.101	38.776	0.720	32.400
0.101	40.816	0.953	17.593	0.101	40.816	0.710	32.998
0.100	42.857	1.025	20.648	0.100	42.857	0.700	33.568
0.101	44.898	1.009	21.776	0.101	44.898	0.690	34.114
0.104	46.939	0.981	22.226	0.104	46.939	0.680	34.637
0.100	48.980	0.985	23.478	0.100	48.980	0.671	35.136
0.100	51.020	0.877	19.951	0.100	51.020	0.662	35.616
0.100	53.061	0.959	24.308	0.100	53.061	0.653	36.078
0.102	55.102	0.958	24.908	0.102	55.102	0.644	36.522
0.103	57.143	0.965	25.815	0.103	57.143	0.636	36.949
0.100	59.184	0.915	23.836	0.100	59.184	0.628	37.359
0.107	61.225	0.863	21.188	0.107	61.225	0.620	37.757
0.100	63.265	0.841	20.065	0.100	63.265	0.612	38.138
0.100	65.306	0.819	18.856	0.100	65.306	0.605	38.508
0.100	67.347	0.803	18.302	0.100	67.347	0.597	38.865
0.100	69.388	0.796	19.878	0.100	69.388	0.590	39.210
0.101	71.429	0.788	21.072	0.101	71.429	0.583	39.545
0.100	73.469	0.780	21.585	0.100	73.469	0.576	39.868
0.100	75.510	0.771	21.219	0.100	75.510	0.569	40.182
0.100	77.551	0.766	23.273	0.100	77.551	0.563	40.486
0.101	79.592	0.761	25.352	0.101	79.592	0.557	40.781
0.100	81.633	0.755	27.432	0.100	81.633	0.550	41.067
0.100	83.674	0.749	29.501	0.100	83.674	0.544	41.345
0.103	85.714	0.743	31.559	0.103	85.714	0.538	41.616
0.101	87.755	0.737	33.589	0.101	87.755	0.532	41.878
0.100	89.796	0.730	35.585	0.100	89.796	0.527	42.134
0.101	91.837	0.725	37.517	0.101	91.837	0.521	42.382
0.100	93.878	0.720	39.662	0.100	93.878	0.516	42.624
0.101	95.918	0.715	41.852	0.101	95.918	0.510	42.859
0.101	97.959	0.710	44.060	0.101	97.959	0.505	43.089
0.102	100.000	0.704	46.259	0.102	100.000	0.500	43.312

Tableau A4. Paramètres optimaux des scénarios de contrôle des deux cas de TMDI en fonction du rapport d'inertance soumis au séisme Kobe, en 1995

TMDI-GA				TMDI-MGA			
μ	β	f	ζ	μ	β	f	ζ
3.000	0.000	1.136	9.651	3.000	0.000	0.971	10.451
3.000	2.041	1.086	1.000	3.000	2.041	0.952	13.414
0.100	4.082	1.211	1.001	0.100	4.082	0.960	12.268
0.104	6.122	1.242	3.055	0.104	6.122	0.941	14.826
2.800	8.163	1.040	3.511	2.800	8.163	0.901	19.248
2.072	10.204	1.008	6.552	2.072	10.204	0.891	20.249
2.382	12.245	1.023	7.114	2.382	12.245	0.872	21.875
2.402	14.286	0.999	8.659	2.402	14.286	0.857	23.158
3.000	16.327	0.944	10.472	3.000	16.327	0.838	24.645
3.000	18.367	0.916	10.813	3.000	18.367	0.824	25.694

2.767	20.408	0.905	11.006	2.767	20.408	0.812	26.562
1.864	22.449	0.938	11.216	1.864	22.449	0.804	27.082
2.615	24.490	0.894	13.966	2.615	24.490	0.787	28.279
0.742	26.531	1.012	12.186	0.742	26.531	0.786	28.347
0.592	28.571	1.011	13.463	0.592	28.571	0.774	29.098
0.252	30.612	1.024	14.288	0.252	30.612	0.764	29.739
0.190	32.653	1.021	14.197	0.190	32.653	0.753	30.449
0.166	34.694	1.058	12.578	0.166	34.694	0.742	31.134
0.109	36.735	1.061	12.091	0.109	36.735	0.731	31.775
0.599	38.776	1.023	10.610	0.599	38.776	0.717	32.549
0.171	40.816	1.067	10.093	0.171	40.816	0.709	33.018
0.162	42.857	1.095	8.320	0.162	42.857	0.699	33.585
0.593	44.898	1.130	4.880	0.593	44.898	0.687	34.242
0.107	46.939	1.171	4.844	0.107	46.939	0.680	34.638
0.240	48.980	1.178	5.083	0.240	48.980	0.670	35.170
0.103	51.020	1.163	8.005	0.103	51.020	0.662	35.617
1.461	53.061	1.103	6.646	1.461	53.061	0.647	36.375
0.361	55.102	1.171	8.004	0.361	55.102	0.643	36.577
0.166	57.143	1.199	7.177	0.166	57.143	0.636	36.961
0.633	59.184	1.183	6.931	0.633	59.184	0.626	37.464
1.164	61.225	1.178	5.315	1.164	61.225	0.616	37.957
1.857	63.265	1.130	6.810	1.857	63.265	0.606	38.457
0.474	65.306	1.208	6.938	0.474	65.306	0.603	38.574
0.359	67.347	1.216	7.247	0.359	67.347	0.596	38.909
0.245	69.388	1.230	6.565	0.245	69.388	0.590	39.234
0.125	71.429	1.239	6.660	0.125	71.429	0.583	39.549
2.682	73.469	1.124	5.493	2.682	73.469	0.568	40.264
0.392	75.510	1.236	4.480	0.392	75.510	0.568	40.226
0.608	77.551	1.228	4.200	0.608	77.551	0.561	40.560
1.524	79.592	1.187	4.690	1.524	79.592	0.552	40.982
1.337	81.633	1.197	4.587	1.337	81.633	0.547	41.237
0.421	83.674	1.240	3.531	0.421	83.674	0.543	41.388
0.196	85.714	1.255	3.537	0.196	85.714	0.538	41.628
0.764	87.755	1.228	3.582	0.764	87.755	0.530	41.962
0.487	89.796	1.250	3.846	0.487	89.796	0.526	42.181
1.053	91.837	1.223	4.476	1.053	91.837	0.518	42.496
1.530	93.878	1.203	5.472	1.530	93.878	0.512	42.789
0.388	95.918	1.291	4.411	0.388	95.918	0.509	42.892
0.563	97.959	1.291	5.165	0.563	97.959	0.504	43.140
0.459	100.000	1.315	4.036	0.459	100.000	0.499	43.351

Liste des références

1. Frahm, H., *Device for damping vibrations of bodies*. 1911, Google Patents.
2. Smith, M.C. *Synthesis of mechanical networks: the inerter*. in *Decision and Control, 2002, Proceedings of the 41st IEEE Conference on*. 2002. IEEE.
3. Marian, L. and A. Giaralis, *Optimal design of a novel tuned mass-damper–inerter (TMDI) passive vibration control configuration for stochastically support-excited structural systems*. Probabilistic Engineering Mechanics, 2014. **38**: p. 156-164.
4. Salah, D., *Optimisation de la réponse sismique des bâtiments par amortisseur à masse accordée à inertance*. 2022.
5. Soong, T.T. and M.C. Costantinou, *Passive and active structural vibration control in civil engineering*. Vol. 345. 2014: Springer.
6. Soong, T.T. and G.F. Dargush, *Passive energy dissipation systems in structural engineering*. 1997: Wiley.
7. Salah, D., *Optimisation de la réponse sismique des bâtiments par amortisseur à masse accordée à inertance*, in *Génie Civil et Hydraulique 30/06/2022*, Université Mohamed Khider - Biskra Faculté des Sciences et de la Technologie
8. Yao, J.T., *Concept of structural control*. Journal of the Structural Division, 1972. **98**(7): p. 1567-1574.
9. Sahoo, P., *Experimental and Numerical Study on Tuned Mass Damper in Controlling Vibration of Frame Structures*. 2015, [Doctoral dissertation, 2015].
10. El Ouni, M.H., et al., *Review of vibration control strategies of high-rise buildings*. 2022. **22**(21): p. 8581.
11. Soto, M.G. and H. Adeli, *Tuned mass dampers*. Archives of Computational Methods in Engineering, 2013. **20**(4): p. 419-431.
12. Spencer Jr, B. and S.J.J.o.s.e. Nagarajaiah, *State of the art of structural control*. 2003. **129**(7): p. 845-856.
13. Luca, S.-G. and C.J.B.I.P.d.I.S.C. Pastia, *Arhitectura, Case study of variable orifice damper for seismic protection of structures*. 2009. **55**(1): p. 39.
14. Salah, D., *Optimisation de la réponse sismique des bâtiments avec contrôle semi-actif par amortisseurs magnéto–rhéologiques(MR)*, in *Faculté des Sciences et de la Technologie*. 2017 Université Mohamed khider – Biskra Département de Génie civil et Hydraulique.

15. Mantilla, J.S., et al. *Semi-active friction damper for buildings subject to seismic excitation*. in *Active and Passive Smart Structures and Integrated Systems 2016*. 2016. SPIE.
16. Leung, A.Y., et al., *Particle swarm optimization of TMD by non-stationary base excitation during earthquake*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2008. **37**(9): p. 1223-1246.
17. Wang, H., et al., *Performance enhancement of FPS-isolated buildings using an inerter-based damper: Stochastic seismic analysis and optimization*. 2022. **177**: p. 109237.
18. Kelly, J.M., *Aseismic base isolation: review and bibliography*. *Soil Dynamics earthquake engineering*, 1986. **5**(4): p. 202-216.
19. Buckle, I.G. and R.L.J.E.s. Mayes, *Seismic isolation: history, application, and performance—a world view*. 1990. **6**(2): p. 161-201.
20. Lynda, D., *MODELISATION DE SYSTEME D'ISOLATION PARASISMIQUE POUR LE CONTROLE DE LA REPONSE DYNAMIQUE DES STRUCTURES*, in *Département : de génie civil est hydraulique*. Université Mohamed Khider – Biskra: Faculté des Sciences et de la technologie.
21. Sarkisian, M., et al., *Experiences with friction pendulumtm seismic isolation in California*. 2013. **132**: p. 357-368.
22. Doroudi, R. and S.H.H. Lavassani. *Connection of coupled buildings: A state-of-the-art review*. in *Structures*. 2021. Elsevier.
23. Matsagar, V.A. and R.S. Jangid, *Viscoelastic damper connected to adjacent structures involving seismic isolation*. *Journal of civil engineering management*, 2005. **11**(4): p. 309-322.
24. Shu, Z., et al., *Viscoelastic materials for structural dampers: A review*. 2022. **342**: p. 127955.
25. Caicedo Diaz, D.A., *A comparative analysis on the seismic behavior of buildings using inerter-based devices: Tuned Mass Damper Inerter (TMDI) and Tuned Inerter Damper (TID)*.
26. Khedmatgozar Dolati, S.S., A. Mehrabi, and S.S.J.M. Khedmatgozar Dolati, *Application of viscous damper and laminated rubber bearing pads for bridges in seismic regions*. 2021. **11**(11): p. 1666.
27. Puthanpurayil, A., et al. *Simplified vs. optimal techniques for viscous damper design: some preliminary observations*. in *Proc. of 2017 NZSEE Conference, Wellington, New Zealand*. 2017.

28. SMAIL, T., *EVALUATION DE LA REPONSE DYNAMIQUE DES BATIMENTS DE GRANDE HAUTEUR MUNIS DE SYSTEME DE DISSIPATION D'ENERGIE*. Université Blida1-Saad Dahlab.
29. Ormondroyd, J. and J.J.J.o.F.E. Den Hartog, *The theory of the dynamic vibration absorber*. 1928. **49**(2).
30. Zhai, C., et al., *Dimensional analysis of earthquake-induced pounding between adjacent inelastic MDOF buildings*. 2015. **14**(2): p. 295-313.
31. Jeng, V. and W.J.E.S. Tzeng, *Assessment of seismic pounding hazard for Taipei City*. 2000. **22**(5): p. 459-471.
32. Kasai, K. and B.F.J.E.s. Maison, *Building pounding damage during the 1989 Loma Prieta earthquake*. 1997. **19**(3): p. 195-207.
33. Abdeddaim, M., *Contribution à la réduction du risque d'entrechoquement des bâtiments adjacents sous séisme de forte intensité*, in *Génie civil et hydraulique*. 25/05/2017, Université Mohamed Khider – Biskra: Faculté des Sciences et de la technologie.
34. Kim, H.-S.J.I.J.o.S.S., *Seismic response control of adjacent buildings coupled by semi-active shared TMD*. 2016. **16**: p. 647-656.
35. Brown, T. and A.J.J.o.B.E. Elshaer, *Pounding of structures at proximity: A state-of-the-art review*. 2022. **48**: p. 103991.
36. Miari, M., et al., *Seismic pounding between adjacent buildings: Identification of parameters, soil interaction issues and mitigation measures*. 2019. **121**: p. 135-150.
37. Ali, M.M. and K.J.B. Al-Kodmany, *Tall buildings and urban habitat of the 21st century: a global perspective*. 2012. **2**(4): p. 384-423.
38. Hadi, Y., et al., *Gardens in the sky: Emotional experiences in the communal spaces at height in the Pinnacle@ Duxton, Singapore*. 2018. **28**: p. 104-113.
39. Lee, D.G., et al., *Evaluation of coupling–control effect of a sky-bridge for adjacent tall buildings*. 2012. **21**(5): p. 311-328.
40. Xu, Y.L., Q. He, and J. Ko, *Dynamic response of damper-connected adjacent buildings under earthquake excitation*. *Engineering Structures*, 1999. **21**(2): p. 135-148.
41. Luco, J.E. and F.C. De Barros, *Optimal damping between two adjacent elastic structures*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1998. **27**(7): p. 649-659.
42. Luco, J.E., F.C.J.E.E. De Barros, and S. Dynamics, *Optimal damping between two adjacent elastic structures*. 1998. **27**(7): p. 649-659.

43. Abdullah, M.M., et al., *Use of a shared tuned mass damper (STMD) to reduce vibration and pounding in adjacent structures*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2001. **30**(8): p. 1185-1201.
44. Kim, H.-S. and J.-W. Kang, *Seismic response control of adjacent buildings using shared tuned mass damper*. Journal of the Korean Association for Spatial Structures, 2014. **14**(3): p. 75-84.
45. Rupakhety, R., S. Elias, and S. Olafsson, *Shared Tuned Mass Dampers for Mitigation of Seismic Pounding*. Applied Sciences, 2020. **10**(6): p. 1918.
46. Roh, H., G.P. Cimellaro, and D.J.A.i.S.E. Lopez-Garcia, *Seismic response of adjacent steel structures connected by passive device*. 2011. **14**(3): p. 499-517.
47. Huang, X. and H.-p.J.J.o.Z.U.S.A. Zhu, *Optimal arrangement of viscoelastic dampers for seismic control of adjacent shear-type structures*. 2013. **14**(1): p. 47-60.
48. Jankowski, R. and S. Mahmoud, *Linking of adjacent three-storey buildings for mitigation of structural pounding during earthquakes*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2016. **14**(11): p. 3075-3097.
49. Lyu, Q., et al., *Mechanism and optimum design of shared tuned mass damper for twin-tower structures connected at the top by an isolated corridor*. 2020. **29**(8): p. e1728.
50. Takewaki, I., et al., *Fundamental mechanism of earthquake response reduction in building structures with inertial dampers*. Structural Control Health Monitoring, 2012. **19**(6): p. 590-608.
51. Nigdeli, S.M. and G. Bekdas, *Optimum tuned mass damper approaches for adjacent structures*. Earthquakes Structures, 2014. **7**(6): p. 1071-1091.
52. Ikago, K., K. Saito, and N. Inoue, *Seismic control of single-degree-of-freedom structure using tuned viscous mass damper*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2012. **41**(3): p. 453-474.
53. Sugimura, Y., et al. *Response control effect of steel building structure using tuned viscous mass damper*. in *Proceedings of the 15th world conference on earthquake engineering*. 2012.
54. Ok, S.-Y. and S.-M.J.J.o.t.K.S.o.S. Kim, *New vibration control approach of adjacent twin structures using connecting tuned mass damper*. 2017. **32**(2): p. 92-97.
55. Ok, S.-Y.J.A.i.S.E., *Tuned mass damper asymmetric coupling system for vibration control of adjacent twin buildings*. 2020. **23**(5): p. 954-968.
56. Ma, R., K. Bi, and H. Hao, *Inerter-based structural vibration control: A state-of-the-art review*. Engineering Structures, 2021. **243**: p. 112655.

57. Cimellaro, G.P. and S. Marasco, *Introduction to dynamics of structures and earthquake engineering*. Vol. 45. 2018: Springer.
58. Djerouni, S., *Optimisation de la réponse sismique des bâtiments par amortisseur à masse accordée à inertance*. 2022, Faculté des Sciences et de la technologie.
59. Lazar, I., S. Neild, and D. Wagg, *Using an inerter-based device for structural vibration suppression*. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2014. **43**(8): p. 1129-1147.
60. Sun, L., D. Hong, and L. Chen, *Cables interconnected with tuned inerter damper for vibration mitigation*. *Engineering Structures*, 2017. **151**: p. 57-67.
61. Papageorgiou, C., N.E. Houghton, and M.C. Smith, *Experimental testing and analysis of inerter devices*. *Journal of dynamic systems, measurement control*, 2009. **131**(1).
62. Wang, F.-C., M.-F. Hong, and C.-W. Chen, *Building suspensions with inerters*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, 2010. **224**(8): p. 1605-1616.
63. Xu, K., et al., *Using tuned mass damper inerter to mitigate vortex-induced vibration of long-span bridges: Analytical study*. *Engineering Structures*, 2019. **182**: p. 101-111.
64. Gonzalez-Buelga, A., et al., *An electromagnetic vibration absorber with harvesting and tuning capabilities*. *Structural Control Health Monitoring*, 2015. **22**(11): p. 1359-1372.
65. Smith, M.C., *Force-controlling mechanical device*. 2008, Google Patents.
66. Wang, F.-C., M.-F. Hong, and T.-C. Lin, *Designing and testing a hydraulic inerter*. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part C: Journal of Mechanical Engineering Science*, 2011. **225**(1): p. 66-72.
67. John, E.D. and D.J. Wagg, *Design and testing of a frictionless mechanical inerter device using living-hinges*. *Journal of the Franklin Institute*, 2019. **356**(14): p. 7650-7668.
68. De Domenico, D., et al., *Novel fluid inerter based tuned mass dampers for optimised structural control of base-isolated buildings*. *Journal of the Franklin Institute*, 2019. **356**(14): p. 7626-7649.
69. Liu, X., et al., *Model identification methodology for fluid-based inerters*. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 2018. **106**: p. 479-494.
70. Basili, M., M. De Angelis, and D. Pietrosanti, *Dynamic response of a viscously damped two adjacent degree of freedom system linked by inerter subjected to base harmonic excitation*. *Procedia engineering*, 2017. **199**: p. 1586-1591.

71. Palacios-Quiñonero, F., et al., *Advanced computational design of shared tuned mass-inerter dampers for vibration control of adjacent multi-story structures*. IFAC-PapersOnLine, 2017. **50**(1): p. 13366-13371.
72. Basili, M., M. De Angelis, and D. Pietrosanti, *Modal analysis and dynamic response of a two adjacent single degree of freedom systems linked by spring-dashpot-inerter elements*. Engineering Structures, 2018. **174**: p. 736-752.
73. Basili, M., M. De Angelis, and D. Pietrosanti, *Defective two adjacent single degree of freedom systems linked by spring-dashpot-inerter for vibration control*. Engineering Structures, 2019. **188**: p. 480-492.
74. Palacios-Quiñonero, F., et al., *Design of inerter-based multi-actuator systems for vibration control of adjacent structures*. Journal of the Franklin Institute, 2019. **356**(14): p. 7785-7809.
75. De Domenico, D., et al., *Optimal design and seismic performance of Multi-Tuned Mass Damper Inerter (MTMDI) applied to adjacent high-rise buildings*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2020. **29**(14): p. e1781.
76. Djerouni, S., M. Abdeddaim, and A. Ounis, *Seismic response control of adjacent buildings using optimal backward-shared tuned mass damper inerter and optimal backward-shared tuned inerter damper*. Asian Journal of Civil Engineering, 2021: p. 1-25.
77. Djerouni, S., et al., *Optimal design and performance assessment of multiple tuned mass damper inerters to mitigate seismic pounding of adjacent buildings*. Journal of Building Engineering, 2022: p. 103994.
78. Marian, L. and A. Giaralis, *The tuned mass-damper-inerter for harmonic vibrations suppression, attached mass reduction, and energy harvesting*. Smart structures and systems, 2017. **19**(6): p. 665-678.
79. Wani, Z.R., et al., *A critical review on control strategies for structural vibration control*. 2022. **54**: p. 103-124.
80. Ohtori, Y., et al., *Benchmark control problems for seismically excited nonlinear buildings*. Journal of engineering mechanics, 2004. **130**(4): p. 366-385.
81. Wang, Z. and A. Giaralis, *Enhanced serviceability performance in wind-excited tall buildings equipped with optimal tuned mass damper inerter via top-storey softening*. 2020.

82. Wang, Z. and A. Giaralis, *Enhanced motion control performance of the tuned mass damper inerter through primary structure shaping*. Structural Control Health Monitoring, 2021: p. e2756.
83. Wang, Z. and A. Giaralis, *Top-story softening for enhanced mitigation of vortex shedding-induced vibrations in wind-excited tuned mass damper inerter-equipped tall buildings*. Journal of Structural Engineering, 2021. **147**(1): p. 04020283.