

Université Mohamed Khider – Biskra

Faculté des Sciences et de la technologie

Département de Génie civil et hydraulique

Réf : .....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم الهندسة المدنية و الري  
المرجع: .....

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de

## Doctorat en LMD : Génie Civil

Spécialité : Modélisation et analyse des structures

# Optimisation de la réponse sismique des bâtiments par amortisseur à masse accordée à inertance

Présentée par :

**Djerouni Salah**

Soutenue publiquement le : 29/06/2022

Devant le jury composé de :

Pr. Hamadi Djamel	Professeur	Président	Université de Biskra
Pr. Ounis Abdelhafid	Professeur	Rapporteur	Université de Biskra
Pr. Rajesh Rupakhety	Professeur	Co-rapporteur	Université d'Islande
Dr. Abdeddaim Mahdi	MCA	Co-rapporteur	Université de Biskra
Dr. Belarbi Mohamed Ouejdi	MCA	Examineur	Université de Biskra
Pr. Baheddi Mohamed	Professeur	Examineur	Université de Batna 2





## **DEDICACE**

Je dédie ce travail est à la mémoire de mon grand-père et ma tante qui nous ont quittés avant l'aboutissement de cette thèse de doctorat. Que dieu les accepte dans son vaste paradis

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

Cette thèse a été réalisée au Laboratoire LARGHYDE, Département de génie civil et d'hydraulique, Faculté des sciences et de la technologie, Université Mohamed Khider. Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont participé à la réalisation de ce travail.

La rédaction de cette thèse a été l'un des plus grands défis de ma carrière universitaire. Sans l'aide, les encouragements et les conseils de mes amis, collègues et professeurs, les réalisations du travail présenté ici n'auraient pas été possibles. Je profite donc de cette occasion pour leur exprimer ma gratitude.

Ma première gratitude, et la plus importante, va à mon directeur de thèse, le Pr. Ounis Abdelhafid. Il a patiemment fourni la vision, le soutien et les conseils nécessaires pour me permettre de poursuivre le programme de doctorat et de terminer ma thèse. Il a été un conseiller solide qui m'a soutenu tout au long de mes études supérieures, tous en me donnant une grande liberté pour la gestion de mon temps et mes efforts.

Ma deuxième gratitude doit aller à mon co-directeur de thèse, Dr. Mahdi Abdeddaim, pour son encadrement inestimable tout au long de ma recherche et de ma vie académique, pour ses conseils et pour toutes les journées qu'il a consacrées au suivi de cette recherche. Je tiens également à lui dire combien j'ai apprécié sa grande disponibilité tout au long de ce travail de doctorat.

En outre, j'ai l'immense plaisir d'exprimer mon profond sentiment de gratitude envers le Dr. Nassim Djedoui, pour ses précieuses connaissances et ses apports opportuns en programmation. Ce fut un honneur et un privilège de travailler avec vous. Je n'oublierai jamais ce que vous avez fait. Je vous remercie.

Je tiens également à remercier les membres de mon jury de soutenance, le Pr. Hamadi Djamel, Pr. Mabrouki Abdelhak, Dr. Belarbi Mohamed Ouejdi, et Pr. Baheddi Mohamed, pour l'intérêt porté à mon travail de thèse et pour avoir accepté de l'évaluer.

En outre, je tiens à exprimer ma sincère gratitude et mes remerciements au Pr. Rajesh Rupakhety, Professeur à l'Université d'Islande qui m'a reçu dans son laboratoire de recherche, pour son soutien, ses conseils et ses orientations inestimables et continus. Il a été une source d'inspiration tout au long de mes travaux de recherche et de notre étroite collaboration.

## Remerciements

---

En outre, je tiens à remercier le Pr. Said Elias pour ces conseils que l'on trouve rarement. Pendant mon stage à l'Université d'Islande, ce que j'ai appris de lui a signifié plus pour moi que je ne pourrais jamais l'exprimer. Ces conseils m'ont bien servi, et je lui dois ma sincère reconnaissance.

Je suis également reconnaissant au centre de recherche sur le génie sismique et à la faculté de génie civil et environnemental de l'université d'Islande pour leur soutien financier lors de mon stage à leur niveau.

Et le dernier mais non le moindre, la gratitude la plus profonde et la plus sincère va à ma famille pour son amour, sa confiance, sa foi et ses prières. Sans leur soutien, leur collaboration et leur inspiration, il aurait été impossible de mener à bien cette recherche difficile. Merci à vous.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous les enseignants du département de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Biskra qui ont été pour beaucoup dans mon cursus ainsi qu'à tous mes proches et amis, qui m'ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de cette thèse.

## PUBLICATIONS ISSUES DE CETTE THESE

### ❖ Publications dans des journaux internationaux

1. **Djerouni Salah**, Abdelhafid Ounis, Said Elias, Mahdi Abdeddaim, Rajesh Rupakhety. "Optimization and performance assessment of tuned mass damper inerter systems for control of buildings subjected to pulse-like ground motions." *Structures*, vol. 38, pp. 139-156. Elsevier, 2022.  
<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2352012422000984>
2. **Djerouni Salah**, Mahdi Abdeddaim, Abdelhafid 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*, Vol. 22(8), pp 1499-1523. Springer, 2021.  
<https://link.springer.com/article/10.1007/s42107-021-00394-9>

### ❖ Publications dans des journaux nationaux

1. **Djerouni Salah**, Abdelhafid Ounis, Brahim Athamnia, Mouncef Eddine Charrouf, Mahdi Abdeddaim, Nassim Djedoui. "Optimal seismic response using a Passive Tuned Mass Damper Inerter (TMDI)." *Journal of Building Materials and Structures* 7, no. 1 (2020): 51.  
<http://journals.lagh-univ.dz/index.php/jbms/article/view/208>

### ❖ Communications internationales

1. Mouncef Eddine Charrouf, **Djerouni Salah**, Abdelhafid Ounis, Mahdi Abdeddaim, Nassim Djedoui, "Seismic response reduction using tuned mass damper inerter (TMDI)", First International Conference on Geotechnical, Structural and Advanced Materials Engineering From Research to Practice, ICGSAME'2021, Biskra, Algeria.
2. Mahdi Abdeddaim, **Djerouni Salah**, Abdelhafid Ounis, Nassim Djedoui, "Double tuned mass damper inerter for seismic response reduction of structures", XI International Conference on Structural Dynamics EURODYN 2020, Athens, Greece.
3. **Djerouni Salah**, Mouncef Eddine Charrouf, Abdelhafid Ounis, Mahdi Abdeddaim, Nassim Djedoui, "A tuned mass damper inerter control device for base isolated structures", XI International Conference on Structural Dynamics EURODYN 2020, Athens, Greece.

4. Mouncef Eddine Charrouf, **Djerouni Salah**, Mahdi Abdeddaim, Nassim Djedoui, Abdelhafid Ounis, “Combined strategy for earthquake induced vibrations in structures”, 4<sup>th</sup> Eurasian conference on civil and environmental engineering (ECOCEE), 2019, Istanbul, Turkey.
5. **Djerouni Salah**, Mouncef Eddine Charrouf, Mahdi Abdeddaim, Nassim Djedoui, Abdelhafid Ounis, “Optimization of the seismic response of buildings with hybrid control using tuned mass damper (TMD) and base isolation”, The first interantaional conference on matreials, environment, mechanical and industial systems, ICMEMIS’2019, Djelfa, Algeria.
6. **Djerouni Salah**, Mouncef Eddine Charrouf, Abdelhafid Ounis, Mahdi Abdeddaim, Nassim Djedoui, “Seismic response control using a novel passive device tuned mass damper inerter (TMDI)”, the 1<sup>st</sup> international congress on advanced in geotechnical engineering and construction management, ICAGECM’19, Skikda, Algeria.



## RÉSUMÉ

Au cours de la dernière décennie, l'atténuation des vibrations indésirables des structures dues aux risques dynamiques naturels tels que les séismes et les vents a constitué un réel challenge pour les ingénieurs en structure. Diverses stratégies de contrôle (passives, actives, semi-actives et hybrides) ont été développées pour atténuer les vibrations des structures causées par les chargements dynamiques de diverses natures. Chacune de ces stratégies de contrôle comporte différents types de dispositifs. Les amortisseurs à masse accordée (TMD) font partie des dispositifs passifs de contrôle les plus populaires et constituent une solution pratique pour contrôler les vibrations des structures, en générant une force de restauration qui s'oppose au mouvement de la structure. Généralement, on observe que l'efficacité des TMDs augmente avec la masse amovible du dispositif. Cependant, il n'est pas pratique de loger une masse importante dans des structures telles que les bâtiments et les ponts, ce qui constitue une problématique pour les ingénieurs en termes d'espace, de charges verticales et de coûts de construction. Cette problématique de masse imposante a été résolue ces dernières années, par l'implémentation des dispositifs dits *inerters* qui ont fait l'objet d'une attention particulière dans les applications de génie civil. En théorie, un *inerters* idéal est un élément léger à deux extrémités, produisant une force proportionnelle à l'accélération entre ses extrémités agissant de manière similaire à une masse fictive. La constante de proportionnalité du dispositif est appelée *inertance* (mesurée en unités de masse) donnant lieu à un nouveau dispositif de contrôle passif appelé " amortisseur à masse accordée avec *inerters* " (*tuned mass damper inerters* TMDI), basé sur l'inclusion d'un dispositif *inerters* dans un TMD classique pour réduire la grande masse que nécessite un TMD classique. Le nouveau TMDI est appliqué pour le contrôle passif des vibrations de plusieurs cas d'études sous différentes excitations sismiques (bâtiments à base fixe, bâtiments adjacents et bâtiments isolés à la base).

La clé d'une application réussie du TMDI repose sur la recherche des paramètres de réglage optimaux qui permettent d'obtenir les meilleures performances du système. En raison de la nature imprévisible des mouvements sismiques, l'optimisation est effectuée dans le domaine fréquentiel avec un algorithme génétique (AG) utilisé pour l'analyse optimale du TMDI dans le génie sismique. L'efficacité du nouveau TMDI par rapport au TMD classique est évaluée à la fois dans le domaine temporel et dans le domaine fréquentiel pour un ensemble d'enregistrements sismiques en champ proche et en champ lointain.

**Mots clés :** Contrôle passif, amortisseur à masse accordée, inertance, amortisseur à masse accordée avec *inerters*, optimisation, contrôle des vibrations, algorithme génétique, séisme.

## ABSTRACT

In the last decade, mitigating the unwanted vibrations of structures due to natural dynamic hazards such as earthquakes and winds has been constituted a true challenge for structural engineers. Various control strategies (passive, active, semi-active, and hybrid) have been developed to suppress vibrations of structures caused by dynamical loadings of various natures. Each one of these control strategies has diverse types of devices. Tuned mass dampers (TMD) are among the most popular control passive devices and constitute a practical solution in controlling structural vibrations, generating a restoring force opposed to the structure's motion. Generally, it is observed that the effectiveness of TMDs increases with the TMD movable mass. However, it is impractical to accommodate a large TMD mass in structures such as buildings and bridges, which is problematic for engineers regarding space requirements, vertical loadings, and construction costs. The problematic of TMD's large mass was recently solved by introducing devices known as *inerters* which have received particular attention in civil engineering applications. In theory, an ideal inerter is a lightweight element with two extremities, producing a force proportional to the acceleration between its extremities acting similar to a fictive mass. The new TMDI is applied for the passive control of vibration in a multitude of study cases under different seismic excitations (fixed base buildings, adjacent buildings and base isolated buildings).

The key to a successful application of TMDI is based on finding the optimal tuning parameters that achieve the system's best performance. Due to the unpredictable nature of earthquake motions, optimization is performed in the frequency domain with a genetic algorithm (GA) used for the optimal analysis of TMDI in seismic engineering. The effectiveness of the novel TMDI over the classical TMD is assessed in both the time domain and frequency domain for an ensemble of near-field and far-field ground motion records.

**Keywords:** Passive control, tuned mass damper, inertance, tuned mass damper inerter, optimization, vibration control, genetic algorithm, earthquake.

## ملخص

في العقد الماضي، كان التخفيف من الاهتزازات غير المرغوب فيها للهياكل بسبب المخاطر الديناميكية الطبيعية مثل الزلازل والرياح يشكل تحدي حقيقي للمهندسين الإنشائيين. تم تطوير استراتيجيات تحكم مختلفة (على سبيل المثال، غير نشطة ونشطة ونصف نشطة وهجنية) للتحكم في اهتزازات الهياكل التي تسببها المخاطر الديناميكية الطبيعية. كل واحدة من استراتيجيات التحكم هذه لها أنواع مختلفة من الأجهزة. تعتبر مخمدات الكتلة المضبوطة من بين أجهزة التحكم الغير نشطة الأكثر شيوعاً وهي أكثر حل عملي في التحكم في الاهتزازات الهيكلية، هذه الأخيرة تولد قوة استعادة تعارض الحركة الهيكلية. لوحظ بشكل عام أن فعالية مخمدات الكتلة المضبوطة تزداد مع زيادة كتلة هذه الأخيرة. ومع ذلك، فمن غير الملائم عملياً استيعاب كتلة كبيرة من مخمدات الكتلة المضبوطة في الهياكل مثل المباني والجسور، وهو ما يمثل إشكالية للمهندسين فيما يتعلق بمتطلبات المساحة، وتحميلات عمودية، وتكاليف البناء. إشكالية الكتل الكبيرة تم حلها في السنوات الأخيرة عن طريق اعتماد جهاز تحكم يسمى *inertter*، هذا الخيار تلقى اهتماماً كبيراً في تطبيقات الهندسة المدنية. من الناحية النظرية، فإن *inertter* المثالي هو عنصر خفيف الوزن بطرفين، ينتج قوة تتناسب مع التسارع بين أطرافه بشكل يماثل كتلة غير فعلية. يسمى ثابت التناسب للجهاز *inertance* (يقاس بوحدات الكتلة) حيث يعطى هذا جهاز جديد سمي يُطلق عليه اسم مخمدات الكتلة المضبوطة مع *inertter*، والذي هو عبارة عن مخمد ذو كتلة مضبوطة مضاف اليه *inertter* وهذا لتقليل حجم الكتلة الكبيرة في مخمد الكتلة المضبوطة الكلاسيكي. يتم تطبيق مخمدات الكتلة المضبوطة مع *inertter* الجديدة للتحكم السلبي في الاهتزازات للعديد من دراسات الحالة المثارة بالزلازل (المباني ذات القواعد المثبتة والمباني المتجاورة والمباني المعزولة على مستوى القاعدة). يعتمد مفتاح التطبيق الناجح لـ مخمدات الكتلة المضبوطة مع *inertter* على إيجاد عوامل الضبط الأمثل التي تحقق أفضل أداء للنظام. نظراً للطبيعة غير المتوقعة لحركات الزلازل، يتم إجراء التحسين في مجال الترددات باستخدام خوارزمية جينية (GA) تستخدم للتحليل الأمثل لـ مخمد الكتلة المضبوطة مع *inertter* في الهندسة الزلزالية. يتم تقييم فعالية مخمدات الكتلة المضبوطة مع *inertter* الجديدة مقارنة بمخمدات الكتلة المضبوطة الكلاسيكية من خلال تحليل الأداء في كل من المجال الزمني ومجال الترددات لمجموعة من الزلازل ذات المصدر القريب والمصدر البعيد.

**الكلمات المفتاحية (الدالية):** التحكم الغير نشط ، مخمد الكتلة المضبوطة ، *inertance* ، مخمد الكتلة المضبوطة مع *inertter* ، التحسين ، التحكم في الاهتزاز ، الخوارزمية الجينية ، الزلازل.

## SOMMAIRE

Dédicace .....	iv
Remerciements .....	v
Publications issues de cette thèse.....	vii
Résumé.....	ix
Abstract.....	x
ملخص.....	xi
Sommaire .....	xii
Liste des figures .....	xvi
Liste des tableaux .....	xxii
Liste des symboles .....	xxiii
Introduction générale.....	1

### Chapitre I : Les différents systèmes de protection sismique

1.1 Introduction.....	6
1.2 Systèmes de contrôle de la réponse sismique.....	6
1.2.1 Systèmes de contrôle passif.....	8
1.2.2 Systèmes de contrôle actif.....	8
1.2.3 Systèmes de contrôle semi-actif.....	10
1.2.4 Systèmes de contrôle hybride.....	11
1.3 Amortisseur à masse accordée (TMD) .....	12
1.4 Application réelle des amortisseurs à masse accordée (TMD) .....	12
1.5 Etat de l'art.....	14
1.5.1 Amortisseur à masse accordée (TMD) .....	14
1.5.2 Amortisseurs à masse accordée multiples (MTMD).....	17
1.5.3 Amortisseur à masse accordée associé à un système d'isolation à la base.....	21
1.6 Conclusion.....	24

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

2.1 Introduction.....	25
2.2 Analogie entre les systèmes « électrique/mécanique » et effet des dispositifs d'amplification de masse.....	26
2.3 Typologie et caractéristiques des inerters.....	27
2.3.1 Inerter hydraulique.....	27
2.3.2 Vis à billes.....	28

2.3.3 Pignon et crémaillère.....	29
2.3.4 Inerter à fluide hélicoïdal.....	29
2.3.5 Inerter électromagnétique.....	30
2.3.6 Inerter à rotule.....	31
2.4 Etat des connaissances sur l'inerter et de ses applications actuelles.....	32
2.5 Application des systèmes de contrôle des vibrations basés sur des inerters.....	33
2.5.1 Principe de l'estimation d'une inertance $b$ .....	33
2.6 Etat des connaissances sur l'amortisseur à masse accordé inertielle (TMDI).....	35
2.7 Conclusion.....	40
<b>Chapitre III : Formulation mathématique et modélisation numérique des applications de l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI)</b>	
3.1 Introduction.....	41
3.2 Hypothèses et limitations.....	41
3.3 Formulation mathématique et équation de mouvement.....	41
3.3.1 Équations de mouvement d'un bâtiment sans dispositif de contrôle.....	41
3.3.2 Équations de mouvement d'un bâtiment isolée à la base.....	44
3.4 Équations de mouvement : Structure avec TMDI.....	46
3.4.1 Structures à un degré de liberté (1-DDL) équipées de TMDI.....	46
3.5 Sélection du rapport de masse ( $\mu$ ) et du rapport d'inertance ( $\beta$ ).....	55
3.6 Sélection du rapport de réglage de fréquence ( $f$ ) et du pourcentage d'amortissement ( $\zeta$ ).....	56
3.7 Équations de mouvement d'un bâtiment contrôlée.....	61
3.7.1 Structure (n-DDL) équipée de TMD installée au sommet.....	61
3.7.2 Structure (n-DDL) équipée d'un TMDI installé au sommet.....	63
3.7.3 Différentes topologies de l'inerter de la 2 <sup>ème</sup> extrémité avec une structure (n-DDL) équipée de TMDI.....	64
3.7.4 Structure (n-DDL) équipée d'un TID installé au sommet.....	66
3.7.5 Équations de mouvement de la structure isolée à la base équipée d'un TMDI installé à la base.....	67
3.7.6 Équations de mouvement de la structure isolée à la base, équipée d'un TMDI installé au sommet.....	69
3.7.7 Equation de mouvement des bâtiments adjacents avec et sans contrôle.....	72

3.8 Conclusion.....	76
<b>Chapitre IV : Résolutions numériques et algorithmes d'optimisation</b>	
4.1 Introduction.....	77
4.2 Représentation d'état « <i>state-space</i> » .....	77
4.2.1 Les avantages principaux de la représentation d'état.....	82
4.3 Représentation par transformée de Laplace.....	83
4.4 Représentation par Fonction de transfert.....	86
4.4.1 Transformation de la représentation d'état en Fonction de transfert.....	87
4.5 L'optimisation par algorithme génétique (AG).....	88
4.6 État de l'art de l'optimisation des amortisseurs à masse accordée.....	90
4.6.1 Optimisation des amortisseurs à masse accordée classique (TMD).....	90
4.6.2 Optimisation des amortisseurs à masse accordée avec inerter (TMDI).....	93
4.7 Le contrôle par la norme $H_2$ et $H_\infty$ .....	96
4.7.1 Différentes formes de la matrice de sortie de représentation d'état.....	97
4.7.2 Le contrôle par la norme $H_2$ .....	97
4.7.3 Le contrôle par la norme $H_\infty$ .....	98
4.8 Conclusion.....	100
<b>Chapitre V : Résultats et discussions</b>	
5.1 Introduction.....	101
5.2 Description des modèles structurels utilisés.....	101
5.2.1 Cas d'étude I.....	101
5.2.2 Cas d'étude II.....	102
5.2.3 Cas d'étude III.....	103
5.2.4 Cas d'étude IV.....	104
5.2.5 Cas d'étude V.....	105
5.2.6 Cas d'étude VI.....	105
5.3 Description des excitations sismiques.....	106
5.4 Description de l'optimisation.....	107
5.5 Résultats.....	115
5.5.1 Structures de référence contrôlées.....	115
5.5.1.1 Cas d'étude I.....	115
5.5.1.2 Cas d'étude II.....	123
5.5.1.3 Cas d'étude III.....	131

5.5.2 Contrôle de deux bâtiments adjacents.....	140
5.5.2.1 Cas d'étude IV: Deux bâtiments adjacents avec un nombre différent d'étages équipés de TID et TMDI partagé unique (SSTID et SSTMDI).....	140
5.5.2.2 Cas d'étude IV : Deux bâtiments adjacents avec un nombre différent d'étages équipés de TMD, TID et TMDI rétro-partagé (BSTMD, BSTID et BSTMDI).....	151
5.5.3 Structures contrôlées isolées à la base.....	163
5.5.3.1 Cas d'étude V.....	164
5.5.3.2 Cas d'étude VI.....	173
5.6 Conclusion.....	181
Conclusion générale .....	183
Liste des références.....	187

## LISTE DES FIGURES

### Chapitre I : Les différents systèmes de protection sismique

Figure 1.1	Les différents systèmes de contrôle.....	7
Figure 1.2	Structure avec système de contrôle passif.....	8
Figure 1.3	Schéma d'un système de contrôle actif.....	9
Figure 1.4	Schéma d'un système de contrôle semi-actif.....	10
Figure 1.5	Schéma d'un système de contrôle hybride.....	12
Figure 1.6	Amortisseur à masse accordée (TMD) au sommet d'un portique .....	12
Figure 1.7	Application pratique de l'amortisseur de masse accordé.....	14

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

Figure 2.1	Schéma de dispositif inerter « $b$ » avec deux bornes.....	25
Figure 2.2	Analogie force-courant.....	27
Figure 2.3	(a) un élément de masse terminal, et (b) élément inerter à deux bornes..	27
Figure 2.4	Schéma de l'inerter hydraulique.....	28
Figure 2.5	(a) Inerter à vis à billes ; et (b) dessin schématique d'un inerter à vis à billes.....	29
Figure 2.6	(a) Schéma d'un inerter à crémaillère et pignon; et (b) Prototype d'inerter à pignon et crémaillère .....	29
Figure 2.7	(a) Schéma d'un inerter à fluide hélicoïdal ; et (b) l'inerter à fluide hélicoïdal.....	30
Figure 2.8	Schéma d'un inerter électromagnétique.....	31
Figure 2.9	(a) Dessin schématique d'un inerter à rotule ; et (b) et l'inerter à rotule...	31
Figure 2.10	Représentation schématique d'un dispositif inerter à crémaillère et volant d'inertie avec $n$ pignons.....	34

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

Figure 3.1	Représentation schématique d'une structure primaire non contrôlée à plusieurs degrés de liberté (n-DDL) soumise à une excitation sismique.....	42
Figure 3.2	Schéma d'une structure à plusieurs degrés de liberté (n-DDL) isolée à la base et soumise à une excitation sismique.....	45
Figure 3.3	Schéma de l'amortisseur de masse accordée avec inerter (TMDI) dans un système à un seul degré de liberté (1-DDL) .....	47



Figure 3.4	Rapport fréquentiel optimale du TMDI (A, C, et E) et pourcentage d'amortissement critique optimale (B, D, et F) pour différentes valeurs de $\beta$ et plusieurs valeurs de rapports de masse $\mu$ .....	60
Figure 3.5	Une structure primaire à plusieurs degrés de liberté (n-DDL) équipée (a) d'un amortisseur de masse accordé (TMD) et (b) d'un amortisseur de masse accordé à inerter (TMDI), (c) d'un amortisseur à inerter accordé (TID), installé au dernier étage.....	62
Figure 3.6	Une structure primaire à plusieurs degrés de liberté (n-DDL) équipée d'un TMDI (a) 1ère configuration ; (b) 2ème configuration ; et (c) 3ème configuration.....	65
Figure 3.7	Structure à plusieurs degrés de liberté (n-DDL) isolée à la base, équipée de (a) TMDI, (b) TMD et (c) TID à la base.....	68
Figure 3.8	Structure à (n-DDL) isolée à la base, équipée de : (a) TMDI, (b) TMD et (c) TID installés au dernier étage.....	71
Figure 3.9	(a) Les structures adjacentes non couplées, et (b) les structures adjacentes équipées d'un double TMDI.....	73

#### **Chapitre IV : Résolutions numériques et algorithmes d'optimisation**

Figure 4.1	Schéma d'un système à un seul degré de liberté (1-DDL) .....	79
Figure 4.2	Diagramme du modèle général de la représentation d'état « state space ».	80
Figure 4.3	Schéma d'un système à deux degrés de liberté (2-DDL) .....	81
Figure 4.4	Schéma d'un système à un seul degré de liberté (1-DDL) .....	85
Figure 4.5	Schéma d'un système à multiples degrés de liberté (2-DDL).....	86
Figure 4.6	Structure schématique d'un algorithme génétique (AG).....	90

#### **Chapitre V : Résultats et discussions**

Figure 5.1	Les trois premières modes propres des bâtiments de référence (A) à 3 étages (cas d'étude I), (B) à 5 étages (cas d'étude II), et (C) à 8 étages (cas d'étude III).....	103
Figure 5.2	Contenu fréquentiel spectre d'amplitude de Fourier ( <i>Fourier amplitude spectrum</i> ) des mouvements sismique naturels réels considérés.....	107
Figure 5.3	Sélection des paramètres TMDs, TIDs et TMDIs pour les deux bâtiments adjacents contrôlés.....	114

Figure 5.4	Modèle de bâtiment de référence à 3 étages installé avec TMD ( $i_d=3$ ), installé avec TMDI ( $i_d=3, i_b=3$ ), installé avec TMDI ( $i_d=3, i_b=2$ ), et installé avec TMDI ( $i_d=3, i_b=1$ ).....	116
Figure 5.5	Fonction de transfert de fréquence du déplacement (à gauche) et de l'accélération (à droite) du bâtiment de référence à 3 étages pour les NC, TMD ( $i_d=3$ ), TMDI ( $i_d=3, i_b=3$ ), ( $i_d=3, i_b=2$ ), et ( $i_d=3, i_b=1$ ) .....	117
Figure 5.6	Réponse en histoire de temp non contrôlée et contrôlée de (A) déplacement au sommet ; (B) course TMD ; (C) accélération au sommet, et (D) effort tranchant à la base soumis le séisme de Kocaeli, 1999 d'un bâtiment de référence de 3 étages.....	121
Figure 5.7	Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertie des trois scénarios TMDI soumis aux huit séismes naturels.....	123
Figure 5.8	Modèle de bâtiment de référence à 5 étages installé avec TMD ( $i_d=5$ ), installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ), et installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ).....	124
Figure 5.9	Fonction de transfert de fréquence du déplacement (gauche) et de l'accélération (droite) du bâtiment de référence à 5 étages pour les cas, NC, TMD ( $i_d=5$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), ( $i_d=5, i_b=3$ ), et ( $i_d=5, i_b=2$ ).....	125
Figure 5.10	Réponse historique temporelle non contrôlée et contrôlée de (A) déplacement au sommet ; (B) course TMD ; (C) accélération au sommet et (D) effort tranchant à la base sous le séisme de Kocaeli, 1999, d'un bâtiment de référence de 5 étages.....	129
Figure 5.11	Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertie des trois scénarios TMDI soumis aux huit séismes naturels.....	130
Figure 5.12	Modèle de bâtiment de référence à 8 étages installé avec TMD ( $i_d=5$ ), installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ), et installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ).....	132
Figure 5.13	L'effet de la période naturelle dominante par rapport à la hauteur du bâtiment.....	133
Figure 5.14	Réponse historique temporelle non contrôlée et contrôlée de (A) déplacement au sommet ; (B) course TMD ; (C) accélération au sommet	137

	et (D) effort tranchant à la base sous le séisme de Kocaeli, 1999, d'un bâtiment de référence de 8 étages.....	
Figure 5.15	Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertie des trois scénarios TMDI soumis aux huit séismes naturels.....	139
Figure 5.16	Fonction de transfert de fréquence du déplacement (gauche) et de l'accélération (droite) du bâtiment de référence à 8 étages pour les cas, NC, TMD ( $i_d=8$ ), TMDI ( $i_d=8, i_b=7$ ), ( $i_d=8, i_b=6$ ), and ( $i_d=8, i_b=5$ ).....	140
Figure 5.17	Deux scénarios de bâtiments couplés : (a) le premier scénario - bâtiments couplés AS1 équipés de TID ; (b) le second scénario - bâtiments couplés AS2 équipés de TMDI.....	141
Figure 5.18	Vue schématique sur les TID et TMDI positionnés dans les bâtiments adjacents .....	142
Figure 5.19	(a) Déplacements entre les étages et (b) distance minimale requise pour éviter les réponses en fréquence du l'entrechoquement pour les bâtiments adjacents contrôlés et non contrôlés.....	144
Figure 5.20	Valeurs maximales de déplacement entre les étages et de la distance minimale requis pour éviter l'entrechoquement des deux bâtiments adjacents.....	147
Figure 5.21	Histogrammes des valeurs maximales de course TMD des deux scénarios (AS1 et AS2) soumis aux huit séismes naturels.....	148
Figure 5.22	Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertie des deux scénarios (AS1 et AS2) soumis aux huit séismes naturels.....	149
Figure 5.23	Histogrammes des valeurs maximales de l'énergie d'amortissement des bâtiments contrôlés et non contrôlés (a) du bâtiment (A) et (b) du bâtiment (B) sous diverses excitations sismiques.....	150
Figure 5.24	Quatre scénarios de contrôle des bâtiments reliés : (a) le premier scénario - bâtiments non reliés NC ; (b) le deuxième scénario - bâtiments reliés et équipés de TMD multiples AS3 ; (c) le troisième scénario - bâtiments reliés et équipés de TID multiples AS4 ; (d) le quatrième scénario - bâtiments reliés et équipés de TID multiples AS5.....	153
Figure 5.25	Vue schématique sur les TMD, TID et TMDI positionnés dans les bâtiments adjacents.....	154

Figure 5.26	(a) Déplacements entre les étages et (b) distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement en fréquence réponses pour les bâtiments adjacents non contrôlés (NC) et contrôlés (AS3, AS4, AS5).....	155
Figure 5.27	Valeurs maximales de déplacement entre les étages et de la distance minimale requis pour éviter l'entrechoquement des deux bâtiments adjacents.....	159
Figure 5.28	Histogrammes des valeurs maximales de course TMD des trois scénarios de contrôle (AS3,AS4 et AS5) soumis aux diverses excitations sismiques.....	160
Figure 5.29	Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertier des deux scénarios (AS4 et AS5) soumis aux huit séismes naturels.....	161
Figure 5.30	Histogrammes des valeurs maximales de l'énergie d'amortissement des quatre scénarios de contrôle (NC, AS3, AS4 et AS5) du bâtiment (A) et (b) du bâtiment (B) sous diverses excitations sismiques.....	162
Figure 5.31	Trois configurations de contrôle des bâtiments isolés à la base : (a) équipés de TMD conventionnels ; (b) équipés de TMD non conventionnels ; et (c) équipés de TMDI.....	165
Figure 5.32	Fonction de transfert de fréquence du déplacement (à gauche) et de l'accélération (à droite) du bâtiment de référence à base isolée de 8 étages pour trois scénarios par rapport au bâtiment de référence équipé du système conventionnel à base isolée BIS unique.....	166
Figure 5.33	Déplacement de la course du TMD/TMDI soumis à diverses excitations sismiques pour un bâtiment de référence à base isolée de 8 étages ; BIS avec TMD conventionnel - ligne rouge continue avec symbole carré, BIS avec TMD non conventionnel - ligne verte continue avec symbole circulaire, BIS avec TMDI - ligne bleue continue avec symbole rectangle .....	172
Figure 5.34	Indicateurs de réponse moyenne (déplacement, accélération, effort tranchant à la base, déplacement de la course TMD/TMDI, déformation et énergie cinétique) sous différents types d'excitations sismiques pour un bâtiment de référence de 8 étages isolé à la base.....	173
Figure 5.35	Fonction de transfert de fréquence du déplacement (à gauche) et de l'accélération (à droite) du bâtiment de référence à base isolée de 20	175

	étages pour trois scénarios par rapport au bâtiment de référence équipé du système conventionnel à la base isolée BIS unique.....	
Figure 5.36	Déplacement de la course du TMD/TMDI soumis à diverses excitations sismiques pour un bâtiment de référence à base isolée de 20 étages ; BIS avec TMD conventionnel - ligne rouge continue avec symbole carré, BIS avec TMD non conventionnel - ligne verte continue avec symbole circulaire, BIS avec TMDI - ligne bleue continue avec symbole rectangle.....	179
Figure 5.37	Indicateurs de réponse moyenne (déplacement, accélération, effort tranchant à la base, déplacement de la course TMD/TMDI, déformation et énergie cinétique) sous différents types d'excitations sismiques pour un bâtiment de référence de 20 étages isolé à la base.....	181

## LISTE DES TABLEAUX

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

Tableau 2.1	La valeur de l'inertance correspond au nombre de pignons utilisés.....	34
-------------	--	----

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

Tableau 3.1	Différentes valeurs du rapport de masse des TMD et du rapport d'inertance dans l'optimisation de TMDI .....	55
Tableau 3.2	Différentes valeurs de la gamme de la fréquence de réglage et du pourcentage d'amortissement critiques dans l'optimisation TMDI.....	56
Tableau 3.3	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 de la TMD.....	57

### Chapitre V : Résultats et discussions

Tableau 5.1	Propriétés de bâtiment de référence à 3 étages.....	102
Tableau 5.2	Propriétés de bâtiment de référence à 5 étages.....	102
Tableau 5.3	Propriétés de bâtiment de référence à 8 étages.....	104
Tableau 5.4	Paramètres structuraux de deux bâtiments adjacents de 4 et 5 étages....	104
Tableau 5.5	Propriétés de la structure de référence de 8 étages à base isolée.....	105
Tableau 5.6	Propriétés de la structure de référence à base isolée de 20 étages.....	106
Tableau 5.7	Enregistrements sismiques utilisés dans l'analyse.....	106
Tableau 5.8	Valeurs des paramètres dans l'optimisation TMD/TMDI .....	109
Tableau 5.9	Valeur des propriétés dynamiques dans l'optimisation TMDI/TID.....	109
Tableau 5.10	Valeur des propriétés dynamiques dans l'optimisation des TMDs, TIDs, et TMDIs.....	111
Tableau 5.11	Valeurs des paramètres dans l'optimisation TMD/TMDI .....	111
Tableau 5.12	Les paramètres optimaux des TMDs et TMDIs pour les trois structures de référence contrôlées.....	113
Tableau 5.13	Propriétés dynamiques optimales de TID et TMDI .....	114
Tableau 5.14	Sélection des paramètres optimaux de la structure isolée à la base de 8 étages équipée de TMD et TMDI .....	115
Tableau 5.15	Sélection des paramètres optimaux de la structure isolée à la base de 20 étages équipée de TMD et TMDI .....	115
Tableau 5.16	Réponse de pic pour une suite de 8 mouvements sismiques pour un bâtiment de référence à 3 étages.....	120
Tableau 5.17	Réponse de pic pour une suite de 8 mouvements sismiques pour un bâtiment de référence à 5 étages.....	128
Tableau 5.18	Réponse de pic pour une suite de 8 mouvements sismiques pour un bâtiment de référence à 8 étages .....	135

## LISTE DES SYMBOLES

$b$	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
$J_{fw}$	L'inertie du volant
$\eta$	Le rapport transmission
$r_1, r_2, r_3$	Les rayons des engrenages
$\rho$	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
$n$	Nombre d'étages, nombre des pignons, nombre degré de liberté ans TMD, selon le cas
$m_f$	La masse du volant d'inertie
$r_f$	Le rayon de giration du volant d'inertie
$r_{pf}$	Le rayon du pignon du volant d'inertie
$x_i$	Le déplacement latéral d'étages $i$
$\{x\}, \{\dot{x}\}$ et $\{\ddot{x}\}$	Vecteur collectant tous les déplacements, vitesse, et l'accélération latéraux des étages sans ou avec TMD selon le cas
T	La transposition de la matrice
$[M], [M_t]$ , et $[M_s]$	La matrice de masse selon le cas
$[C], [C_t]$ , et $[C_s]$	La matrice d'amortissement selon le cas
$[K], [K_t]$ , et $[K_s]$	La matrice de rigidité selon le cas
$\{M_t\}, \{M_t\}$ , et $\{M_z\}$	Le vecteur de masse selon le cas
$m_1, m_2, \dots, m_{n-1}, m_n$	Les masses respectives de chaque étage du bâtiment

$c_1, c_2, \dots, c_n, c_{n-1}$	Les constantes d'amortissement respectives de chaque étage du bâtiment
$k_1, k_2, \dots, k_n, k_{n-1}$	Les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment
$\ddot{x}_1, \ddot{x}_2, \dots, \ddot{x}_{n-1}, \ddot{x}_n$	Les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment sans TMD
$\dot{x}_1, \dot{x}_2, \dots, \dot{x}_{n-1}, \dot{x}_n$	Les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment sans TMD
$x_1, x_2, \dots, x_{n-1}, x_n$	Les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment sans TMD
$m_d$	La masse de TMD, de TMDI, de TID selon le cas
$c_d$	La masse de TMD, de TMDI, de TID selon le cas
$k_d$	La masse de TMD, de TMDI, de TID selon le cas
$\{\tau\}$	Le vecteur de masse dans les étages respectifs du bâtiment
$\ddot{x}_g$	L'accélération du sol, représentant l'excitation sismique
$m_b, k_b$ et $c_b$	La masse, la rigidité et l'amortissement de l'isolation sismique
$i$	Le degré de liberté de la structure principale
$m_s, k_s$ et $c_s$	La masse, la rigidité et l'amortissement de la structure primaire
$x_d, \dot{x}_d$ et $\ddot{x}_d$	Le déplacement, vitesse, accélération du TMD
$A_g$	Amplitude
$\omega$	La fréquence
$\omega_s$	Fréquence naturelle du système primaire (structure)
$\omega_d$	Fréquence naturelle du système auxiliaire (TMDI)
$\zeta_s$	Le pourcentage (taux) d'amortissement de la structure primaire
$\zeta_d$	Le pourcentage (taux) d'amortissement critique du système auxiliaire du TMDI
$\mu$	Le rapport de masse
$\beta$	Le rapport d'inertance
$f$	Le rapport fréquentiel
$j$	Indice de la localisation de la deuxième extrémité de l'inertier
$\{R_d\}$	Vecteur d'emplacement du TMD



$\{R_b\}$	Vecteur de localisation d'inerters
$\{R_c\}$	Vecteur de position de la deuxième extrémité de l'inertier
$\{X_s\}, \{\dot{X}_s\}$ et $\{\ddot{X}_s\}$	Vecteur collectant tous les déplacements, vitesse, et l'accélération latéraux des étages sans ou avec MTMDI selon le cas
$\{y\}, \{\dot{y}\}$ et $\{\ddot{y}\}$	Vecteur collectant tous les déplacements, vitesse, et l'accélération latéraux d'un système à un seul degré de liberté ou deux degrés de liberté selon le cas
$m, c$ et $k$	Masse, amortissement, et rigidité d'un système à un seul degré de liberté ou deux degrés de liberté selon le cas
$F$	Excitation externe
$x(t)$	Vecteur d'état
$u(t)$	Vecteur d'entrée ( <i>input</i> )
$[A]$	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> )
$r$	Nombre des entrées ( <i>inputs</i> )
$p$	Nombre des sorties ( <i>outputs</i> )
$X(s)$	Transformée de Laplace

## INTRODUCTION GENERALE

La protection des structures civiles contre les dommages considérables causés par les catastrophes naturelles, tels que les séismes puissants et les vents forts, est devenue une priorité de l'ingénierie structurelle. Cela a mis en évidence et encouragé la communauté des ingénieurs à développer et à concevoir des structures plus performantes afin de prévenir les dommages structurels causés par les séismes. Les bâtiments élancés de grande hauteur sont caractérisés par une valeur d'amortissement très faible. Ces structures doivent être conçues pour s'opposer aux forces dynamiques par une combinaison de flexibilité, de résistance et d'absorption d'énergie, de sorte qu'elles puissent se déformer au-delà de la limite élastique lorsqu'elles sont soumises à un mouvement sismique sévère. Pour répondre à cette problématique, le contrôle des vibrations devient un impératif. Pour cela, divers systèmes de contrôle des vibrations structurelles ont été mis en place afin d'offrir une protection de haut niveau ; ces systèmes peuvent être classés de manière générale en (1) passif, (2) actif, (3) semi-actif et (4) hybride.

Les dispositifs passifs sont caractérisés par des paramètres fixes qui doivent être minutieusement définis lors de la phase de conception. Ainsi, ces derniers sont simples, pas coûteux et relativement facile à entretenir ; cependant ils manquent de réactivité et ne peuvent en aucun cas s'adapter à des excitations en dehors de leurs limites de conception. Pour pallier à ce problème, les dispositifs actifs ont été introduits, gouvernés par un algorithme de contrôle qui calcule précisément la force à induire à la structure à la base de la réponse dynamique du bâtiment qui sera transmise par un réseau de capteur. Du fait de leur complexité, les dispositifs actifs restent coûteux et difficiles à entretenir ; de plus, ils dépendent fortement d'une source d'énergie externe qui est leur point le plus faible. Afin de combler le vide entre les dispositifs passifs et actifs les dispositifs semi-actifs furent introduits, ces derniers peuvent s'adapter relativement aux excitations dynamiques tout en utilisant une faible source d'énergie.

Il est vrai qu'il est possible d'améliorer les performances structurelles en utilisant des systèmes de contrôle actif et/ou semi-actif qui dépendent de l'intégration de capteurs, d'unités de contrôle et du traitement des données en temps réel. Cependant, en raison du coût d'installation et des problèmes de fiabilité de ces solutions, l'utilisation d'un système de contrôle actif n'est pas aussi courante que les solutions de contrôle passif, **Marian [1]**.

Les systèmes de contrôle passif sont les plus utilisés dans les pays à forte activité sismique en raison de leur simplicité, de leur fiabilité et de leur économie. Parmi les systèmes de contrôle passif des vibrations structurelles, on distingue l'amortisseur à masse accordée (en Anglais

*Tuned Mass Damper* TMD) agissant en tant qu'absorbeur de vibration. Innovés par Frahm en 1909 puis développés par **Den Hartog et Ormondroyd [2]**, les TMDs constituent une solution prépondérante dans le domaine de contrôle des vibrations excessives dans les structures de génie civil. A présent, les TMDs sont largement utilisés comme dispositifs de contrôle passif à travers le monde par des applications à grande échelle, à l'instar de la tour Taipei 101 au Taiwan comme étant l'un des exemples réels les plus célèbres où le TMD est monté au sommet de l'édifice.

Mécaniquement, le TMD est un dispositif « masse-ressort-amortisseur » à un degré de liberté (1DDL), généralement monté sur la structure et réglé pour être en résonance avec elle. L'efficacité de ce dispositif repose sur le réglage de sa fréquence par le biais de sa rigidité et des propriétés de son patin de manière à ce qu'une énergie cinétique importante soit transmise de la structure principale vibrante au TMD et dissipée via l'amortisseur visqueux. **Marian [1]**, **Han et al [3]**, **De Domenico et al [4]**. Il est important de noter qu'il existe d'autre variante non-passive du TMD. Ainsi, des TMD semi-actif dit STMD furent introduits avec des amortisseurs à caractéristiques variable gouvernés par un algorithme de contrôle et une faible source d'énergie. Aussi, des TMDs actifs actionnés par un vérin hydraulique et dénoté ATMD ont été investigués par les chercheurs.

Bien qu'il soit une solution majeure dans le contrôle passif des vibrations, le TMD présente trois limitations majeures : (1) il nécessite un grand espace d'installation, sa masse étant généralement assez large pour une efficacité majeure; (2) les procédures de réglage standard se concentrent sur la réduction de la réponse dynamique du premier mode vibratoire, alors que les réponses des modes supérieurs ne peuvent être réduites que faiblement; et (3) l'efficacité du dispositif sera considérablement réduite si sa fréquence est dérégulée, notamment en cas de réponse non linéaire ou de modification des caractéristiques dynamiques de la structure principale, ce qui peut avoir un impact majeur sur son efficacité en matière de suppression des vibrations, en particulier lorsque des excitations à bande étroite ou harmoniques sont impliquées, ce qui peut soit diminuer les performances du TMD, soit parfois augmenter la réponse de la structure principale, **Marian [1]**, **Han et al [3]**, **Stanikzai et al [5]**, **Di Matteo et al [6]**.

De nombreux chercheurs ont travaillé sur des modifications prometteuses du TMD pour faire face à ces inconvénients. L'utilisation de plus d'un seul TMD avec des caractéristiques dynamiques différentes a été proposée par **Yamaguchi et Harnpornchai [7]** qui a mis au point un ensemble d'amortisseurs à masse accordée, appelé MTMD offrant des performances

améliorées par rapport à un TMD unique ; Le dispositif MTMD est constitué de multiple TMDs classiques réglés individuellement. L'utilisation des MTMDs présente les avantages suivants : (1) minimisation de l'espace nécessaire, ce qui est l'une des restrictions du TMD seul ; (2) installation simple ; (3) faible coût...etc. Dans le dispositif MTMD, la masse est répartie, contrairement au seul TMD où celle-ci constitue une allant jusqu'à 10% de la masse de l'édifice, impliquant une importante charge qui peut parfois générer des dommages structuraux. En plus de la répartition de la masse, et contrairement au seul TMD avec une seule fréquence, les MTMD sont caractérisés par différentes fréquences qui peuvent s'adapter à une bande passante plus large, ce qui les rend plus efficaces et plus appropriés pour gérer les vibrations structurelles des changements de fréquence, **Han et al [3], Salzenstein [8]**. En dehors des avantages mentionnés précédemment, les MTMD présentent certaines limites. Généralement, ils sont principalement concernés par le contrôle monomodal de la structure principale, ce qui occulte l'influence des modes supérieurs qui peuvent avoir un impact significatif sur la réponse globale d'une structure soumise aux vibrations induites par les séismes. Devant une telle situation, les MTMD sont réglés sur le mode fondamentale de la structure, et leur impact sur la réponse des modes supérieurs sera limité ; de plus, la conception et le réglage optimaux deviennent une tâche difficile et exigeante en termes de calcul, **Marian [1], Han et al [3], Salzenstein [8]**.

De la revue de la littérature, il apparaît que la manière la plus simple d'améliorer la robustesse et les performances du TMD est d'augmenter sa masse. Pour cela, il s'agit pour de rechercher une conception optimale en introduisant un nouveau concept d'amortissement basé sur un dispositif mécanique qui ne souffre pas des limitations du TMD et/ou MTMD et peut être facilement combiné à la structure principale pour modifier le paramètre d'inertie. Plus la masse attachée considérée est importante, plus un TMD conçu de manière adéquate est efficace, au détriment d'une augmentation du poids total du système structurel, **Marian [1], Hessabi [9]**.

Encouragé par les remarques ultérieures et afin de pallier les limitations imposées par l'implémentation d'une grande masse pour un dispositif efficace, le recours à un système d'amplification de la masse devient nécessaire dans le but d'avoir une importante masse sans toutefois l'augmenter réellement. Cette solution a été introduite par **Smith (2002)** qui a développé un système appelé *inertor*, un nouvel élément mécanique passif de masse négligeable. Cet appareil peut générer à ses extrémités une force linéaire proportionnelle à l'accélération. Le concept d'inertor a été initialement employé dans les systèmes de suspension des voitures de course de Formule 1 sous le nom de "J-damper". Motivée par l'application réussie des inerters en génie mécanique, civile utilise actuellement l'inertor pour contrôler

efficacement les vibrations des bâtiments sous excitations sismiques. L'inerteur agit comme une masse secondaire largement supérieure à sa masse réelle (presque 200 fois supérieure à sa masse physique). Ce dispositif d'amortisseur à masse accordée associé à un inerteur, appelé TMDI a été proposé en premier lieu par **Marian et Giaralis [10]** pour le contrôle des vibrations des bâtiments. Par la suite, d'autres travaux impliquant ce dispositif ont vu le jour, **Tiwari et al [11]**, **Wang et al [12]**, **Ye et al [13]**, **De Domenico et Ricciardi [14]**.

L'objectif principal de cette thèse est d'étudier la réponse optimale des bâtiments étagés équipés d'amortisseur à masse accordée avec inerteur, de l'anglais *Tuned Mass Damper Inerteur* TMDI et son efficacité dans la réduction des vibrations. La réponse optimale est obtenue par l'analyse de la performance du dispositif et l'optimisation de ces paramètres dynamiques, rapport de masse, rapport de fréquence, pourcentage d'amortissement et inertance. A cette fin, l'algorithme génétique (GA) a été utilisé pour atteindre les meilleures performances des structures équipées de TMDI. L'analyse temporelle des réponses est menée pour un ensemble de forts mouvements sismiques.

Cette thèse se compose de cinq chapitres étroitement liés et structurés comme suit :

Le chapitre 1 présente une revue de la littérature sur les différents systèmes de contrôle des vibrations. Cette revue traite des quatre principales approches pour le contrôle des vibrations dans l'ordre suivant : passif, actif, semi-actif et hybride. Les avantages et les inconvénients de chaque système de contrôle sont énumérés dans le premier chapitre. À la fin de ce chapitre, une brève revue de l'amortisseur de masse accordée TMD, amortisseur à masse accordée multiples MTMD, l'amortisseur à masse accordée associé à un système d'isolation à la base est réalisée. Cette dernière se concentre sur les applications dans l'ingénierie structurelle du TMD et les défauts de ce dispositif classique. Le chapitre est conclu par une discussion sur quelques solutions réalisables afin de pallier aux lacunes du TMD classique.

Le deuxième chapitre présente les différents types d'éléments inerteur. En outre, l'état des connaissances sur l'inerteur et de ses applications actuelles, les applications des systèmes de contrôle des vibrations basés sur des inerteurs, l'état des connaissances sur l'amortisseur à masse accordée inertielle « TMDI ». Un état de l'art concernant la mécanique passive inerteur ainsi que le nouveau dispositif TMDI et les applications actuelles sont présentées à la fin du second chapitre.

Le troisième chapitre traite de 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 inertielle TMDI. Le TMDI est installé à différents niveaux (par exemple, au sommet, au-dessous du dernier étage et à la base). L'emplacement de l'inerteur varie selon la structure considérée (par exemple, structure à base fixe, structure à base isolée, etc...). La deuxième borne du dispositif inerteur dans le TMDI est installée à des étages différents, y compris au niveau du sol. Aussi, les différentes formules de réglage du TMDI sont présentées. De plus, l'équation de mouvement des bâtiments adjacents couplés avec deux TMDI appelé « rétro-couplé » et non-couplé « incontrôlés » est présentée.

Le quatrième chapitre décrit en détail la formulation mathématique des systèmes dynamiques par la représentation d'état « *state-space* », la fonction de transfert, et la transformée de Laplace. En outre, il décrit les différents processus et étapes d'application de l'optimisation par algorithme génétique (AG), qui sont considérés dans cette thèse et utilisés pour déterminer les paramètres optimaux de conception robuste du TMDI. À la fin, une description détaillée du modèle mathématique qui régit le comportement de la norme  $H_\infty$  et  $H_2$  est présentée dans cette section.

Le cinquième chapitre définit les modèles structurels « cas d'études », les excitations sismiques, l'intervalle de l'optimisation, puis les paramètres optimaux du TMDI après l'application de AG. En outre, l'efficacité du dispositif TMDI vis-à-vis du TMD classique avec la même masse réelle est évaluée respectivement dans le domaine fréquentiel et le domaine temporel en effectuant des analyses de l'historique des réponses pour diverses enregistrements sismiques de référence.

Enfin, la principale conclusion et les recommandations pour les travaux prochains sont discutées.

# Chapitre I :

Les différents systèmes de  
protection sismique

## 1.1 Introduction

Dans la phase de conception des ouvrages, lorsque le chargement sismique est prépondérant, les concepteurs tendent à utiliser une approche classique. Cette approche consiste principalement en l'introduction d'éléments de rigidité importante (poteaux, voiles ...etc) afin d'augmenter la résistance de la structure a d'éventuelle chargements sismiques. Cette philosophie de conception résulte mène à des structures massives créant ainsi d'autre problèmes liés au poids et à l'assise de la structure mais aussi un coût de construction plus élevé. Ainsi, il est avantageux de chercher à réduire les sollicitations avant même de dimensionner les éléments de structure. Ceci peut être réalisé en introduisant des dispositifs de contrôle de vibrations qui ouvrent pour dissiper l'énergie sismique induite à la structure. Le contrôle des structures de génie civil représente un domaine de recherche important qui se développe rapidement. Ainsi, la tendance générale à construire des bâtiments élancés et des ouvrages de grande portée, nécessite des technologies novatrices en matière de contrôle des vibrations.

## 1.2 Systèmes de contrôle de la réponse sismique

Les systèmes de contrôle présentent des moyens efficaces par lesquels les structures peuvent résister aux actions dynamiques, et ce, en produisant, lors de la manifestation de telles actions, des forces de réaction bien adaptées. Les méthodes innovantes de contrôle sont devenues dans les dernières années d'actualité, car elles permettent de concevoir des structures pour résister sans dégâts importants aux actions sismiques au moyen de systèmes de protection efficaces et fiables.

D'importants travaux ont été entrepris pour développer le concept de contrôle structurel en une technologie exploitable et aujourd'hui, différents dispositifs de contrôle des vibrations sont installés dans une grande variété de structures à travers le monde, **Spencer Jr et Soong [15]**. Ces systèmes varient en fonction du mode de contrôle des réponses dynamiques des structures, à savoir : contrôle passif, (ii) contrôle actif, (iii) contrôle semi-actif, et (iv) contrôle hybride, comme illustrés en figure 1.1.



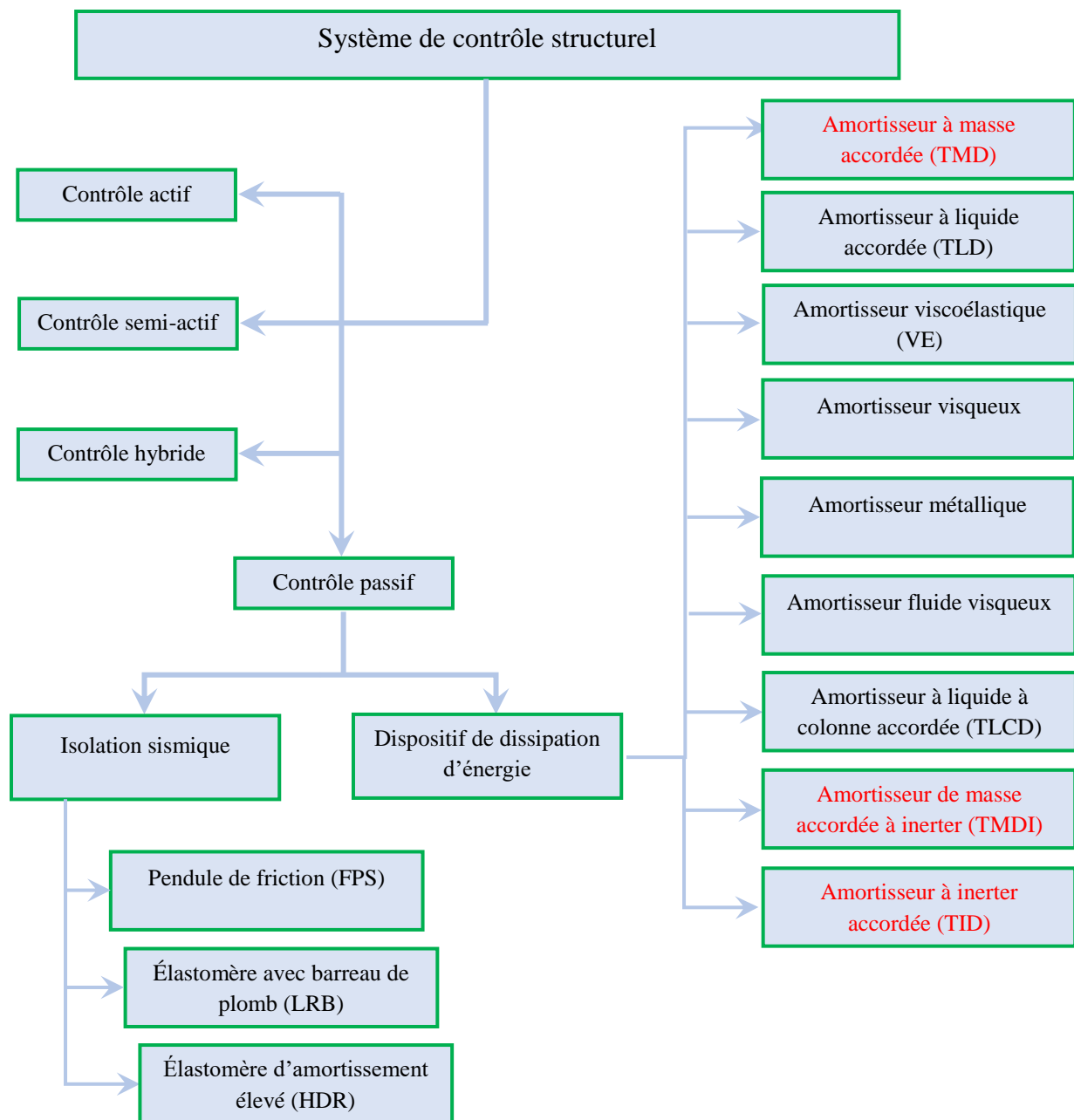


Figure 1.1 Les différents systèmes de contrôle.

Les systèmes actifs et semi-actifs ont la possibilité d'agir en temps réel pour faire face aux différents types d'excitations, grâce à un réseau de capteur et d'algorithmes de contrôle. Les dispositifs à nature réactifs peuvent fournir un comportement structurel amélioré pour une meilleure sécurité, **Spencer Jr et Soong [15]**. Cependant, le déploiement des dispositifs actifs et semi-actifs en grand nombre a été limité par des considérations de fiabilité et de coût. Par conséquent, les systèmes de contrôle hybride et passif sont devenus une alternative attrayante aux systèmes susmentionnés, en raison de leur simplicité mécanique, de leur faible consommation d'énergie et de leurs capacités à produire des forces de contrôle convenables, **Datta [16]**.

### 1.2.1 Systèmes de contrôle passif

Un système passif est conçu pour modifier les caractéristiques dynamiques de la structure sans qu'il soit nécessaire d'utiliser une source d'énergie externe, ce qui les rend fiables puisqu'ils demeurent opérationnels en cas d'un séisme entraînant une coupure d'électricité, **Sahoo [17]**. Néanmoins, ceci peut parfois constituer un désavantage. Ils sont utilisés pour atténuer les vibrations structurelles induites par les excitations éoliennes et sismiques. En général, les structures qui utilisent un système de contrôle passif peuvent être considérées comme un système à intelligence limitée car elles ne peuvent pas s'adapter à l'excitation et à la réponse structurelle globale, et ne présentent donc qu'une capacité de contrôle limitée, **Edrees [18]**. Ils sont réglés de manière optimale pour protéger les structures contre un chargement dynamique spécifique, et leur efficacité sera sous-optimale dans d'autres cas impliquant d'autres types de chargement dynamique, **Bigdeli [19]**. Plusieurs techniques de contrôle passif sont proposées, parmi les plus répandues, on peut citer l'isolation sismique à la base, l'amortisseur à fluide visqueux, l'amortisseur à friction, l'amortisseur à masse accordée (TMD), l'amortisseur à liquide accordé (TLD), ...etc. Ces systèmes ont vu leurs applications dans divers ouvrages ; Parmi les exemples de bâtiments utilisant ces dispositifs, citons la mairie d'Oakland, la Crystal Tower d'Osaka, la John Hancock Tower de Boston, le bâtiment du Parlement Néo-Zélandais, la tour CN de Toronto, la bibliothèque de l'Assemblée et le nouveau musée de la Nouvelle-Zélande, l'hôpital universitaire de Los Angeles, le bâtiment de l'Institut de recherche Matumura à Kobe, **Constantinou *et al* [20]**.

Le Principe de base du système de contrôle passif repose sur l'utilisation du mouvement de la structure pour produire un mouvement relatif dans ses dispositifs d'amortissement qui, à leur tour, dissipent l'énergie. La configuration de base d'un système de contrôle passif des vibrations est illustrée à la figure 1.2.

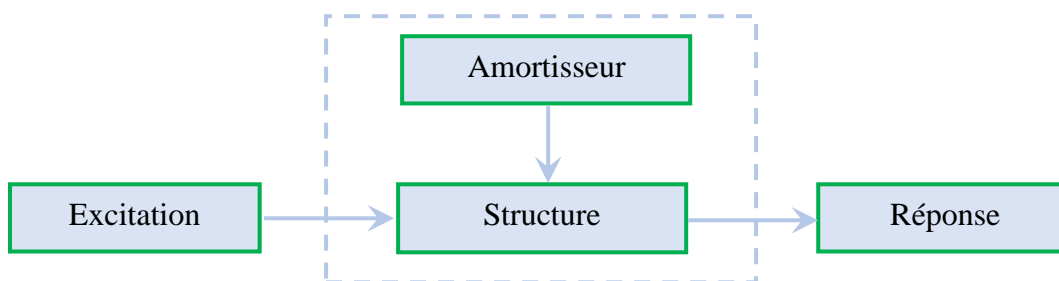


Figure 1.2 Structure avec système de contrôle passif, **Soong et Spencer Jr [21]**

### 1.2.2 Systèmes de contrôle actif

Dans le domaine du génie civil, l'application du contrôle actif remonte au début des années 1970, lorsque **Yao [22]** a défini un concept de contrôle structurel basé sur la théorie du contrôle.

Les systèmes de contrôle actif sont définis comme un système qui nécessite une source d'énergie relativement importante pour fonctionner. La technologie du contrôle actif est basée sur l'utilisation de capteurs pour mesurer la réponse structurelle et des dispositifs de traitement en temps réel pour calculer les forces de contrôle en faisant appel à des actionneurs mécaniques en tant que dispositifs d'application des forces.

En général, les systèmes de contrôle actif sont plus efficaces que les systèmes de contrôle passif. Ainsi, les systèmes de contrôle actif se composent de trois unités principales : les actionneurs, l'unité de contrôle et les capteurs. Les capteurs situés à n'importe quelle localisation au niveau de la structure, peuvent être utilisés pour mesurer les variables de réponse du système, telles que les accélérations, les vitesses et les déplacements. Ainsi, un système de contrôle actif de la réponse sismique est généralement conçu principalement pour augmenter l'amortissement structurel avec des modifications mineures de la rigidité structurelle, **Sahoo [17]**. L'amortisseur à masse accordée actif (ATMD), l'amortisseur à colonne de liquide accordée actif (ATLCD), les isolateurs actifs, les contreventement actifs, l'amortisseur à rigidité variable actif, et les tendons actifs sont quelques exemples de dispositifs de contrôle actif. Des exemples de bâtiments célèbres équipés de systèmes de contrôle passif, citons– le dispositif AMD sur le bâtiment Kyobashi Seiwa, le système Duox sur ANDO Nighikicho et le dispositif Trigon sur la tour Shinjuku, **Bigdeli [19]**, **Constantinou et al [20]**. Une représentation schématique du système de contrôle actif est illustrée à la figure 1.3.

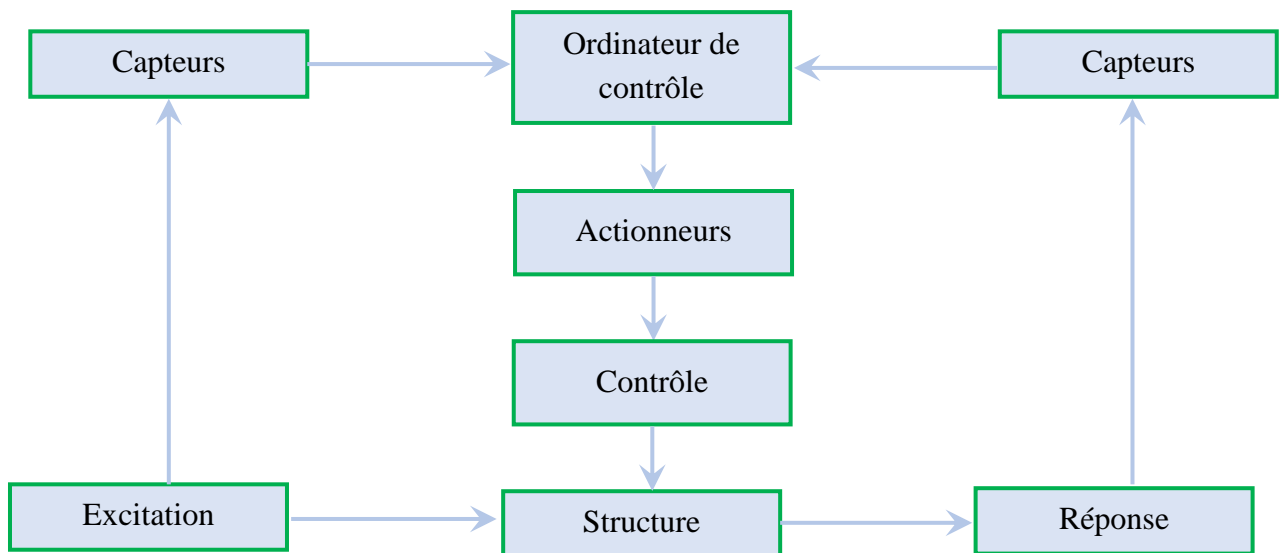


Figure 1.3 Schéma d'un système de contrôle actif, **Soong et Spencer Jr Reviewer [23]**

### 1.2.3 Systèmes de contrôle semi-actif

**Hrovat *et al* [24]** fut le premier à exploiter le contrôle semi actif dans l'ingénierie structurelle en proposant un amortisseur de masse accordé semi-actif (STMD) pour contrôler les vibrations structurelles. Par la suite, de nombreuses recherches ont établi le contrôle semi-actif comme une véritable alternative pour réduire les vibrations des ouvrages.

Les systèmes de contrôle semi-actif sont une extension naturelle des systèmes de contrôle passif. Ce sont fondamentalement des systèmes passifs contrôlables. Ils sont communément appelés amortisseurs contrôlables ou "intelligents" car ils contiennent des systèmes adaptatifs qui règlent leurs réponses et leur efficacité. Ils ont pour objectif de contrôler les vibrations par l'application indirecte d'énergie sur la structure, comme le montre le schéma de la figure 1.4

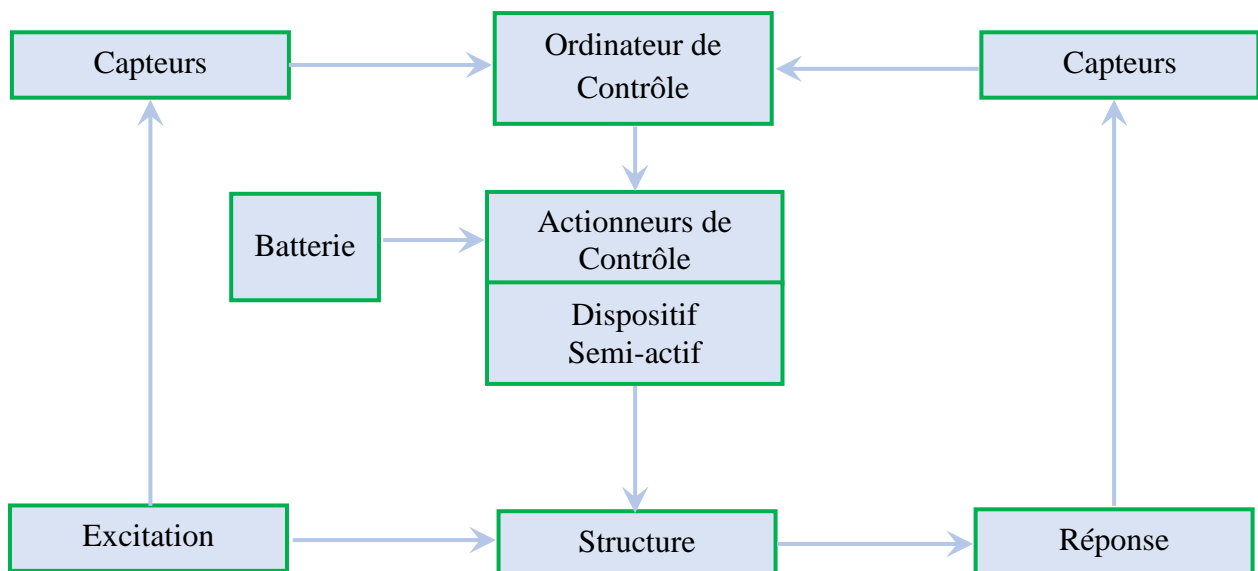


Figure 1.4 Schéma d'un système de contrôle semi-actif, **Soong et Spencer Jr [21]**

Contrairement au système de contrôle actif, le système de contrôle semi-actif a besoin d'une faible source d'énergie externe qui peut être supportée par des batteries, **Edrees [18]**

Le système de commande semi-actif contient :

- Une unité de commande qui traite les mesures et fournit des signaux de commande à l'actionneur.
- Des capteurs qui mesurent l'entrée et/ou la sortie (c'est-à-dire la réponse structurelle, l'excitation).
- Actionneur de commande qui régule le comportement du dispositif semi-actif.
- Un dispositif d'amortissement semi-actif.

Indépendamment de leur plus grande complexité par rapport aux dispositifs passifs, les systèmes semi-actifs sont toujours faciles à fabriquer, à l'abri des défaillances, fiables dans leur fonctionnement et peuvent surpasser les systèmes purement passifs, **Rahimi et al [25]**. L'inconvénient de ces systèmes est que, comme ils agissent comme des systèmes passifs, leur potentiel de contrôle est limité. Néanmoins, ils sont très prometteurs car ils combinent les mérites des dispositifs passifs et actifs. Les amortisseurs magnéto-rhéologiques (MR), les amortisseurs électro-rhéologiques (ER), les amortisseurs semi-actifs à masse accordée (SATMD), les amortisseurs semi-actifs à liquide accordé (SATLD), les amortisseurs semi-actifs à friction, les amortisseurs semi-actifs à fluide visqueux sont les dispositifs les plus connus et les plus célèbres des systèmes de contrôle semi-actif. Parmi les exemples d'ouvrages utilisant le système de contrôle semi-actif, citons le bâtiment Kajima Shizuoka à Shizuoka au Japon, le pont Walnut Creek en Oklahoma, le bâtiment CEPCO Gifu au Japon, l'école des sciences et de la technologie de l'Université de Keio au Japon, le pont du lac Dongting en Chine, **Constantinou et al [20]**.

#### 1.2.4 Systèmes de contrôle hybride

Les systèmes de contrôle hybride sont obtenus en combinant plusieurs dispositifs de contrôle. Un système de contrôle hybride bénéficie des avantages des deux systèmes de contrôle et devient une solution prometteuse, permettant ainsi de maintenir les structures dans la gamme de performance requise (i.e., domaine linéaire), **Edrees [18], Saaed et al [26]**. Le système de contrôle hybride a une plus grande capacité et une plus grande efficacité qu'un système de contrôle passif et possède un ratio efficacité/coût plus élevé particulièrement lorsqu'il est soumis à différents types d'excitations avec des intensités et de fréquences différentes. Les systèmes de contrôle hybride ont fait l'objet d'une attention particulière depuis le début des années 2000. Applications - Bâtiment INTES de Sendagaya à Tokyo, **Rahimi et al [25], Cheng et al [27]**. La configuration de base du système de contrôle hybride est représentée schématiquement à la figure 1.5.

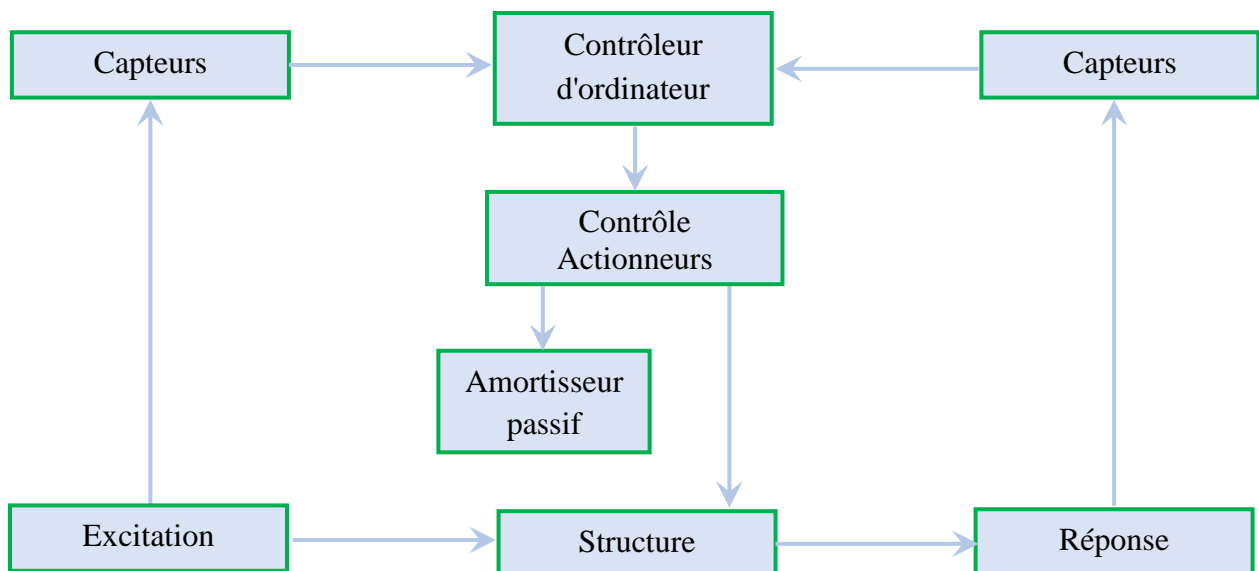


Figure 1.5 Schéma d'un système de contrôle hybride, Soong et Spencer Jr [21]

### 1.3 Amortisseur à masse accordée (TMD)

Les amortisseurs passifs sont les dispositifs de contrôle des vibrations les plus simples pour protéger les structures contre les forces induites par les risques naturels, tels que les vents forts et les séismes. L'amortisseur à masse accordée (de l'anglais *Tuned Mass Damper*) est l'un de ces dispositifs de contrôle passif conventionnels, qui se compose naturellement d'une masse, d'un amortisseur (élément d'amortissement visqueux) et d'un ressort (élément de rigidité) montés généralement au sommet de la structure pour atténuer la réponse dynamique comme le montre la figure 1.6, Datta [16].

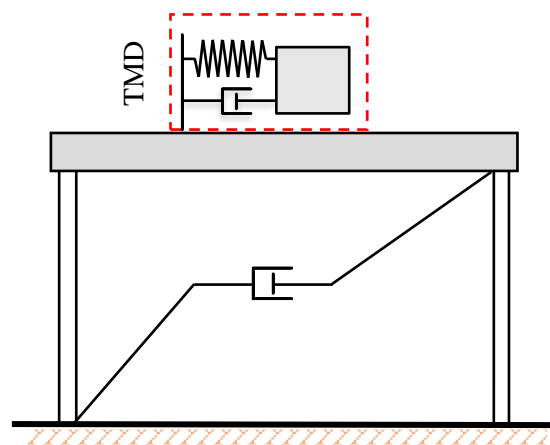


Figure 1.6 Amortisseur à masse accordée (TMD) au sommet d'un portique

### 1.4 Application réelle des amortisseurs à masse accordée (TMD)

Depuis 1971, les TMD ont été largement utilisés dans plus de 50 structures dans plusieurs pays dont la Chine, la Corée, le Japon, l'Arabie Saoudite, le Royaume-Uni, Dubaï, l'Allemagne et les

États-Unis. Après plusieurs années de développement, le TMD est devenu le type d'amortisseur le plus populaire, **Tan [28]**.

La tour Centre Point à Sydney en Australie, est la première structure dans laquelle des TMD ont été installés. Le TMD est également installé dans deux bâtiments des États-Unis. La tour de TV de Berlin, l'une des plus hautes structures d'Allemagne construite entre 1965 et 1969 est équipée d'un amortisseur à masse accordée. Burj Al Arab, un hôtel de luxe à Dubaï, le troisième plus haut hôtel du monde, est installé avec 11 amortisseurs à masse accordée. Perk Tower, Chicago, 70 étages avec 257 m de haut, est le 39<sup>ème</sup> plus haut bâtiment des États-Unis, le onzième plus haut bâtiment de Chicago, et le quatre-vingt-troisième plus haut du monde. C'est la première structure des États-Unis à être conçue avec un amortisseur de masse accordé pour réduire l'effet du vent sur la structure. Il s'agit d'un amortisseur à pendule en acier massif suspendu à câbles à l'intérieur d'une cage qui stabilise le bâtiment pour l'empêcher de se balancer sous l'effet du vent.

Taipai 101, Taiwan, a été le plus haut bâtiment du monde de 2004 à 2010. Il se compose de 101 étages et de 5 étages de sous-sol, équipés d'un pendule en acier qui sert d'amortisseur de masse accordé, suspendu du 92<sup>ème</sup> au 87<sup>ème</sup> étage. Le pendule se balance pour compenser les mouvements du bâtiment causés par de fortes rafales. La tour John Hancock (Hancock Place) est une tour de 60 étages à Boston équipée de deux amortisseurs de masse. Le pont Akashi Kaikyo (pont de la perle), situé au Japon, a la plus longue portée de tous les ponts suspendus du monde. Il comporte trois travées, la travée centrale de 1991 m et deux autres de 960 m chacune de long, conçues pour permettre à la structure de résister à des vents et à un séisme. Un amortisseur de masse accordé est conçu pour fonctionner à une fréquence de résonance du pont afin d'augmenter la valeur d'amortissement, **Sahoo [17]**.



Taipei101,  
Taiwan



Spire of Dublin  
Ireland



Shanghai world  
Financial center



Park Tower,  
Chicago



One wall  
Centre, Canada



Figure 1.7 Application pratique de l'amortisseur de masse accordé, *Sahoo [17]*

## 1.5 Etat de l'art

### 1.5.1. Amortisseur à masse accordée (TMD)

Cette partie présente une revue détaillée et actualisée des études sur l'amortisseur à masse accordée (TMD) comme moyen de contrôle des vibrations causées par les excitations dynamiques. Un nombre illimité de travaux ont été réalisés sur l'efficacité sismique du TMD par de nombreux chercheurs, **Shilpa Chandran.P [29]**, **Shevale et al [30]**.

Le TMD ont une caractéristique d'amortissement et de fréquence constante et peuvent être utilisés pour régler uniquement une fréquence de vibration fixe donnée, généralement la fréquence dominante des vibrations d'une structure, **Rahimi et al [25]**, **Shilpa Chandran.P [29]**.

Certains avantages favorisent l'utilisation du TMD pour atténuer les vibrations dans les structures : (i) sa conception robuste, (ii) son coût relativement faible, (iii) son amortissement structurel important, et (iv) l'absence d'effets des températures élevées.



Le concept d'utilisation d'un TMD a été lancé pour la première fois par **Frahm [31]** qui a utilisé un dispositif composé d'un ressort et un système d'amortissement à oscillateur de masse pour réduire le mouvement de roulis des navires ainsi que les vibrations de la coque.

Plus tard, et sur la base du concept de Frahm, **Den Hartog et Ormondroyd [2]** ont développé la théorie de l'absorbeur de vibrations dynamiques donnant lieu au prototype de l'amortisseur à masse accordée (TMD).

**Den Hartog [32]** a développé une formule simple pour le rapport fréquentiel et le rapport d'amortissement optimaux pour le TMD. Ces formules étaient basées sur la minimisation de la réponse en déplacement d'un système primaire non amorti soumis à une excitation sinusoïdale.

**Kawaguchi et al [33]** ont analysé la réponse d'un bâtiment équipé d'un amortisseur de masse accordée (TMD) sous l'effet de la force du vent en faisant varier son rapport de masse pour démontrer que le TMD peut réduire les vibrations du bâtiment d'environ 60 % pour un rapport de masse égal à 5 %, et d'environ 45 % pour un rapport de masse de 2 %.

**Fujino et Abé [34]** ont employé une technique de perturbation pour exprimer une formule explicite de TMD positionné au niveau supérieur d'un système de structure linéaire à 2 DDL. Leur formule est exprimée en fonction du rapport de masse, du rapport de réglage fréquentiel, du taux d'amortissement du TMD et de celui de la structure. Ils ont conclu que les formules obtenues par cette technique peuvent être utilisées avec une bonne précision pour un rapport de masse inférieur à 2% et un taux d'amortissement de la structure supérieur à 2%.

**Tsai et Lin [35]** ont développé des formules explicites pour la structure équipée du TMD excitée par une force externe qui peut réduire la réponse en régime permanent à un niveau minimum. Les formules proposées ont permis de déterminer les paramètres optimaux du TMD pouvant réduire la réponse pour les fréquences d'entrée proches de la fréquence naturelle du système principal. Ils ont également constaté que l'amortisseur à masse accordée devient moins efficace lorsque l'amortissement de la structure primaire plus élevé.

**Youssef [36]** a étudié l'efficacité du TMD sur un bâtiment de 150 étages à Los Angeles pour supprimer les mouvements indésirables du bâtiment sous l'effet du vent via des études paramétriques le rapport de masse et le taux d'amortissement. Ils ont conclu qu'une conception appropriée, le dispositif TMD peut être très efficace pour réduire les vibrations induites par le vent dans les bâtiments élevés. Pour un bâtiment de 150 étages, il a été démontré que l'implémentation du système TMD peut éliminer jusqu'à 40% des vibrations. De même, pour

réduire la réponse du bâtiment, il est plus efficace d'augmenter le rapport de masse que le rapport d'amortissement.

**Sinha et Igusa [37]** ont dérivé une expression simple qui décrit une structure primaire équipée d'un système TMD soumise à une excitation à large bande fréquentielle de courte durée. Ils ont déduit que les caractéristiques de réponse pour les excitations de courte durée sont fondamentalement différentes de celles des excitations de longue durée. Pour une structure avec un amortissement beaucoup plus léger, près de 100% de l'énergie induite à la structure est transférée vers le TMD. A la fin de leur étude auteurs ont conclu l'inefficacité du TMD pour les excitations de courte durée.

**Kwok et Samali [38]** ont appliqué et évalué ont effectué une étude paramétrique sur la performance du TMD passif et actif sur les bâtiments de grande hauteur afin de réduire la réponse dynamique due au vent et aux séismes. Les résultats de ces études paramétriques sont d'une valeur considérable pour la sélection des paramètres optimaux du TMD, en particulier lorsque des spectres d'excitation réalistes sont utilisés à la place d'un modèle d'excitation aléatoire conventionnel. Les résultats montrent qu'un amortissement supplémentaire de 3 à 4 % de l'amortissement critique et une réduction de 40 à 50 % de la réponse induite par le vent peuvent être obtenus avec un système passif.

**Sadek et al [39]** ont déterminé les paramètres optimaux du TMD qui donnent une réduction considérable de la réponse à une charge sismique. Le critère utilisé consiste à trouver, pour un rapport de masse donné, les rapports de réglage fréquentiel et d'amortissement du dispositif qui permettraient d'obtenir un amortissement à peu près égal dans les deux premiers modes de vibration. Les paramètres sont utilisés pour calculer la réponse des structures 1, 3, 6 et 10 étages avec un TMD sous différentes excitations sismiques. Les résultats indiquent une réduction importante des réponses de déplacement et d'accélération.

**Rana et Soong [40]** ont mené une étude paramétrique sur le TMD en considérant la structure sous des excitations sismiques ayant comme objectif la présentation d'une procédure simplifiée pour la conception du TMD et d'améliorer la compréhension du comportement du TMD à l'aide de l'étude paramétrique. Ils ont conclu que pour une structure sous excitation séismique, les effets du dérèglement des paramètres du TMD deviennent moins préjudiciables lorsque la masse et les taux d'amortissement du TMD augmentent. En plus, les analyses de l'histoire temporelle réalisées sur la structure avec le dispositif TMD ont montré que pour un amortissement important de la structure, le dispositif TMD ne permettait une bonne réduction de la réponse.

**Pinkaew *et al* [41]** ont utilisé la réduction des dommages comme indicateur pour évaluer l'efficacité sismique du TMD pour les structures inélastiques. Les simulations numériques ont été effectuées sur la structure modélisée considérés comme un seul DDL inélastique capable de représenter une structure en béton armé de 20 étages, soumise à une excitation harmonique et au séisme de Mexico city 1989. Les résultats montrent que le TMD ne peut pas réduire le déplacement maximal de la structure contrôlée lorsque cette dernière est endommagée.

**Kamrani-Moghaddam *et al* [42]** ont discuté en détail la performance du TMD dans la réduction de la réponse des structures soumises à des séismes en champ lointain et en champ proche. Les structures de référence de 3, 9 et 20 étages conçues pour le projet SAC phase II ont été utilisées dans cette recherche. Tout d'abord, des analyses temporelles ont été effectuées pour calculer la réponse de chaque structure non contrôlée soumise aux séismes de Chi-Chi, Kocaeli et Landers, respectivement en champ proche et en champ lointain. Ensuite, la même procédure a été suivie pour chaque structure contrôlée avec TMD. Les résultats ont montré que l'efficacité du TMD dans la structure de 3 étages était meilleure sous les excitations de champ lointain, tandis que dans les structures de 9 et 20 étages, la performance était meilleure sous les excitations de champ proche.

### 1.5.2. Amortisseurs à masse accordée multiples (MTMD)

Le dispositif MTMD (amortisseurs à masse accordée multiples) proposé par **Xu *et al* [43], [44]** est une alternative qui consiste en un grand nombre de TMD dont les fréquences naturelles sont réglées sur les fréquences structurelles fondamentale du bâtiment, la fréquence structurelle correspondant au mode vibratoire à contrôler.

**Yamaguchi et Harnpornchai [7]** ont étudié analytiquement les paramètres fondamentaux des amortisseurs à masses accordées multiples (MTMD) en comparaison avec ceux du TMD unique pour supprimer efficacement la réponse structurelle soumise à des forces harmoniques de premier mode. Il est conclu que le MTMD optimal est plus efficace que le TMD unique optimal.

**Abé *et al* [45]** ont étudié analytiquement les caractéristiques modales et l'efficacité du système MTMD-structure. Le dispositif MTMD consiste en un grand nombre de petits oscillateurs dont les fréquences naturelles sont réglées sur la fréquence structurelle d'un mode contrôlé de la structure. Ils ont développé une formule explicite pour estimer l'efficacité du dispositif soumis à des forces harmoniques en utilisant une technique de perturbation. Il est démontré que, lorsqu'il est correctement conçu, le dispositif MTMD peut être beaucoup plus stable, robuste qu'un TMD unique conventionnel tout en conservant plus ou moins la même efficacité.

**Jangid [46]** a mené une étude paramétrique sur l'efficacité du MTMD avec des fréquences naturelles uniformément distribuées pour supprimer la réponse dynamique de la structure excitée sous la base pour les vibrations du premier mode. Ces paramètres comprennent le rapport de fréquence de réglage, le rapport de masse, le nombre total de MTMD, le taux d'amortissement. Il a été démontré que les MTMD peuvent être plus efficaces et plus robustes qu'un TMD unique avec la même masse et le même taux d'amortissement.

**Kareem et Kline [47]** ont étudié les caractéristiques dynamiques et l'efficacité d'un MTMD, avec des fréquences naturelles distribuées, sous des excitations à bande étroite et large représentées par des charges de vent et de séisme. Les MTMD sont positionnés en parallèle et les caractéristiques prises en compte sont la gamme de fréquences, le taux d'amortissement et le nombre de TMD. Il est démontré que le MTMD est plus efficace pour contrôler le mouvement de la structure primaire. Il offre également les avantages de la mobilité et de la facilité d'installation, ce qui le rend intéressant non seulement pour les nouvelles installations, mais aussi pour une utilisation temporaire pendant la construction ou pour la réhabilitation des structures existantes.

**Joshi et Jangid [48]** ont étudié la réponse stochastique d'une structure avec le système MTMD soumise à une excitation de base. Les paramètres optimaux du MTMD, tels que le taux d'amortissement, la fréquence de réglage et l'espacement des fréquences, sont obtenus pour différents nombres de TMD et pour différentes valeurs du rapport de masse et de l'amortissement de la structure principale. Le critère choisi pour la recherche optimale est la racine carrée moyenne du déplacement minimum. En outre, les paramètres optimaux du système MTMD sont comparés à ceux correspondant au système TMD unique. Les résultats montrent que le système MTMD conçu de manière optimale est plus efficace que le système TMD unique optimal pour le même rapport de masse. En outre, le taux d'amortissement optimal pour le MTMD est assez faible par rapport à celui d'un TMD unique.

**Jangid [49]** a appliqué la technique de recherche numérique pour obtenir les expressions des paramètres optimaux du système MTMD pour le système principal non amorti. Il est démontré que le taux d'amortissement optimal du système MTMD augmente avec l'augmentation du rapport de masse et diminue avec l'augmentation du nombre de MTMD. En outre, la fréquence de réglage optimale augmente avec l'augmentation du nombre de MTMD et avec l'augmentation du rapport de masse.

**Li [50]** a employé une technique de recherche numérique dans deux directions pour étudier les paramètres optimaux du MTMD afin de déterminer l'impact des facteurs critiques sur

l'efficacité et la résilience du MTMD. Le MTMD est composé de plus d'un seul amortisseur à masse accordée avec une distribution uniforme des fréquences naturelles. Ce dispositif est envisagé pour atténuer les vibrations indésirables d'une structure. Les paramètres comprennent le rapport de masse et le nombre total de TMD, l'espacement des fréquences, le taux d'amortissement moyen. Le critère retenu pour l'optimisation est la minimisation de la valeur maximale du facteur d'amplification dynamique (FAD) de la structure avec MTMD. Il est également démontré que le MTMD optimal est plus efficace que le TMD unique optimal à masse égale. Par conséquent, le MTMD est de préférence adapté pour atténuer les oscillations indésirables des structures sous excitation sismique.

**Li et al [51]** ont étudié numériquement les performances du MTMD-actif AMTMD pour empêcher la vibration de structure à un seul degré de liberté (1-DDL) soumises à une excitation sismique. Le AMTMD composé de plusieurs amortisseurs à masse accordée actif ATMD avec une distribution uniforme des fréquences naturelles. Le AMTMD génère une force de contrôle en conservant le gain de réponse du déplacement et de la vitesse et en modifiant le gain de réponse de l'accélération. Il est conclu que les rapports de réglage fréquentiel du AMTMD diminue avec l'augmentation du rapport de masse et que l'efficacité augmente avec l'augmentation du rapport de masse.

**Li [52], [53]** a étudié l'efficacité et la robustesse en comparant les performances de contrôle de cinq modèles disponibles (MTMD-1, MTMD-5) fixés au sommet de la structure sous excitation sismique en utilisant une technique de recherche numérique. Modèle 1 : MTMD-1 avec chaque TMD ayant une rigidité et un ratio d'amortissement égaux, mais une masse et un taux d'amortissement inégaux. Modèle 2 : MTMD-2 avec chaque TMD ayant une masse et un taux d'amortissement uniformes, mais une rigidité et un ratio d'amortissement inégaux. Modèle 3 : MTMD-3 avec chaque TMD ayant une masse et un ratio d'amortissement constants, mais une rigidité et un taux d'amortissement inégaux. Modèle 4 : MTMD-4 avec chaque TMD ayant une rigidité et un taux d'amortissement constants, mais une masse et un ratio d'amortissement inégaux. Modèle 5 : MTMD-5 avec chaque TMD ayant un ratio d'amortissement et un taux d'amortissement invariables, mais une rigidité et une masse différentes. Ces modèles comprennent diverses combinaisons de la rigidité, de la masse, du ratio d'amortissement et le taux d'amortissement dans le MTMD. La minimisation de la valeur maximale du facteur d'amplification dynamique du déplacement ainsi que celle du facteur d'amplification dynamique de l'accélération sont considérées comme les critères de la recherche optimale. Il est démontré que les MTMD-1 et MTMD-4 optimaux donnent approximativement la même

performance de contrôle et offrent une efficacité et une robustesse plus élevées que les MTMD-2, MTMD-3 et MTMD-5 optimaux pour réduire les réponses de déplacement et d'accélération des structures.

**Chen et Wu [54]** ont étudié numériquement l'effet de l'amortisseur MTMD et comparer les résultats avec l'amortisseur TMD unique. Un bâtiment de trois étages a été soumis à une excitation de bruit blanc et testé sur une table vibrante. Les résultats ont montré que le MTMD sont plus efficaces que le TMD unique pour réduire l'accélération de l'étage. Les résultats expérimentaux et numériques sont comparés, et les propriétés dynamiques de la structure sont validées avec succès.

**Moon [55]** a étudié et proposé une solution efficace pour les performances structurelles d'amortisseur MTMD répartis verticalement, qui permettent de gagner un espace occupable précieux près du sommet des bâtiments de grande hauteur. L'efficacité d'un bâtiment de 60 étages équipé d'amortisseur MTMD répartis verticalement et soumis à des charges de vent est estimée et comparée à celle d'un TMD unique. Ils ont constaté que les amortisseurs à masse accordée peuvent être répartis verticalement sur la hauteur du bâtiment sans perte substantielle de leur efficacité. En distribuant les TMD verticalement avec plusieurs petits TMD à chaque niveau, la fiabilité du système est améliorée et, en outre, non seulement le premier mode mais aussi les modes supérieurs peuvent être contrôlés efficacement si nécessaire.

**Patil et Jangid [56]** ont étudié la robustesse des paramètres de conception optimaux des MTMD installés au dernier étage du bâtiment de référence de 76 étages sous l'effet du vent. Les performances des MTMD sont comparées à celles d'un TMD unique ayant la même masse totale. Les paramètres optimaux du MTMD et TMD unique sont obtenus pour différents rapports de masse et nombre d'amortisseurs par la minimisation de divers critères de performance du bâtiment de référence. L'étude a montré que l'augmentation du nombre d'amortisseurs dans le MTMD au-delà de 5 TMD ne permet pas une réduction significative de la réponse. Les performances du dispositif MTMD sont presque équivalentes à celles d'un TMD unique.

**Gill et al [57]** ont étudié la robustesse d'amortisseur MTMD répartis verticalement est comparée à celle d'un amortisseur TMD unique et à celle d'amortisseur MTMD tous installés au sommet du bâtiment. Un bâtiment de référence de 20 étages équipé selon les modes du bâtiment contrôlé et non contrôlé d'un MTMD répartis verticalement, TMD unique, MTMD tous installés au sommet d'un bâtiment sous excitation sismique. Les paramètres optimisés (rapport de masse et taux d'amortissement) sont choisis en fonction de l'intervalle de robustesse de la fonction

objectif calculé à l'aide de la distribution de probabilité. Les résultats montrent que les performances des MTMD répartis verticalement sont supérieures à celles des TMD unique et MTMD tous installés au sommet dans le contrôle de la réponse sismique des structures.

### 1.5.3. Amortisseur à masse accordée associé à un système d'isolation à la base

Toutes les méthodes mentionnées dans la littérature susmentionnée ont leurs propres limites en plus de leurs avantages spécifiques. Par conséquent, un système hybride composé d'une isolation à la base et d'un TMD a attiré l'attention des chercheurs.

**Yang *et al* [58]** ont proposé deux types d'un système hybride pour contrôler les vibrations des structures souples face aux séismes de forte intensité. Dans le premier système de contrôle un amortisseur à masse accordée actif ATMD est connecté à une structure de 20 étages isolée à la base, alors que pour le deuxième système le ATMD est remplacé par un amortisseur à masse accordée passif TMD. Ils ont conclu que le système hybride est capable de protéger l'intégralité de la structure isolée et de réduire le déplacement au niveau de l'isolateur ainsi que la réponse de la superstructure.

**Tsai [59]** a étudié les facteurs susceptibles d'affecter les performances du TMD sur la réponse sismique d'une structure de cinq étages et isolée à la base sous différents séismes. La fréquence de réglage et le taux d'amortissement optimaux du TMD obtenus à partir de la réponse en régime permanent fournissent une bonne ligne directrice pour la conception du TMD à appliquer pour réduire la réponse sismique des structures isolées à la base. La réduction par le TMD devient plus importante si le système d'isolation a moins taux d'amortissement.

**Kareem [60]** a analysé la réponse d'un bâtiment isolé à la base avec TMD installé à la base et au sommet sous l'effet de la force du vent, modélisée par *State-Space* afin de faciliter l'analyse dynamique du système combiné. Ils ont conclu que les TMD installé à la base et installé au sommet aident à atténuer la réponse induite par le vent, le TMD installé en bas est plus efficace. Déplacement inter-étage des bâtiments soumis à des charges de vent diminue avec l'installation d'un système d'isolation à la base.

**Palazzo et Petti [61]** ont proposé et discuté une nouvelle stratégie de contrôle qui combine le TMD avec une structure isolée à la base soumise à certaines excitations sismiques. Il a été démontré que, l'utilisation du TMD combinée à une structure isolée à la base ayant un comportement non linéaire de l'isolateur induit une réduction de la réponse globale de la structure. L'efficacité du TMD diminue lorsqu'il y a une augmentation de l'amortissement visqueux ou hystérétique dans le système d'isolation. Les résultats ont montré que la structure

isolée à la base équipée du TMD peut être considérée comme particulièrement efficace pour réduire les excitations sismiques qui ont un fort contenu énergétique proche des fréquences de résonance.

**Palazzo *et al* [62]** ont étudié la réponse du nouveau système, obtenu en combinant le système d'isolation à la base avec TMD, soumis à des excitations aléatoires. La réponse d'un système de structure linéaire à 3 DDL isolée à la base avec TMD installé à la base est comparée avec la réponse d'un système de structure linéaire à 3 DDL isolée à la base sans TMD. Ils ont également constaté que l'ajout du TMD réduit de manière significative la réponse sismique d'un système de structure linéaire à 3 DDL isolée à la base, sauf lorsque le système d'isolation a une valeur d'amortissement élevée. La réduction de la réponse obtenue en combinant deux stratégies de contrôle passif, l'isolation à la base et le TMD, est d'environ 50% par rapport aux cas d'un système de structure linéaire à 3 DDL isolée à la base sans TMD.

**Taniguchi *et al* [63]** ont examiné l'efficacité de l'installation du TMD pour réduire la réponse sismique d'une structure isolée à la base soumis à différents enregistrements sismiques en champ lointain et en champ proche. La structure isolée à la base et le TMD sont modélisés comme des oscillateurs linéaires à 1 degré de liberté. En utilisant une analyse dynamique stochastique basée sous excitation de type bruit blanc, les paramètres optimaux du TMD qui réduisent au maximum la réponse de structure isolée à la base sont déterminés. Ils ont conclu que, sous une telle excitation, une réduction de l'ordre de 15 à 25 % du déplacement de la base isolée peut être obtenue par l'ajout un amortisseur TMD. L'amortisseur TMD est plus efficace pour les isolateurs faiblement amortis. De plus, l'efficacité de l'amortisseur TMD augmente avec sa masse, mais pas nécessairement avec son taux d'amortissement.

**Julie et Sajeed [64]** ont étudié les effets de quelques systèmes de contrôle passif sur la réponse d'un bâtiment à plusieurs étages. Les isolateurs à la base de type LRB, de l'anglais *Lead Rubber Bearing*, (LRB) et de type FPS de l'anglais *Friction Pendulum System*, ainsi qu'un amortisseur de masse accordée, TMD, sont conçus pour un bâtiment en béton armé de dix étages. Le modèle de Bouc-Wen est utilisé pour représenter le comportement hystérétique des isolateurs à la base. Les performances des systèmes LRB, FPS et TMD sont évaluées et comparées en fonction de leur efficacité à contrôler le déplacement et l'accélération. L'étude montre que l'isolateurs à la base et le TMD sont efficaces au voisinage de la fréquence de résonance fondamentale de structure.

**Xiang et Nishitani [65]** ont présenté une stratégie alternative efficace pour un bâtiment isolé à la base avec la présence du TMD non traditionnel. Ici un TMD connecté directement au sol via



un patin d'un part et connecté à la structure via un ressort de l'autre part. Ce système est appelé TMD non-traditionnel. L'effet de contrôle du TMD non traditionnel conçu de manière optimale et intégré à une structure isolée à la base sous différents types d'excitations sismiques a été comparé à celui du TMD traditionnel. Ils ont constaté que la conception optimale d'un TMD non traditionnel améliore considérablement le contrôle de la réponse de structure isolés à la base. En outre, l'effet de contrôle du TMD non traditionnel est sensiblement amélioré par rapport au TMD traditionnel, en particulier en termes de réduction significative de la course du TMD sous les séismes de longue durée à champ proche.

**Djedoui et Ounis [66]** ont testé les performances du TMD installé au sommet d'une structure isolée à la base pour réduire le grand déplacement à la base soumise à une excitation sismique. Ils ont constaté que les structures isolées à la base et équipées du TMD ont réussi à réduire le déplacement de l'isolation de la base ainsi que l'accélération.

**Hessabi et al [67]** ont examiné une stratégie particulière qui utilise l'amortisseur TMD pour améliorer les performances d'une structure avec un système d'isolation à la base non linéaire. Le modèle dynamique non linéaire réalisé par OpenSees est utilisé pour effectuer plusieurs simulations dans les domaines temporel et fréquentiel. Les résultats permettent de mieux comprendre les performances des structures avec des isolateurs à la base non linéaire et montrent qu'il existe de nombreux scénarios dans lesquels le TMD peut améliorer les performances de ces systèmes.

**Naderpour et al [68]** ont vérifié l'efficacité d'une stratégie de contrôle hybride, combinant une isolation à la base non linéaire (BI) et un TMD non traditionnel pour supprimer les vibrations structurelles des bâtiments de 5, 10, 15 et 20 étages soumis à des séismes de champs proche et champ lointain. Dans cette étude un TMD connecté directement au sol via un patin d'une part, et connecté à la structure via à un ressort d'autre part. Ce système est appelé TMD non-traditionnel. Les résultats de l'étude ont clairement confirmé que la réponse de ces bâtiments aux excitations sismiques pouvait être réduite de manière significative en utilisant des dispositifs d'isolation à la base combiné à un TMD non traditionnel. L'influence de l'isolation à la base dans la réduction de la réponse structurelle sous différents séismes était beaucoup plus importante que l'influence du TMD non traditionnel.

## 1.6 Conclusion

Il existe de nombreux exemples dans le monde de la mise en œuvre à grande échelle des TMD. Cependant, il existe encore des limitations inhérentes. Par exemple, l'efficacité du contrôle des

TMD dépend fortement de la quantité de masse secondaire ajoutée au système structurel, rapport de masse. De plus, les méthodes classiques de réglage se concentrent sur la réduction de la réponse dynamique du premier mode, mais les réponses des modes supérieurs ne peuvent être que faiblement réduites. D'une manière générale, un rapport de masse important est nécessaire pour obtenir les performances de contrôle souhaitées. Si l'on prend l'exemple du TMD situé à l'intérieur du Taipei 101, sa masse atteint 800 tonnes. Une masse secondaire importante augmente non seulement les coûts de construction, mais aussi la complexité du système de connexion. À cette fin, des efforts considérables ont été consacrés à l'amélioration du TMD pour obtenir des performances plus élevées ou à la résolution de certains problèmes inhérents. En ce qui concerne la limitation de la masse. Afin d'éviter l'ajout d'une masse importante, deux solutions ont été proposées : (i) l'utilisation de plusieurs TMD caractérisés par un faible rapport de masse, et (ii) l'intégration d'un TMD classique avec un élément mécanique léger capable de générer une masse amplifiée fictive pour constituer un dispositif connu dans la littérature sous le nom d'amortisseur à masse accordée avec inerteur, TMDI, de l'anglais *Tuned Mass Damper Inerter*. Dans le prochain chapitre, nous discuterons l'état de l'art du dispositif d'amortisseur à masse accordée avec inerteur (TMDI) et des différents types de l'inerteur.

# Chapitre II :

Amortisseur à masse accordée  
avec inerter (TMDI)

## 2.1 Introduction

L'importance des charges dynamiques sur les bâtiments augmente à mesure que ces derniers deviennent plus hauts et plus élancés. Les charges dynamiques les plus importantes sont le vent, le séisme, les charges explosives, etc..., qui peuvent toutes avoir un impact considérable sur le comportement des structures. Les séismes, en particulier, sont connus pour les dommages destructifs et le risque d'effondrement qu'ils peuvent engendrer. Parmi les solutions proposées, les stratégies de contrôle passif, tel que l'implémentation d'un amortisseur de masse accordée (TMD), pour réduire les vibrations indésirables.

Un TMD est un dispositif de contrôle passif des vibrations. L'idée derrière un TMD est qu'une masse forfaitaire est couplée à la structure principale constituant un système « masse-ressort-amortisseur » correctement choisi. Lorsque la structure est excitée à une certaine fréquence propre et qu'elle libère de l'énergie en vibrant elle-même. La masse additionnelle du TMD associée au ressort et à l'amortisseur, est conçue pour générer une force inertielle agissant en sens inverse. Néanmoins, l'amortissement effectif est généralement limité à un seul mode.

Un autre inconvénient de l'amortisseur à masse accordée (TMD) est qu'il introduit fréquemment une masse dans une région structurellement défavorable. L'exemple du bâtiment de Taipei illustre parfaitement cette situation où les vibrations les plus importantes se produisent près du sommet. L'ensemble de la structure doit supporter le poids du pendule en acier de 660 tonnes. Des alternatives ont été proposées pour résoudre certains des problèmes d'un seul TMD. En outre, le TMD nécessite parfois une masse relativement importante pour une meilleure efficacité. Motivés par cette question d'amplification de la masse, nous avons envisagé, dans le cadre de ce travail, l'ajout d'un dispositif mécanique d'amplification de masse, appelé "*inerter*" développé par **Smith [69]**, dans le but d'améliorer les performances du TMD classique. L'amortisseur de masse accordée inertiel (TMDI) proposé s'appuie sur l'effet apparent d'amplification de la masse de l'inerter, qui est un dispositif développant une force de résistance proportionnelle à l'accélération relative entre ses deux bornes (figure 2.1) afin d'obtenir un meilleur contrôle des vibrations.

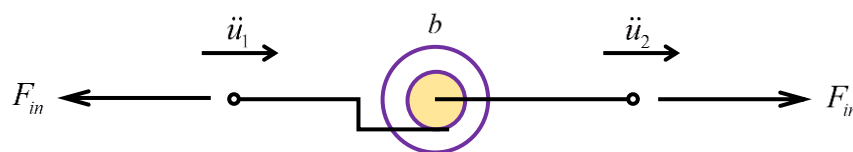


Figure 2.1 Schéma de dispositif inerter «  $b$  » avec deux bornes

## 2.2 Analogie entre les systèmes « électrique/mécanique » et effet des dispositifs d'amplification de masse

L'inerter a été proposé comme un dispositif mécanique idéal à deux bornes qui applique une force proportionnelle à l'accélération relative entre les bornes (également appelées extrémités, ports ou nœuds). **Smith [69]**, de la même manière qu'un ressort et un amortisseur visqueux appliquent une force proportionnelle au déplacement et à la vitesse relatifs entre leurs bornes, respectivement. En introduisant le concept d'inerter, la théorie de la synthèse de réseau a été étendue dans son application des systèmes électriques aux systèmes mécaniques, **Smith [69]**. **Papageorgiou et Smith [70]**, **Wang et al [71]**, **Wang et Lin [72]**. **Smith [69]** a introduit l'inerter dans les applications de génie mécanique avant de l'introduire dans le génie civil ; cet inerter a été initialement présenté dans son article. **Smith [69]**, et ensuite dans son brevet **Smith [73]**. L'analogie de la force du courant ou analogie électrique-mécanique permet de traduire directement en contexte mécanique les théorèmes classiques de l'ingénierie électrique en termes de résistances, de condensateurs et d'inducteurs. L'analogie de la force du courant entre les réseaux mécaniques et électriques présente les correspondances suivantes, **Smith et Wang [74]**:

Force	$\longleftrightarrow$	Courante
Vitesse	$\longleftrightarrow$	Voltage
Raideur /rigidité	$\longleftrightarrow$	Inducteur
Amortisseur visqueux	$\longleftrightarrow$	Résistance

Si la force de résistance dans un dispositif inerter est supposée être proportionnelle aux accélérations appliquées, le condensateur peut montrer le dispositif inerter. En outre, l'élément de masse peut être considéré comme l'analogie d'un condensateur dont l'une des bornes est reliée à la terre (figure 2.2). Par conséquent, une inductance est équivalente à un ressort et une résistance à un amortisseur visqueux. Les symboles du circuit et le composant de correspondance mécanique sont indiqués dans la figure 2.2, **Hessabi [9]**.

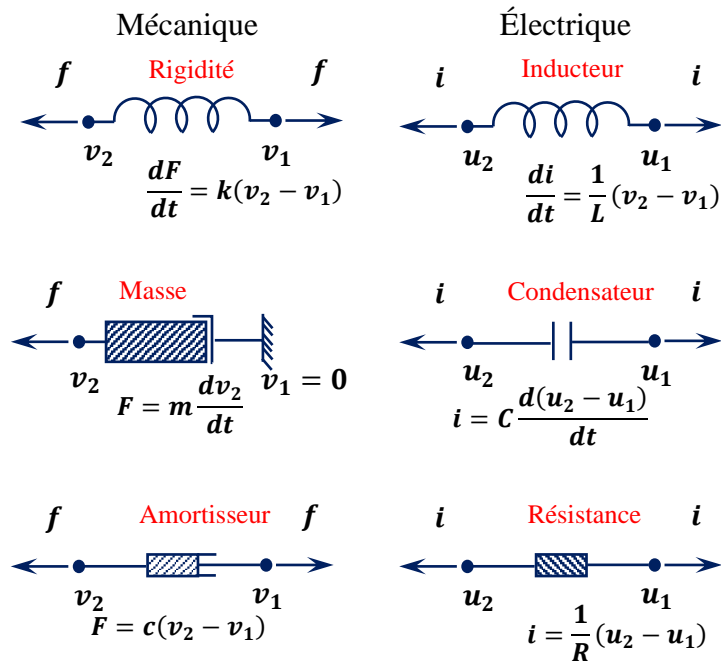


Figure 2.2 Analogie force-courant, *Smith* [75]

C'est à partir de ce concept que Smith a créé l'inerter. Bien qu'il n'y ait pas d'analogie parfaite entre une masse et un condensateur, l'essentiel reste l'attribut fondamental d'une masse : son inertie, d'où le nom d'inerter. L'équation gouvernante est donnée par

$$F = b(\ddot{x}_2 - \ddot{x}_1) \tag{2,1}$$

La force entre deux bornes mécaniques est proportionnelle à leur accélération relative, et cette constante de proportionnalité est appelée inertance. L'inertance est mesurée en kilogrammes (c'est-à-dire la dimension de la masse).



Figure 2.3 (a) un élément de masse terminal, et (b) élément inerter à deux bornes, *Ma et al* [76]

### 2.3 Typologie et caractéristiques des inerters

Les inerters pratiques peuvent être construits de diverses manières ; actuellement, les principaux types qui ont été proposés et testés expérimentalement sont les suivants :

### 2.3.1 Inerter hydraulique

Tel que proposé par **Smith [73]**, l'amortisseur hydraulique à inerter comprend une pompe à engrenages pour convertir le mouvement linéaire en mouvement rotationnel. **Wang et al [77]** ont proposé de remplacer 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,

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

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.

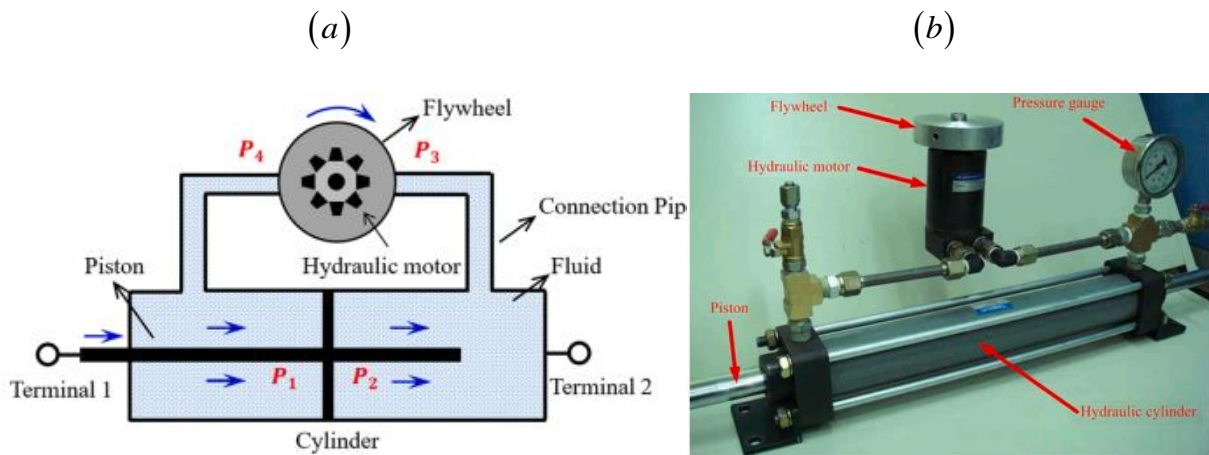


Figure 2.4 Schéma de l'inerteur hydraulique développé par **Wang et al [77]**

### 2.3.2 Vis à billes

Cette configuration est très similaire à l'inerteur original proposé par **Smith [69]** (figure 2.5). Par ailleurs, il a été étudié de manière plus approfondie. Dans ces dispositifs, la vis à billes rotative transforme le mouvement axial en mouvement rotatif ; la vitesse axiale est ainsi simplifiée et appliquée à un matériau visqueux. En 2010, **Wang et al [78]** 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 le trafic et les séismes. En outre, la masse équivalente de l'amortisseur à vis et à billes est liée au pas de la vis,  $p$  (en unité de m/rev) et l'inertie du volant  $J_{fw}$ ,

$$b = J_{fw} (2\pi / p)^2 \quad (2,3)$$

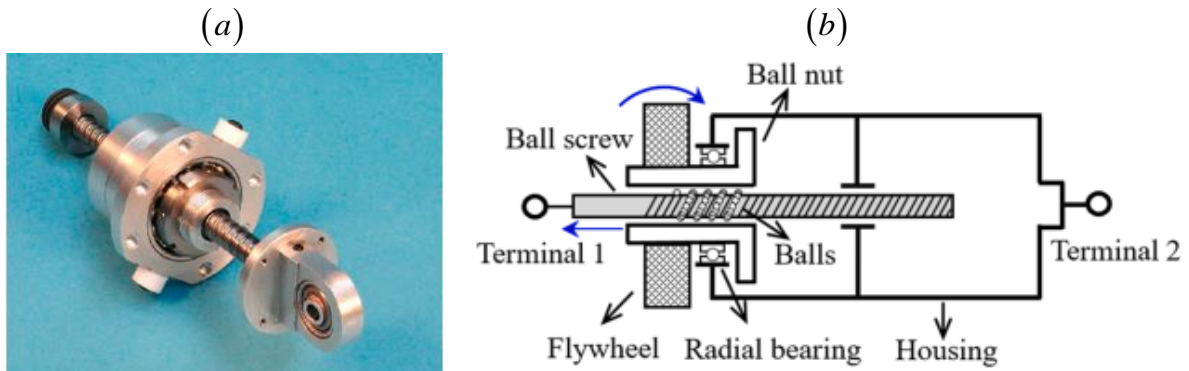


Figure 2.5 (a) Inerter à vis à billes développé par **Papageorgiou et al [79]**; et (b) dessin schématique d'un inerter à vis à billes, **Xu et al [80]**

### 2.3.3 Pignon et crémaillère

Ce dispositif comme présenté en figure 2.6 est constitué d'un inerter à pignon et crémaillère, d'un volant, de pignons de boîtier et d'engrenages. Comme indiqué, 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 idéal d'un tel appareil dépend du moment d'inertie du volant ( $I$ ); et le rapport de transmission ( $\eta$ ), qui peut être exprimé comme suit :

$$b = \eta^2 \cdot I \Rightarrow \eta = \frac{r_2}{r_1 \cdot r_3} \quad (2,4)$$

où  $r_1, r_2$  et  $r_3$  sont les rayons des engrenages A, B et C, respectivement. La figure 2.6b montre le prototype d'inerter à pignon et crémaillère développé par **Papageorgiou et al [79]**

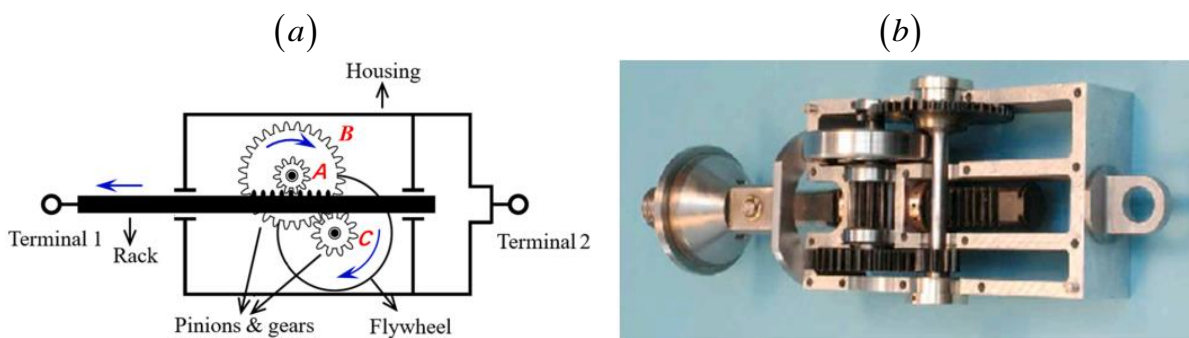


Figure 2.6 (a) Schéma d'un inerter à crémaillère et pignon, **Sun et al [81]**; et (b) Prototype d'inerter à pignon et crémaillère de **Papageorgiou et al [79]**

### 2.3.4 Inerter à fluide hélicoïdal

L'inerter à fluide hélicoïdal génère de l'inertance en utilisant un fluide s'écoulant dans un canal externe. La figure (2.7a) illustre une conception schématique d'un inerter à fluide hélicoïdal.



Tel que représenté, l'injecteur de fluide hélicoïdal est constitué en grande partie d'un piston, d'un cylindre et d'un 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 chambres gauche et droite. 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. L'inertance idéal de l'inerter à fluide hélicoïdal peut être calculé à l'aide de la formule suivante

$$b = \rho l_h \frac{A_1^2}{A_2} \quad (2,5)$$

Où  $\rho$  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. La figure 2.7b est la section transversale du canal hélicoïdal, **De Domenico et al** [82].

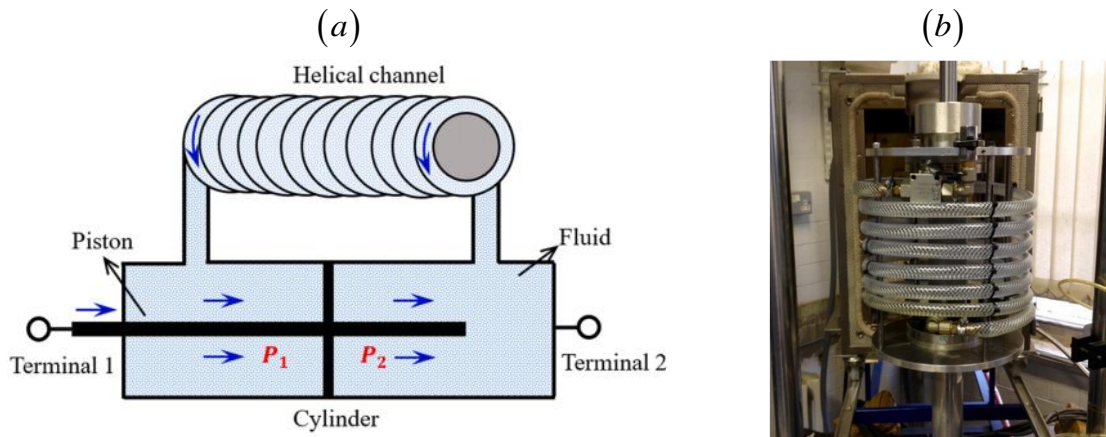


Figure 2.7 (a) Schéma d'un inerter à fluide hélicoïdal **Liu et al** [83]; et (b) l'inerter à fluide hélicoïdal développé par **De Domenico et al** [82]

### 2.3.5 Inerter électromagnétique

Le schéma d'un inerter électromagnétique, qui comprend un enroulement de bobine, une tige magnétique et un condensateur, est illustré sur la figure 2.8a. 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

$$b = (Bl)^2 C_a \quad (2,6)$$

Où  $Bl$  est le coefficient de couplage, et  $C_a$  est la capacité. La figure 2.8b montre le prototype de l'inerter électromagnétique développé par **Gonzalez-Buelga et al** [84].

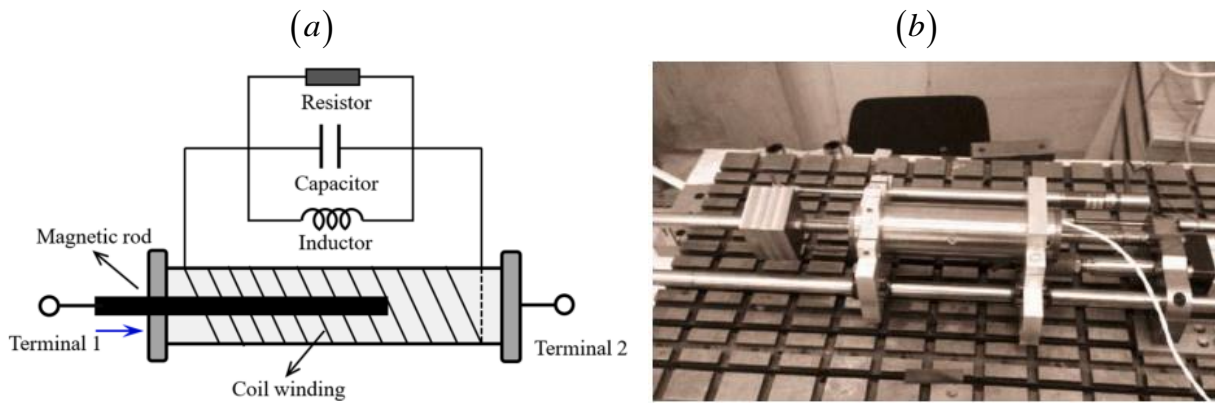


Figure 2.8 Schéma d'un inerter électromagnétique développé par **Gonzalez-Buelga et al [84]**

### 2.3.6 Inerter à rotule

L'inerter à rotule, représenté schématiquement sur la figure 2.9a se compose de deux bielles, de deux rotules et d'un volant d'inertie. 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 diminue. Par ailleurs, elle est donnée par l'expression suivante :

$$b = \frac{1}{d^2} \cdot I \quad (2,7)$$

Le prototype d'un inerter à rotule développé par **John et Wagg [85]** est illustré sur la figure 2.9b.

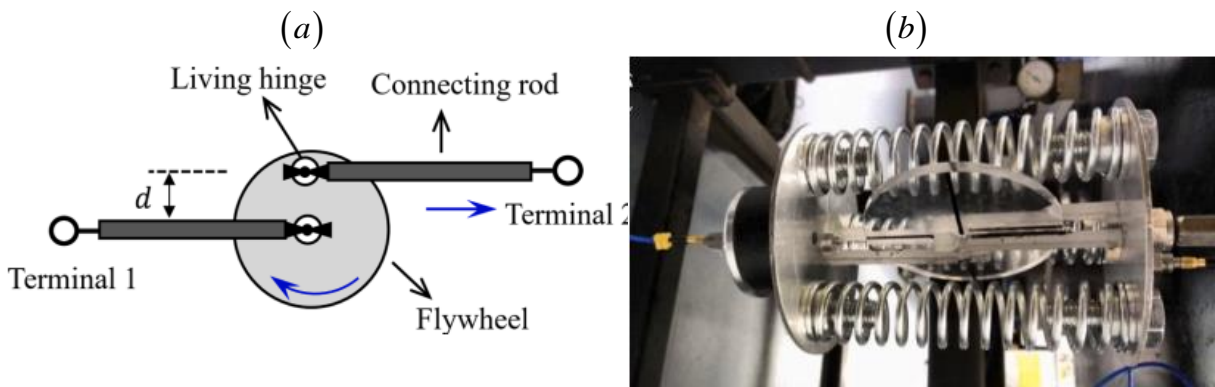


Figure. 2.9 (a) Dessin schématique d'un inerter à rotule. **Ma et al [76]**; et (b) l'inerter à rotule développé par **John et Wagg [85]**

## 2.4 Etat des connaissances sur l'inerter et de ses applications actuelles

Développé au début des années 2000 par **Smith [69]**, l'inerter est un élément à deux bornes dont la caractéristique est que la force produite à ses extrémités est proportionnelle à l'accélération relative des bornes. Sa constante de proportionnalité est appelée inertance, et elle est mesurée en kilogrammes.

Les premières études de ce dispositif ont été consacrées à son application possible comme élément des suspensions des voitures. Les travaux de **Smith [69]** ont prouvé que l'utilisation de suspensions avec inerters peut réduire avec succès les oscillations causées par les irrégularités de la route et les perturbations de la charge.

Puis, en 2004, **Smith et Wang [74]** ont étudié plusieurs amortisseurs de suspension passive simples, chacun contenant un inerter plus un autre amortisseur. Les résultats théoriques sont confirmés par l'expérience, qui montre que les schémas de suspension avec inerter sont plus efficaces que les schémas classiques avec amortisseurs et ressorts.

**Wang et Su [86]** ont montré que les performances de la suspension sont influencées par les non-linéarités qui apparaissent en raison de la construction des inerters, notamment le frottement, le contrecoup et l'effet élastique. Ils ont également indiqué que les non-linéarités des inerters dégradent légèrement les avantages en termes de performances, mais que les performances globales de la suspension avec un inerter non linéaire sont meilleures que celles des suspensions traditionnelles. Surtout lorsque la rigidité de la suspension est importante.

**Wang et Liao [87]**, **Wang et al [88]** et **Matamoros-Sanchez et al [89]**, **Jiang et al [90]**, **Jiang et al [91]** ont également publié une série d'articles sur les suspensions à inerters pour les chemins de fer. L'inerter est devenu une curiosité scientifique importante en tant que nouvelle forme d'élément mécanique. En raison de son succès dans la suspension automobile, diverses études ont été menées sur d'autres applications possibles.

En raison des avantages dument constatés des inerters, **Takewaki et al [92]** ont étendu leur recherche sur la protection des structures contre les séismes. Ils ont, par ailleurs, présenté une analyse détaillée qui montre comment le placement d'un dispositif d'amortissement avec un inerter sur un bâtiment de 12 étages affecte la réponse du bâtiment.

L'effet d'un inerter sur les fréquences inhérentes des systèmes de vibration est étudié en **Chen et al [93]**. Ils ont présenté l'influence de ce dispositif sur le comportement dynamique des systèmes à un et deux degrés de liberté en proposant plusieurs options constructives.

L'inerter a été appliquée dans les solutions de contrôle de vibration. L'exemple présenté par **Hu et al [94]** sur cinq configurations d'isolation à la base avec inerters, a montré que les isolateurs à base d'inerters étaient plus performants que les dissipateurs de vibrations dynamiques traditionnels (DVA) lorsque le même rapport inertance/masse est considéré.

Ces dernières années, des composants inerters ont été envisagés pour améliorer les performances de suppression des mouvements des TMDs.

**Alujević et al [95]** ont proposé des études analytiques sur les systèmes d'isolation vibratoire passifs et actifs utilisant des inerters et ont montré que l'élément inerter pouvait améliorer les performances d'isolation. De même, **Pan et Zhang [96]** ont proposé une méthode de conception basée sur le rapport d'atténuation des vibrations, où l'expression sous forme fermée de la réponse quadratique moyenne (RMS) d'un système 1-DDL contenant trois différents systèmes classiques à inerter a été fourni pour un calcul rapide des paramètres du système.

**Basili et al [97], [98]** ont analysé les modes de vibration de deux systèmes adjacents à un seul degré de liberté reliés par un dispositif à inerter soumis à un mouvement harmonique et ont montré l'efficacité du dispositif à inerter dans l'atténuation des vibrations et l'augmentation des performances du système de contrôle.

## 2.5 Applications des systèmes de contrôle des vibrations basés sur des inerters

### 2.5.1 Principe de l'estimation d'une inertance $b$

Les mises en œuvre les plus anciennes et les plus connues des inerters, par exemple, utilisent des mécanismes à crémaillère ou à vis à billes pour convertir l'énergie cinétique de translation en énergie électrique associée au mouvement relatif des terminaux du dispositif en énergie cinétique de rotation au niveau d'un disque ou d'un volant d'inertier léger à rotation rapide, **Smith [69], Papageorgiou et Smith [70]**. Le nombre d'engrenages et le rapport de transmission utilisés pour conduire le volant d'inertie déterminent l'inertance de ces inerters à volant d'inertie plutôt que la masse du volant d'inertie.

Considérons la mise en œuvre mécanique typique de l'inertier, qui consiste en un volant d'inertie relié à une crémaillère par  $n$  pignons. Pour le cas particulier de  $n=4$ , la figure 2.10 présente un tel dispositif. L'inertie de ce dispositif est déterminée par

$$b = m_f \left( \frac{r_f^2}{r_{pf}^2} \right) \left( \prod_{j=1}^n \frac{r_i^2}{r_{pi}^2} \right) \quad (2,8)$$

Où  $m_f$  et  $r_f$  sont la masse et le rayon de giration du volant d'inertie, respectivement.,  $r_{pf}$  est le rayon du pignon du volant d'inertie, et  $r_i$  et  $r_{pi}$  ( $i=1, 2, \dots, n$ ) sont le rayon de la  $i$ -th et son pignon correspondant, respectivement, qui relie la crémaillère au pignon du volant d'inertie.

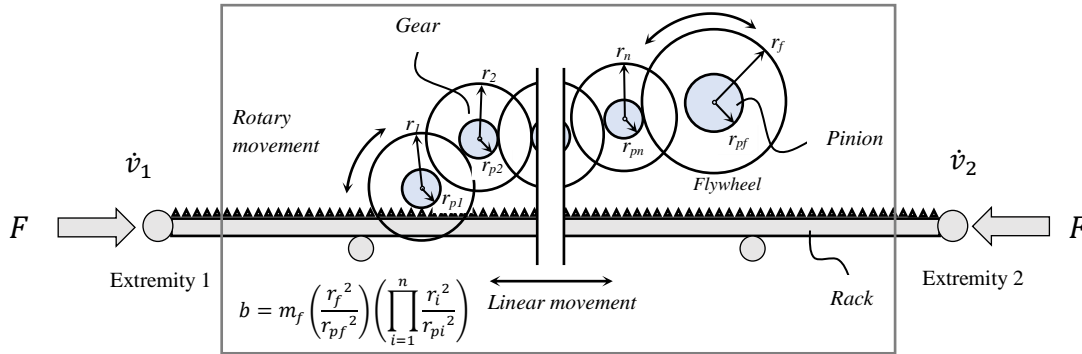


Figure 2.10 Représentation schématique d'un dispositif inerter à crémaillère et volant d'inertie avec  $n$  pignons.

L'inertance calculée à partir de l'équation (2.8) est présentée dans le tableau 2.1 pour un seul pignon ( $n=1$ ), deux pignons ( $n=2$ ), et trois pignons ( $n=3$ ). Il est intéressant de noter qu'un volant d'inertie de  $m_f=10\text{kg}$  masse et le rapport  $r_f / r_{pf} = 3$ .

Tableau 2.1 La valeur de l'inertance correspond au nombre de pignons utilisés, **Marian et Giaralis [99]**

$i =$	1 (un seul pignon)	2 (deux pignons)	3 (trois pignons)
$r_1 / r_{p1}$	4	4	4
$r_2 / r_{p2}$	-	3	3
$r_3 / r_{p3}$	-	-	3
$b$ (kg)	1440	12960 (9)	116640 (81)

D'après le tableau 2.1 (**Marian et Giaralis [99]**) l'augmentation du nombre de pignons implique une augmentation de l'inertance. Par exemple le passage de 1 à 2 pignons conduit à une augmentation de l'inertance de 9 fois, alors que le passage de 1 à 3 multiplie l'inertance de 81 fois.

## 2.6 Etat des connaissances sur l'amortisseur à masse accordée inertielle (TMDI)

**Marian et Giaralis [10]** ont proposé initialement le concept d'inerter à amortisseur de masse accordée (TMDI). Le TMDI a été utilisé pour atténuer le mouvement oscillatoire de systèmes en chaîne sous des mouvements stochastiques. Leurs résultats indiquent que le TMDI peut nous dispenser d'utiliser une masse importante en tant que masse secondaire, soit améliorer les performances du TMD pour une masse accordée donnée. En outre, les paramètres de conception optimaux du TMDI ont été déterminés en minimisant la variance du déplacement de la structure primaire.

**Lazar *et al* [100]** ont proposé l'utilisation d'amortisseurs à inerter accordés (TID), qui consistent en un inerter installé en série avec des éléments de ressort et d'amortisseur, pour contrôler les vibrations induites par les séismes dans les bâtiments à plusieurs étages et ont souligné ses avantages par rapport aux amortisseurs de masse accordés classiques (TMD). Les résultats numériques ont montré qu'un excellent niveau de réduction des vibrations pouvait être atteint en utilisant le TID au lieu du TMD.

**Hu *et al* [94]** ont étudié la conception optimale de plusieurs isolateurs à base d'inerters, y compris l'isolateur à base de TID. Les auteurs ont présenté le rapport de rigidité optimal et le rapport d'amortissement optimal du TID fixé à une structure à un degré de liberté (1DDL) pour minimiser la transmissibilité du déplacement absolu en utilisant la théorie du point fixe. Par ailleurs, **Lazar *et al* [101]** ont analysé l'utilisation du système d'amortisseur à inerter accordé (TID) pour supprimer les vibrations des câbles et fournir une méthode de conception pratique en utilisant les courbes de niveau des performances structurelles.

**Giaralis et Marian [102]** ont étudié les avantages des amortisseurs de masse accordée à inertance (TMDI) par rapport aux TMD traditionnels dans une structure de bâtiment linéaire. Des bâtiments de trois étages équipés de TMDI de conception optimale ont été sélectionnés, avec différentes valeurs d'inertance  $\beta$  et de masse attachée  $\mu$ . Ils ont constaté qu'une conception optimale des TMDI pour minimiser le déplacement du dernier étage permet de réduire considérablement l'accélération du dernier étage et le déplacement de la course des TMD comparée à un TMD classique avec la même grandeur de masse soumise à une série d'enregistrement sismiques. De même, **Giaralis et Taflanidis [103]** ont examiné les performances d'une structure de 10 étages équipée d'un TMDI, en utilisant diverses valeurs de la masse attachée pour 8 configurations différentes. La combinaison d'une approximation en série de Taylor et d'une simulation de Monte Carlo a permis de traiter efficacement l'incertitude

structurale. Les résultats numériques ont montré que lorsque les propriétés du TMDI (masse attachée et inertance) augmentent, la performance des TMDI conçus de manière optimale est moins affectée par les incertitudes paramétriques, ce qui indique que l'inclusion de l'inerter conduit à un contrôle passif des vibrations plus robuste. Une nouvelle configuration a été proposée par **Salvi et Giaralis [104]**, basée sur la conservation d'énergie (*Energy Harvesting*) (EH-TMDI), où le TMD classique est couplé avec un inerter à borne unique connecté en série avec un dispositif électromagnétique standard et la masse de l'amortisseur de vibrations. En outre, **Marian et Giaralis [99]** ont montré analytiquement que dans les TMDI incorporant des EH-TMDI pour la dissipation de l'énergie cinétique due à des excitations harmoniques uniques dans des structures à un seul degré de liberté (1DDL). Le choix entre la récupération d'énergie et la suppression des vibrations peut être optimisé grâce à des inerters à inertance variable comme celui qui a été prototypé et vérifié expérimentalement.

**Pietrosanti et al [105]** ont travaillé sur l'évaluation des performances du TMDI en fonction de trois objectifs de contrôle, à savoir la minimisation du déplacement, de l'accélération et du rapport entre l'énergie dissipée dans le système secondaire et l'énergie totale d'entrée. Les résultats analytiques ont montré que les systèmes TMDI proposés offrent de meilleures performances pour la réduction de la réponse dynamique que le système TMD classique.

**Giaralis et Petrini [106]** ont testé un modèle de bâtiment de 74 étages équipé d'un TMDI optimal et soumis à une excitation éolienne, en supposant que l'inerter a un comportement linéaire idéal. Les paramètres optimaux du TMDI sont conçus par une recherche d'optimisation numérique standard. Ils ont constaté que le TMDI permet d'obtenir une construction plus légère lors de la conception de nouveaux bâtiments de grande hauteur. Par ailleurs, les auteurs **Giaralis et Petrini [107]** ont procédé à l'exploration du potentiel de l'incorporation d'un dispositif inerter idéal aux grands bâtiments équipés de TMD excités par le vent et soumis aux effets du *shedding vortex* (VS) afin d'améliorer l'efficacité de la suppression des vibrations des TMD. Leurs résultats indiquent que le TMDI permet d'obtenir des réductions sensiblement plus importantes de l'accélération maximale au sommet du bâtiment que le TMD. Les travaux ont porté sur un grand bâtiment de référence de 74 étages exposé à l'excitation du vent, en tenant compte de l'effet VS mais en employant des valeurs de masse attachée plus faibles, notamment pour certaines configurations de mise en œuvre. En outre, ils ont montré que l'inclusion d'un inerter permet de réduire considérablement la course du TMD. De même, **Petrini et al [108]** a proposé une nouvelle formulation de conception optimale de TMDI pour atténuer les réponses d'accélération induites par le vent sur les bâtiments de grande hauteur soumis à l'effet du

*shedding vortex*. La possibilité de transférer une partie de l'énergie cinétique à l'électricité dans les bâtiments élevés a également été étudiée.

**De Domenico et Ricciardi [14]** ont utilisé le TMDI optimal pour améliorer la performance sismique d'une structure isolée à la base. Les résultats numériques ont montré une amélioration des performances en termes de réponse à la demande de déplacement des systèmes d'isolation de la base et de réduction des réponses structurelles des structures isolées. Dans une autre étude, **De Domenico et Ricciardi [109]** ont suggéré de fixer le TMDI à la structure d'isolation afin d'améliorer la performance sismique du BIS, et les paramètres optimaux du TMDI ont été déterminés par l'utilisation de l'approche d'optimisation stochastique avec différents critères de performance. Les résultats numériques de l'analyse temporelle ont démontré que le TMDI optimal pouvait améliorer la résistance sismique du système isolé à la base tout en diminuant la sensibilité du système d'isolation à la fréquence de réglage. **De Domenico et Ricciardi [110]** ont également proposé un système combiné d'isolation de la base et ont développé une méthode de conception optimale pour ce système. Dans leurs recherches, le comportement non linéaire des isolateurs a été pris en considération, mais la non-linéarité de la structure primaire a été ignoré.

**Cacciola et al [111]** ont exploré l'utilisation d'un inerter couplé à la barrière vibrante (ViBa), considéré comme un nouveau dispositif pour la protection sismique des bâtiments ; la barrière vibrante (ViBa) consiste en un oscillateur enterré, détaché des structures environnantes, et réglé pour agir comme un absorbeur de vibrations. Il a été possible de réduire la masse du dispositif (ViBa) d'environ 70%, en gardant le même niveau de performance. **Cacciola et al [112]** ont procédé à l'incorporation d'un inerter connecté à la terre dans une barrière vibrante (ViBa) comme amplificateur de masse/inertiel pour améliorer l'efficacité et l'applicabilité des ViBas conventionnelles. Il a été constaté qu'une inertance plus élevée, associée à une liaison inerter-terre suffisamment rigide, pouvait permettre une réduction de poids plus importante.

**Taflanidis et Giaralis [113]** ont examiné différentes configurations pour le bâtiment linéaire équipé de TMDI soumis à des excitations sismiques modélisées comme des processus aléatoires à bruit coloré (*colored noise*). Le coût de l'augmentation des forces d'inertier que la structure doit supporter et la force d'inertier correspond au renforcement nécessaire pour supporter les forces de TMDI. Les deux sont pris comme fonctions objectives du problème d'optimisation. Les résultats montrent que le cadre suggéré fournit une connaissance approfondie de la façon dont la conception du TMDI permet d'atteindre un équilibre entre les objectifs en connectant



l'inerter à un niveau inférieur à celui qui se trouve directement sous la masse du TMDI. Ces deux objectifs peuvent être considérablement réduits.

**De Domenico *et al* [114]** ont étudié la réponse sismique des structures où l'isolation de la base est combinée avec un amortisseur à inerter accordé. Cette configuration a permis de réduire la demande de déplacement des structures isolées à la base tout en contrôlant la réponse de la superstructure.

**Petrini *et al* [115]** ont travaillé sur l'ajout d'un moteur électromagnétique (EM) à l'inerter et ont abouti à des gains significatifs dans l'énergie disponible pour la récolte d'énergie en faisant varier l'inertance et/ou la propriété d'amortissement du TMDI. De même, **Pan *et al* [116]** ont proposé une stratégie de conception optimale basée sur la demande pour un système inerter à disposition parallèle afin de satisfaire la demande de performance avec des coûts de contrôle minimaux, en tenant compte de la capacité d'amortissement inhérente d'une structure à un seul degré de liberté (1DDL).

**Taflanidis *et al* [117]** ont proposé une conception optimale multi-objectifs d'absorbeurs de vibrations à base d'inerter pour la protection sismique des structures de bâtiments à plusieurs étages, développée dans un cadre probabiliste : la procédure est complète mais complexe, le problème de conception multi-objectif n'étant pas rapidement intuitif. Pour éviter l'entrechoquement des bâtiments adjacents et atténuer simultanément les réponses dynamiques des bâtiments, **Palacios-Quiñonero *et al* [118]** ont fait la proposition de TMDI afin d'initier le déplacement absolu des étages et la distance de séparation minimum. Leurs résultats ont démontré l'efficacité et la robustesse du système proposé en termes de déplacement absolu des étages et distance de séparation minimum.

**Cao et Li [119]** a proposé un amortisseur de masse-inerter en tandem accordé (TTMDI) pour le contrôle des vibrations. Les résultats analytiques ont démontré que le TTMDI surpasse à la fois le TTMD et le TMDI en raison de sa grande efficacité et de ses caractéristiques à large bande.

**De Domenico *et al* [82]** ont réalisé des travaux de calcul pertinents dans lesquels des relations force-déformation paramétriques d'inerter ont été incorporées dans les équations de mouvement de systèmes isolés à la base (BIS) équipés de TMDI pour un grand nombre de mouvements de sol en supposant un comportement structurel linéaire. Ces relations force-déformation ont été calibrées par rapport à des données expérimentales provenant d'essais dynamiques d'un fluide

physique. Cependant, cette approche ne peut pas capturer les effets d'interaction potentiels de l'inerter avec le TMD et le BIS.

**Wang *et al* [120]** ont adopté le système TMDI pour réduire les vibrations induites par le vent de bâtiments de grande hauteur reliés entre eux. Il a été constaté que le système TMDI pouvait atténuer l'accélération maximale des deux bâtiments, mais qu'il ne parvenait pas à réduire de manière significative les rapports déplacement absolue entre les étages.

**Pietrosanti *et al* [121]** ont étudié la structure primaire à 1DDL équipée d'un TMDI dans le cadre d'une nouvelle initiative d'essai sur table vibrante, qui utilise une excitation harmonique de la base comme entrée, en tenant compte de la combinaison du comportement structurel non linéaire des isolateurs et des TMDI ainsi que des variations par rapport à un comportement linéaire idéal du dispositif inerter. Des données expérimentales approfondies ont montré que le gain de performance du TMDI pour les systèmes linéaires et l'inerter idéal est maintenu pour les systèmes non linéaires et les éléments de l'inerter. Pour leur part, **Wang et Giaralis [122]** ont examiné le potentiel de l'utilisation d'amortisseur de masse accordée à inertance (TMDI) pour augmenter la capacité de dissipation de l'énergie des grands bâtiments lors d'événements fréquents. Leur travail explore l'efficacité et les avantages de l'utilisation de TMDI optimisés pour les derniers étages et montre qu'ils ont le potentiel d'une stratégie pour réduire les accélérations dans la direction transversale du vent. Ils ont également souligné que l'adoucissement local des étages (en particulier l'étage supérieur) est même avantageux pour les grands bâtiments en réduisant les réponses d'accélération maximale induites par le vent latéral.

**De Domenico *et al* [4]** ont appliqué un système multi-TMDI (MTMDI) pour atténuer la réponse sismique de bâtiments adjacents de grande hauteur dans un projet d'étude de cas réel. Les systèmes de liens entre les bâtiments adjacents ont été utilisés pour connecter les TMDI individuels du système MTMDI avec les étages du bâtiment opposé, afin d'amplifier l'efficacité des inerters en raison des mouvements relatifs importants subis par les deux bâtiments. Les effets d'atténuation du MTMDI ont été évalués en termes de déplacement, de rapport de déplacement absolu entre les étages et d'accélération absolue pour 44 enregistrements sismiques. Les résultats indiquent que le MTMDI peut réduire considérablement les réponses d'accélération, mais qu'il ne peut pas atténuer efficacement les réponses de déplacement.

**Pietrosanti *et al* [123]** ont proposé une stratégie pour obtenir un système à 2-DDL généralisé pour la conception d'un système à NDDL avec un TMDI connecté ou non connecté à la terre. Dans les différents résultats rapportés, il convient de noter que les réponses primaires (c'est-à-

dire le déplacement relatif et l'accélération) ont été considérablement réduites par rapport au cas non contrôlé. **Pietrosanti et al [124]** ont également effectué une analyse du prototype d'inducteur connecté à la terre et du système d'amortissement élevé de la couche d'isolation et de la relation BIS-absorbeur à l'aide d'une initiative de table vibrante. Les résultats expérimentaux ont montré que l'augmentation de l'inertance améliore la réponse sismique non linéaire de BIS. Il est intéressant de noter que cette étude confirme que la représentation de l'élément inerter à l'aide d'un modèle dissipatif linéaire simplifié plutôt que d'un modèle non linéaire est suffisante pour détecter la réponse BIS avec des résultats satisfaisants et peut donc être utilisée pour la conception sismique optimale des systèmes TMDI.

## 2.7 Conclusion

Dans ce chapitre, l'état des connaissances des amortisseurs à masse accordée avec inertières TMDI, au cours des quinze dernières années est passé en revue. Plusieurs prototypes d'inertières et travaux de recherches ont été présentés de manière exhaustive. De ce qui précède, nous avons constaté que certaines recherches sont absentes et nous pouvons les résumer comme suit :

- (1) Dans certaines des études précédentes (i.e., **Salvi et al [125]**) ont étudié et montré les avantages et les inconvénients des mouvements de sol de type impulsionnel pour les structures élastiques et inélastiques équipées de TMD, mais il n'y a pas eu d'étude similaire pour le dispositif TMDI.
- (2) **Palacios-Quiñonero et al [126]** ont proposé une stratégie idéale pour réduire à la fois le déplacement absolu des étages et les joints sismiques des bâtiments adjacents en utilisant les multi-TIDs. Du point de vue économique, la stratégie proposée est coûteuse et certains problèmes peuvent se poser sur le plan pratique.
- (3) Dans l'étude de **Salvi et al [125]**, l'incorporation d'un TMD classique dans des bâtiments de grande hauteur soumis à des mouvements de sol de type impulsionnel avec prise en considération de l'effet d'interaction sol-structure (SSI), nécessite la mise en œuvre d'une évaluation détaillée en remplaçant le TMD classique par le dispositif TMDI.

# Chapitre III

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

### 3.1 Introduction

Pour chaque système de contrôle, des modèles mathématiques et des équations gouvernantes du mouvement dynamique sont nécessaires pour la simulation numérique. Dans ce chapitre, une présentation des différentes équations régissant les mouvements dynamiques et des différents systèmes de contrôle aux structures avec le système de contrôle passif ainsi que les systèmes de contrôle hybrides sont fournis.

### 3.2 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.

### 3.3 Formulation mathématique et équations de mouvement

#### 3.3.1 Équations de mouvement d'un bâtiment sans dispositif de contrôle

La structure est idéalisée comme une structure linéaire à un degré de liberté latéral à chaque niveau d'étage. Le modèle structurel du bâtiment est présenté dans la figure 3.1. Dans ce cas, le système est supposé rester dans un état élastique linéaire, et donc ne pas céder pendant l'excitation. On considère également que le système n'est soumis qu'à une excitation unidirectionnelle du séisme. L'équations de mouvement régissant une structure à plusieurs degrés de liberté ( $n$ -DDL) soumise à un mouvement latéral du sol représenté par une accélération du sol à sa base est donnée par l'expression suivante :

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -\{\tau\}\ddot{x}_g(t) \quad (3,1)$$

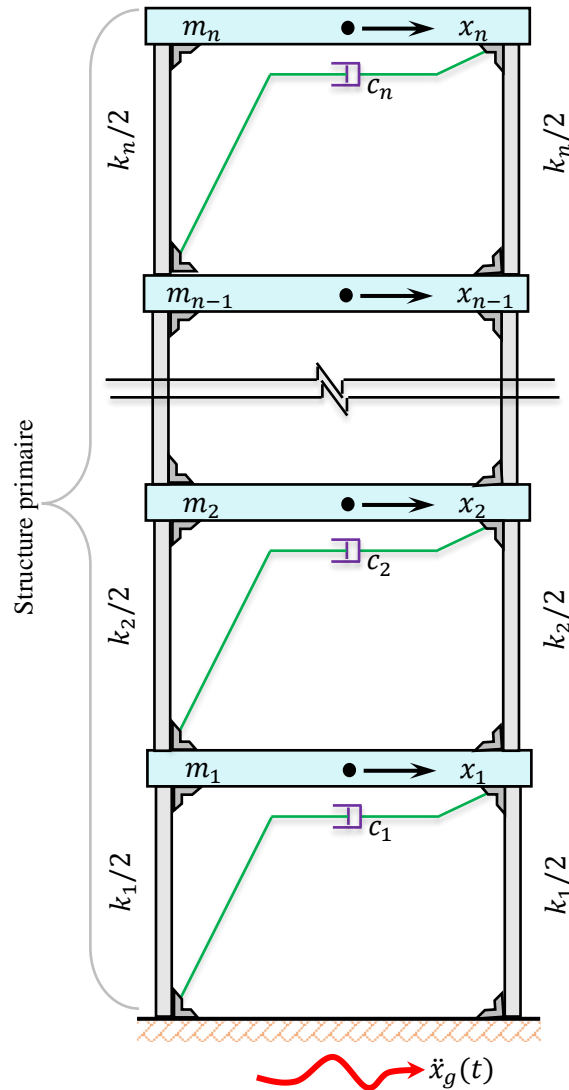


Figure 3.1 Représentation schématique d'une structure primaire non contrôlée à plusieurs degrés de liberté (n-DDL) soumise à une excitation sismique.

Dans l'équation (3.1),  $\{x\}$  est le vecteur collectant tous les déplacements latéraux des étages  $x_i$  ( $i=1,2,\dots,n$ ) et le déplacement relatif au sol, c'est-à-dire :

$$x = [x_1(t) \quad x_2(t) \quad \dots \quad x_{n-1}(t) \quad x_n(t)]^T \quad (3,2)$$

où l'exposant "T" indique la transposition de la matrice. En outre, les matrices de masse  $[M]$ , d'amortissement  $[C]$ , et de rigidité  $[K]$  sont données par les expressions suivantes :

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_{n-1} & \\ & & & & m_n \end{bmatrix} ;$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & & & & & & sym \\ -c_2 & c_2 + c_3 & & & & & \\ & -c_3 & \ddots & & & & \\ & & & c_{n-1} + c_n & & & \\ & & & -c_n & c_n & & \end{bmatrix} ;$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & & & & & & sym \\ -k_2 & k_2 + k_3 & & & & & \\ & -k_3 & \ddots & & & & \\ & & & k_{n-1} + k_n & & & \\ & & & -k_n & k_n & & \end{bmatrix} ;$$

Par conséquent, l'équation (3.1) peut être exprimée sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} m_1 & & & & \\ & m_2 & & & \\ & & \ddots & & \\ & & & m_{n-1} & \\ & & & & m_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & & & & & & sym \\ -c_2 & c_2 + c_3 & & & & & \\ & -c_3 & \ddots & & & & \\ & & & c_{n-1} + c_n & & & \\ & & & -c_n & c_n & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & & & & & & sym \\ -k_2 & k_2 + k_3 & & & & & \\ & -k_3 & \ddots & & & & \\ & & & k_{n-1} + k_n & & & \\ & & & -k_n & k_n & & \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_{n-1} \\ m_n \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t)$$
(3,3)

L'équation (3.3) peut s'écrire sous forme analytique, tel que :

$$\begin{cases} m_1 \ddot{x}_1 + c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_1 + c_2 (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + k_2 (x_1 - x_2) = -m_1 \ddot{x}_g \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 \dot{x}_2 + k_2 x_2 + c_3 (\dot{x}_2 - \dot{x}_3) + k_3 (x_2 - x_3) = -m_2 \ddot{x}_g \\ \vdots \\ m_n \ddot{x}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g \end{cases} \quad (3,4)$$

avec :

$m_1, m_2, \dots, m_{n-1}, m_n$  : les masses respectives de chaque étage du bâtiment.

$\ddot{x}_1, \ddot{x}_2, \dots, \ddot{x}_{n-1}, \ddot{x}_n$  : les accélérations respectives de chaque étage du bâtiment.

- $c_1, c_2, \dots, c_{n-1}, c_n$  : les constantes d'amortissement respectives de chaque étage du bâtiment.  
 $\dot{x}_1, \dot{x}_2, \dots, \dot{x}_{n-1}, \dot{x}_n$  : les vitesses respectives de chaque étage du bâtiment.  
 $k_1, k_2, \dots, k_{n-1}, k_n$  : les rigidités respectives de chaque étage du bâtiment.  
 $x_1, x_2, \dots, x_{n-1}, x_n$  : les déplacements respectifs de chaque étage du bâtiment.  
 $\{\tau\}$  : le vecteur de masse dans les étages respectifs du bâtiment.  
 $\ddot{x}_g$  : l'accélération du sol, représentant l'excitation sismique.

### 3.3.2 Équations de mouvement d'un bâtiment isolé à la base

Considérons un bâtiment isolé à la base (BI) soumis à un mouvement sismique horizontal caractérisé par une accélération de sol  $\ddot{x}_g(t)$ , figure 3.2. La structure principale, à  $n$  degrés de liberté DDL (n-DDL) associée au système d'isolation à la base conduit à un ensemble « Structure + Base isolée » ayant  $(n+1)$  DDL. Les paramètres de masse, de rigidité et d'amortissement du sous-système BI sont indiqués comme suit  $m_b, k_b$  et  $c_b$ , respectivement en admettant un comportement linéaire de ces derniers. Le paramètre  $m_i$  indique la masse associée au  $i^{\text{ème}}$  degré de liberté de la structure principale ( $i=1, \dots, n$ ), alors que  $c_{i,j}$  et  $k_{ij}$  sont les éléments génériques des matrices d'amortissement et de rigidité correspondantes. Par conséquent, Le système d'équations régissant le mouvement du bâtiment isolé à la base excité par l'accélération du sol  $\ddot{x}_g$  peut s'écrire comme suit :

$$\begin{cases} m_b \ddot{x}_b + c_b \dot{x}_b + k_b x_b + c_1 (\dot{x}_b - \dot{x}_1) + k_1 (x_b - x_1) = -m_b \ddot{x}_g \\ m_1 \ddot{x}_1 + c_1 (\dot{x}_1 - \dot{x}_b) + k_1 (x_1 - x_b) + c_2 (\dot{x}_1 - \dot{x}_2) + k_2 (x_1 - x_2) = -m_1 \ddot{x}_g \\ m_2 \ddot{x}_2 + c_2 (\dot{x}_2 - \dot{x}_1) + k_2 (x_2 - x_1) + c_3 (\dot{x}_2 - \dot{x}_3) + k_3 (x_2 - x_3) = -m_2 \ddot{x}_g \\ \vdots \\ m_n \ddot{x}_n + c_n (\dot{x}_n - \dot{x}_{n-1}) + k_n (x_n - x_{n-1}) = -m_n \ddot{x}_g \end{cases} \quad (3,5)$$

Le nouveau système d'équations (3.5) peut être donné sous forme matricielle par l'expression suivante :



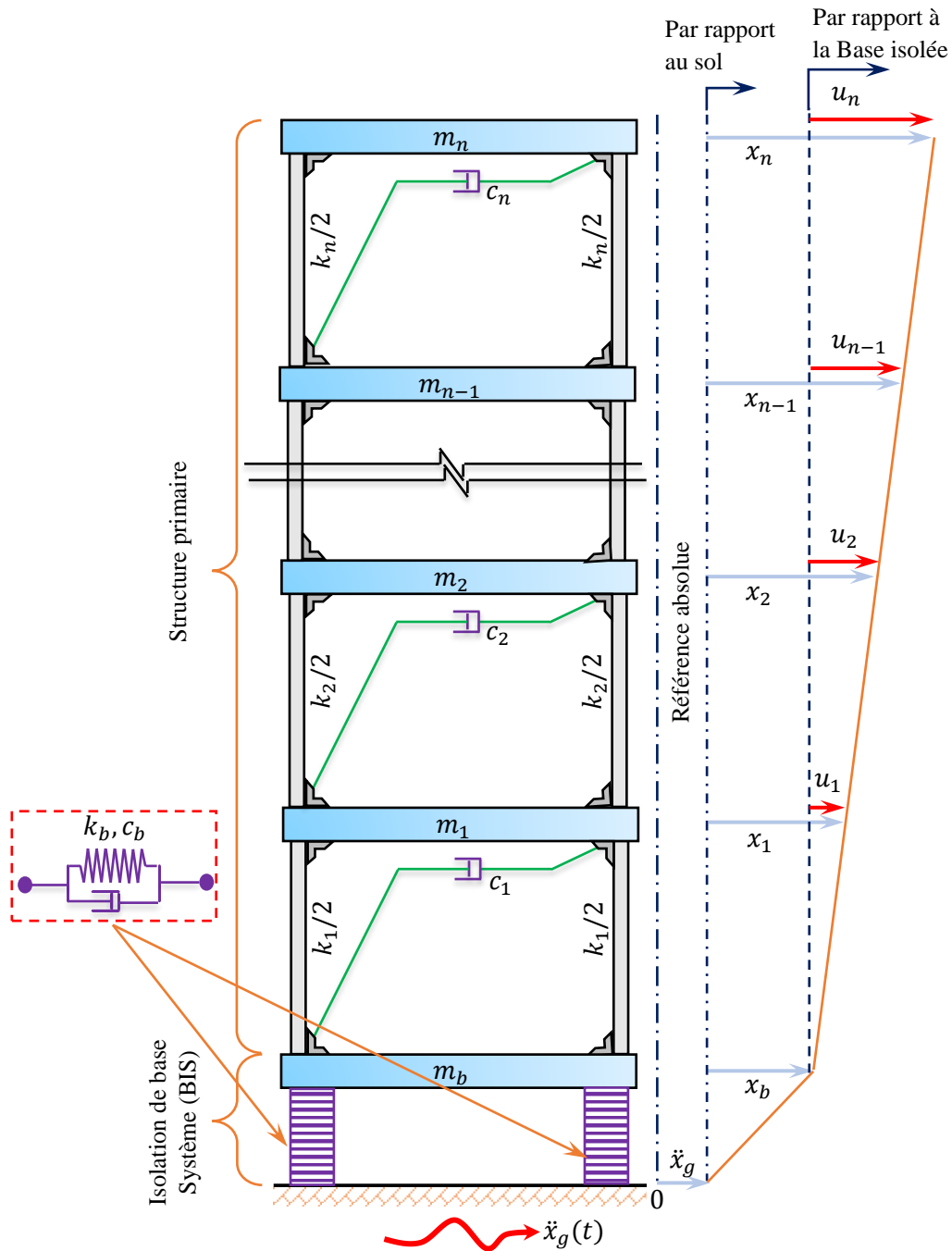


Figure 3.2 Schéma d'une structure à plusieurs degrés de liberté (n-DDL) isolée à la base et soumise à une excitation sismique

$$\begin{aligned}
 & \left[ \begin{array}{cccccccc} m_b & & & & & & & \\ & m_1 & & & & & & \\ & & m_2 & & & & & \\ & & & \ddots & & & & \\ & & & & m_{n-1} & & & \\ & & & & & m_n & & \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \end{Bmatrix} + \left[ \begin{array}{cccccccc} c_b + c_1 & & & & & & & \\ -c_1 & c_1 + c_2 & & & & & & \\ & -c_2 & c_2 + c_3 & & & & & \\ & & -c_3 & \ddots & & & & \\ & & & & c_{n-1} + c_n & & & \\ & & & & -c_n & c_n & & \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \text{sym} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{Bmatrix} \\
 & \left. \begin{Bmatrix} \dot{x}_b \\ \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \end{Bmatrix} + \left[ \begin{array}{cccccccc} k_b + k_1 & & & & & & & \\ -k_1 & k_1 + k_2 & & & & & & \\ & -k_2 & k_2 + k_3 & & & & & \\ & & -k_3 & \ddots & & & & \\ & & & & k_{n-1} + k_n & & & \\ & & & & -k_n & k_n & & \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \text{sym} \\ x_b \\ x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \end{Bmatrix} \right\} = - \left. \begin{Bmatrix} m_b \\ m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_{n-1} \\ m_n \end{Bmatrix} \right\} \ddot{x}_g(t) \quad (3,6)
 \end{aligned}$$

L'équation (3.6) peuvent être écrite sous d'autres formes, où les matrices sont données en termes relatifs et non absolus (déplacement, vitesse et accélération).

$$\begin{aligned}
 & \left[ \begin{array}{cccccccc} m_b + \sum_{i=1}^n m_i & & & & & & & \\ & m_1 & & & & & & \\ & & m_2 & & & & & \\ & & & \ddots & & & & \\ & & & & m_{n-1} & & & \\ & & & & & m_n & & \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_b \\ \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \vdots \\ \ddot{u}_{n-1} \\ \ddot{u}_n \end{Bmatrix} + \left[ \begin{array}{cccccccc} c_b & & & & & & & \\ & c_1 + c_2 & & & & & & \\ & -c_2 & c_2 + c_3 & & & & & \\ & & -c_3 & \ddots & & & & \\ & & & & c_{n-1} + c_n & & & \\ & & & & -c_n & c_n & & \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \text{sym} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{Bmatrix} \\
 & \left. \begin{Bmatrix} \dot{u}_b \\ \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \vdots \\ \dot{u}_{n-1} \\ \dot{u}_n \end{Bmatrix} + \left[ \begin{array}{cccccccc} k_b & & & & & & & \\ & k_1 + k_2 & & & & & & \\ & -k_2 & k_2 + k_3 & & & & & \\ & & -k_3 & \ddots & & & & \\ & & & & k_{n-1} + k_n & & & \\ & & & & -k_n & k_n & & \end{array} \right] \begin{Bmatrix} \text{sym} \\ u_b \\ u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_{n-1} \\ u_n \end{Bmatrix} \right\} = - \left. \begin{Bmatrix} m_b \\ m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_{n-1} \\ m_n \end{Bmatrix} \right\} \ddot{x}_g(t) \quad (3,7)
 \end{aligned}$$

### 3.4 Équations de mouvement : Structure avec TMDI

#### 3.4.1 Structures à un degré de liberté (1-DDL) équipée de TMDI

Considérons un système à un seul degré de liberté (1-DDL) (structure primaire) munie d'un amortisseur de masse accordée classique (TMD) avec un inerter mis à la terre. Le TMDI est composée d'une masse, notée « $m_d$ », reliée à la structure primaire par un ressort linéaire de

rigidité «  $k_d$  » et un amortisseur visqueux avec un facteur d'amortissement «  $c_d$  », ainsi qu'un dispositif inerter avec une inertance «  $b$  » qui relie la masse connectée au sol, comme le montre l'exemple de la figure 3.3.

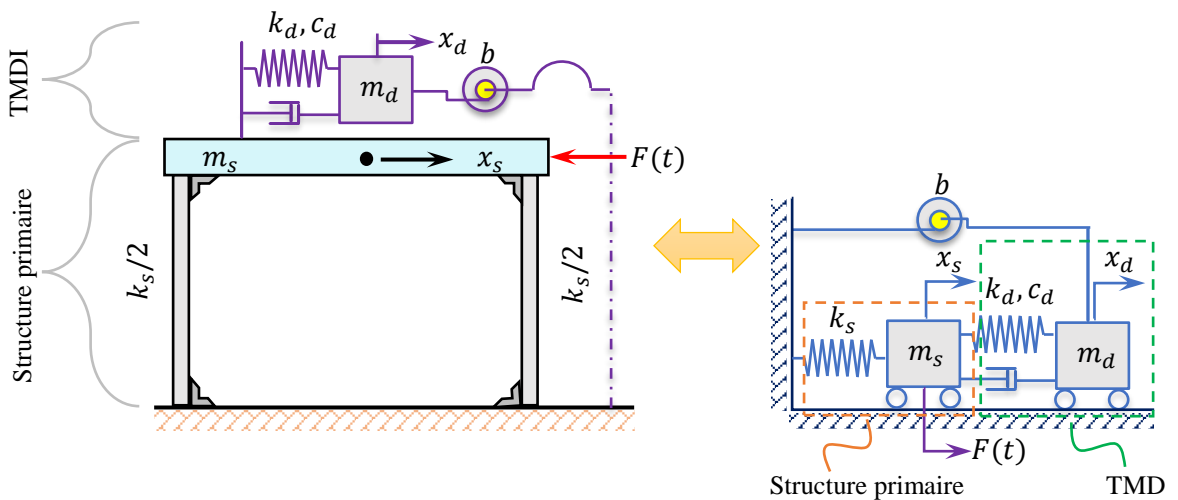
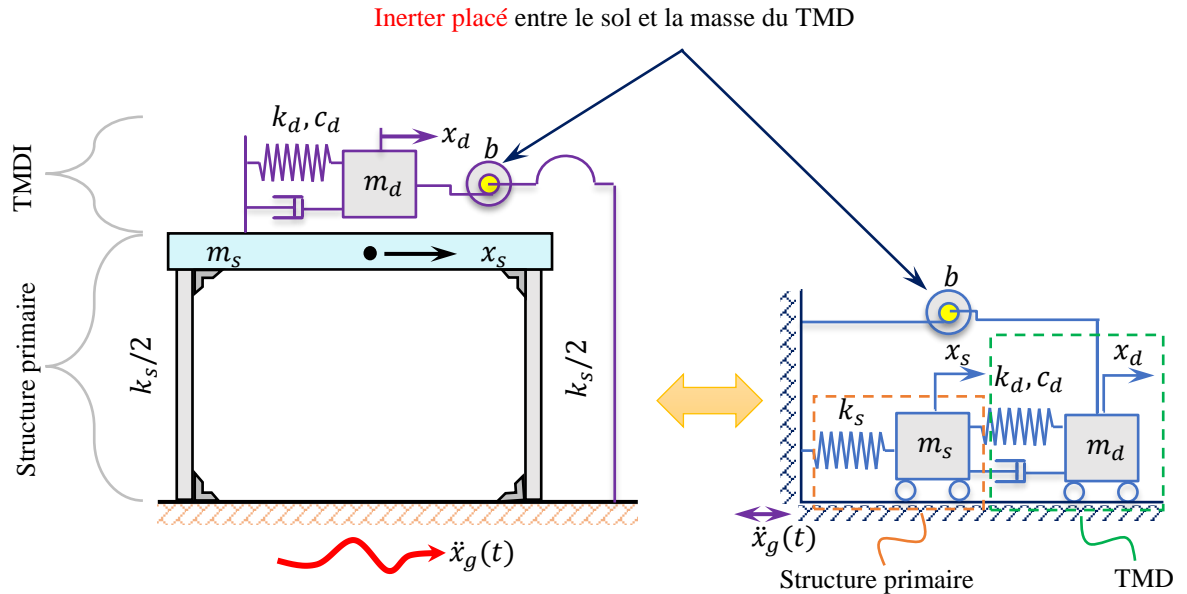


Figure 3.3 Schéma de l'amortisseur de masse accordée avec inerter (TMDI) dans un système à un seul degré de liberté (1-DDL).

La structure primaire de masse  $m_s$ , de rigidité  $k_s$  et sans amortissement ( $c_s = 0$ ), est équipée d'un amortisseur TMDI. Les équations de mouvement de ce système sont données par :

$$\begin{cases} m_s \ddot{x}_s + k_s x_s + c_d (\dot{x}_s - \dot{x}_d) + k_d (x_s - x_d) = F_1(t) \\ (m_d + b) \ddot{x}_d + c_d (\dot{x}_d - \dot{x}_s) + k_d (x_d - x_s) = F_2(t) \end{cases} \quad (3,8)$$

L'équation (3.8) peut être écrite sous forme matricielle :

$$\begin{bmatrix} m_s & \\ & m_d + b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}_s \\ \ddot{x}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_d & sym \\ -c_d & c_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}_s \\ \dot{x}_d \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s + k_d & sym \\ -k_d & k_d \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_s \\ x_d \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} \quad (3,9)$$

Les masses physiques de l'inerter, de l'amortisseur et du ressort sont supposées être faibles par rapport aux masses  $m_s$  et  $m_d$  définies précédemment. Dans l'équation (3.9)  $x_s$  et  $x_d$  sont, respectivement, les réponses en déplacement par rapport au sol de la structure primaire et de la masse attachée. Le vecteur de force de l'équation (3.9) est exprimé comme suit :

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} m_s \\ m_d \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (3,10)$$

et

$$\begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F(t) \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_0 \sin \omega t \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3,11)$$

Le premier vecteur force dans l'équation (3.10) correspond à une structure primaire excitée par la base et soumise à de l'accélération du sol, comme le montre la figure 3.3a. Alors que le deuxième vecteur force dans l'équation (3.11) correspond à une structure primaire excitée par une force harmonique  $F(t) = F_0 \sin \omega t$ , appliquée au système primaire comme illustré en figure 3.3b. Ainsi, l'équation (3.8) peut s'écrire comme suit :

$$\begin{cases} m_s \ddot{x}_s + k_s x_s + k_d (x_s - x_d) + c_d (\dot{x}_s - \dot{x}_d) = F_0 \sin \omega t \\ (m_d + b) \ddot{x}_d + k_d (x_d - x_s) + c_d (\dot{x}_d - \dot{x}_s) = 0 \end{cases} \quad (3,12)$$

On est intéressé par la solution des vibrations forcées et on ne considère pas la force transitoire de vibration libre. Les deux  $x_s$  et  $x_d$  sont des mouvements harmoniques à une fréquence  $\omega$  et peuvent être représentés par des nombres complexe :

$$\begin{cases} x_s(t) = A_s e^{i\omega t} \\ x_d(t) = A_d e^{i\omega t} \end{cases} \quad (3,13)$$

Où  $A_s$  et  $A_d$  sont des nombres complexes inconnus avec chacun une amplitude et une phase et  $i = \sqrt{-1}$ . Nous voulons déterminer l'amplitude de la masse principale

En substituant l'équation (3.13) dans l'équation (3.12), on obtient :

$$\begin{cases} -m_s A_s \omega^2 + k_s A_s + k_d (A_s - A_d) + c_d (A_s i \omega - A_d i \omega) = F_0 \\ -A_d \omega^2 (m_d + b) + k_d (A_d - A_s) + c_d (A_d i \omega - A_s i \omega) = 0 \end{cases} \quad (3,14)$$

En réarrangeant l'équation (3.14), on a :

$$\begin{cases} (k_s + k_d - m_s \omega^2 + c_d i \omega) A_s - (k_d + c_d i \omega) A_d = F_0 \\ -(k_d + c_d i \omega) A_s + [k_d - (m_d + b) \omega^2 + c_d i \omega] A_d = 0 \end{cases} \quad (3,15)$$

La résolution de ces deux équations pour  $A_s$  donne :

$$\begin{aligned} A_d &= A_s \frac{k_d + c_d i \omega}{[k_d - (m_d + b) \omega^2 + c_d i \omega]} \\ A_s &= F_0 \frac{[k_d - (m_d + b) \omega^2] + i(c_d \omega)}{[(k_s + k_d - m_s \omega^2 + c_d i \omega)[k_d - (m_d + b) \omega^2 + c_d i \omega] - (k_d + c_d i \omega)^2]} \\ A_s &= F_0 \frac{[k_d - (m_d + b) \omega^2] + i(c_d \omega)}{[(k_s - m_s \omega^2)[k_d - (m_s + b) \omega^2] - k_d \omega^2 (m_d + b)] + i(c_d \omega)[(k_s - m_s \omega^2 - (m_d + b) \omega^2)]} \end{aligned} \quad (3,16)$$

$A_s$  est complexe, on peut donc écrire :

$$A_s = F_0 (B_1 + iB_2) \quad (3,17)$$

$B_1$  et  $B_2$  sont réels, l'amplitude de  $A_s$  est donnée par :

$$a_s = |A_s| = F_0 \sqrt{B_1^2 + B_2^2} \quad (3,18)$$

Mais l'équation (3.16) n'est pas dans la forme de l'équation (3.17), elle est plutôt de la forme

$$A_s = F_0 \frac{E + iF}{G + iH} \quad (3,19)$$

avec

$$\begin{aligned} A_s &= F_0 \frac{[k_d - (m_d + b) \omega^2] + i(c_d \omega)}{[(k_s - m_s \omega^2)[k_d - (m_s + b) \omega^2] - k_d \omega^2 (m_d + b)] + i(c_d \omega)[(k_s - m_s \omega^2 - (m_d + b) \omega^2)]} \\ \begin{cases} E = k_d - (m_d + b) \omega^2 \\ F = c_d \omega \\ G = (k_s - m_s \omega^2)[k_d - (m_d + b) \omega^2] - (m_d + b) \omega^2 k_d \\ H = (c_d \omega)[k_s - m_s \omega^2 - (m_d + b) \omega^2] \end{cases} \end{aligned} \quad (3,20)$$

À présent, l'équation (3.19) peut être réécrite dans la forme de l'équation (3.17) :

$$A_s = F_0 \frac{(E+iF)(G-iH)}{(G+iH)(G-iH)} = F_0 \frac{(EG+FH)+i(FG-EH)}{G^2+H^2} \quad (3,21)$$

Donc la longueur du vecteur  $a_s$  est :

$$\begin{aligned} \frac{a_s}{F_0} &= \sqrt{\left(\frac{(EG+FH)}{(G^2+H^2)}\right)^2 + \left(\frac{(FG-EH)}{(G^2+H^2)}\right)^2} \\ &= \sqrt{\frac{(EG)^2+(FH)^2+2(EG)(FH)+(FG)^2+(EH)^2-2(EH)(FG)}{(G^2+H^2)^2}} \\ &= \sqrt{\frac{(E^2+F^2)+(G^2+H^2)}{(G^2+H^2)^2}} \\ &= \sqrt{\frac{(E^2+F^2)}{(G^2+H^2)}} \end{aligned} \quad (3,22)$$

En appliquent cela à l'équation (3.20), nous pouvons écrire

$$\frac{A_s}{F_0} = \sqrt{\frac{[k_d - (m_s + b)\omega^2]^2 + (c_d\omega)^2}{[(k_s - m_s\omega^2)[-(m_d + b)\omega^2 + k_d] - (m_d + b)\omega^2 k_d]^2 + (c_d\omega)^2 [k_s - m_s\omega^2 - (m_d + b)\omega^2]^2}} \quad (3,23)$$

qui est l'amplitude du mouvement de la masse principale

On peut réécrire l'équation (3.23) en définissant les variables suivantes :

Fréquence naturelle du système primaire (structure)  $\omega_s = \sqrt{k_s / m_s}$  (3,24)

Fréquence naturelle du système auxiliaire (TMDI)  $\omega_d = \sqrt{k_d / (m_d + b)}$  (3,25)

Le pourcentage d'amortissement de la structure primaire  $\zeta_s = \frac{c_s}{2\sqrt{m_s k_s}}$  (3,26)

Le pourcentage d'amortissement critique du système auxiliaire du TMDI  $\zeta_d = \frac{c_d}{2\sqrt{(m_d + b)k_d}}$  (3,27)

Le rapport de masse  $\mu = \frac{m_d}{m_s}$  (3,28)

Le rapport d'inertance  $\beta = \frac{b}{m_s}$  (3,29)

Le rapport de réglage de la fréquence  $f = \frac{\omega_d}{\omega_s} = \frac{\sqrt{k_d / (m_d + b)}}{\sqrt{k_s / m_s}}$  (3,30)

L'équation (3.23) peut être écrite sous la forme suivante

$$\frac{a_s}{F_0} = \sqrt{\frac{(I_1)^2 + (I_2)^2}{(I_3)^2 + (I_4)^2}} \quad (3,31)$$

Avec

$$\begin{aligned} (I_1)^2 &= [k_d - (m_d + b)\omega^2]^2 \dots\dots\dots I \\ (I_2)^2 &= (c_d\omega)^2 \dots\dots\dots II \\ (I_3)^2 &= [(-m_s\omega^2 + k_s)(k_d - (m_d + b)\omega^2) - (m_d + b)\omega^2 k_d]^2 \dots\dots\dots III \\ (I_4)^2 &= (c_d\omega)^2 [(-m_s\omega^2 + k_s - (m_d + b)\omega^2)]^2 \dots\dots\dots IV \end{aligned} \quad (3,32)$$

Et

$$\begin{aligned} (1) &= ((m_d + b)\omega_d^2 - (m_d + b)\omega^2)^2 = (m_d + b)^2 (\omega_d^2 - \omega^2)^2 \dots\dots\dots V \\ \frac{V + II}{((m_d + b)\omega_s^2)^2} &= \frac{(m_d + b)^2 (\omega_d^2 - \omega^2)^2 + (\omega c_d)^2}{(m_d + b)^2 (\omega_s^2)^2} \\ \frac{V + II}{((m_d + b)\omega_s^2)^2} &= \left( \frac{\omega_d^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} \right)^2 + \left( \frac{\omega c_d}{(m_d + b)\omega_s^2} \right)^2 \\ \frac{V + II}{((m_d + b)\omega_s^2)^2} &= (f^2 - g^2) + \left( \frac{\omega}{\omega_s} \right)^2 \left( \frac{c_d}{(m_d + b)\omega_s} \right)^2 \quad (3,33) \\ \frac{V + II}{((m_d + b)\omega_s^2)^2} &= (f^2 - g^2) + g^2 \left( \frac{c_d}{\omega_s} \right)^2 \left( \frac{2\omega_d}{c_s} \right)^2 \\ \frac{V + II}{((m_d + b)\omega_s^2)^2} &= (g^2 - f^2)(-1)^2 + \left( g \cdot f \cdot \frac{2c_d}{c_s} \right)^2 \\ \frac{V + II}{((m_d + b)\omega_s^2)^2} &= (g^2 - f^2)^2 + \left( 2 \cdot \frac{c_d}{c_s} g \cdot f \right)^2 \dots\dots\dots VI \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \frac{III}{(m_s \omega_s^2 k_s)^2} &= \left[ \frac{(-m_s \omega^2 + k_s)(-m_d + b)\omega^2 + k_d}{(k_s)} - \frac{(m_d + b)\omega^2 k_d}{((m_d + b)\omega_s^2 k_s)} \right]^2 \\
 &= \left[ \left(1 - \frac{\omega^2}{\omega_s^2}\right) \left(\frac{\omega_d^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_s^2}\right) - \left(\frac{\omega}{\omega_s}\right)^2 \frac{k_d}{k_s} \right]^2 \\
 &= \left[ \left(1 - \left(\frac{\omega}{\omega_s}\right)^2\right) \left(\frac{\omega_d^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_s^2}\right) - \left(\frac{\omega}{\omega_s}\right)^2 \left(\frac{\omega_d}{\omega_s}\right)^2 \left(\frac{m_d}{m_s} + \frac{b}{m_s}\right) \right]^2 \\
 &= \left[ (1 - g^2)(f^2 - g^2) - g^2 \cdot f^2 (\mu + \beta) \right]^2 \\
 &= \left[ (g^2 - 1)(-1)(g^2 - f^2)(-1) + g^2 \cdot f^2 (-1)(\mu + \beta) \right]^2 \\
 &= \left[ (-1)(g^2 \cdot f^2 (\mu + \beta) - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)) \right]^2 \\
 &(-1)^2 = 1 \\
 &= \left[ (g^2 \cdot f^2 (\mu + \beta) - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)) \right]^2 \dots\dots\dots VII
 \end{aligned} \tag{3,34}$$

$$\begin{aligned}
 IV &= (c_d \omega)^2 \left[ (-m_s \omega^2 + k_s - (m_d + b)\omega^2) \right]^2 \\
 \frac{IV}{((m_d + b)\omega_s^2 k_s)^2} &= \frac{(c_d \omega)^2 \left[ (-1)(m_s \omega^2 - k_s + (m_d + b)\omega^2) \right]^2}{((m_d + b)\omega_s^2 k_s)^2} \\
 &= \frac{(c_d \omega)^2}{((m_d + b)\omega_s^2)^2} \cdot \left[ \frac{m_s \omega^2 - k_s + (m_d + b)\omega^2}{k_s} \right]^2 \\
 \# &= \frac{(c_d \omega)^2}{((m + b)\omega_s^2)^2} = \left(\frac{\omega}{\omega_n}\right)^2 \cdot \left(\frac{c_d}{(m_d + b)\omega_s}\right)^2 \\
 &= \left(g \cdot \frac{c_d}{\omega_s}\right)^2 \cdot \left(\frac{2 \cdot \omega_d}{c_s}\right)^2 = \left(2 \cdot \frac{c_d}{c_s} g \cdot f\right)^2 \\
 * &= \left[ \frac{m_s \omega^2 - k_s + (m_d + b)\omega^2}{k_s} \right]^2 \\
 &= \left[ \frac{m_s \omega^2}{k_s} - \frac{k_s}{k_s} + \frac{(m_d + b)\omega^2}{k_s} \right]^2 = \left[ \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - 1 + \left(\frac{\omega}{\omega_s}\right)^2 \left(\frac{m_d}{m_s} + \frac{b}{m_s}\right) \right]^2 \\
 &= (g^2 - 1 + g^2 (\mu + \beta))^2 = [g^2 (1 + \mu + \beta) - 1]^2 \\
 VI &= \left(2 \cdot \frac{c_d}{c_s} g \cdot f\right)^2 [g^2 (1 + \mu + \beta) - 1]^2 \dots\dots\dots VIII
 \end{aligned} \tag{3,35}$$



Après quelques manipulations algébriques supplémentaires, l'équation (3.23) peut être réécrite comme suit

$$\frac{a_1}{x_{st}} = \frac{\sqrt{\left(2 \frac{c_d}{c_c} g \cdot f\right)^2 + (g^2 - f^2)^2}}{\sqrt{\left(2 \frac{c_d}{c_c} g \cdot f\right)^2 \left[g^2 (1 + \mu + \beta) - 1\right]^2 + \left[\left(g^2 \cdot f^2 (\mu + \beta) - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\right)\right]^2}} \quad (3,36)$$

Nous pouvons réécrire l'équation (3.36) comme suit

$$\frac{a_1}{x_{st}} = \frac{\sqrt{L_1 \left(\frac{c_d}{c_c}\right)^2 + L_2}}{\sqrt{L_3 \left(\frac{c_d}{c_c}\right)^2 + L_4}} \quad (3,37)$$

Avec

$$\begin{aligned} \frac{a_1}{x_{st}} &= \frac{\sqrt{\left(2 \frac{c_d}{c_c} g \cdot f\right)^2 + (g^2 - f^2)^2}}{\sqrt{\left(2 \frac{c_d}{c_c} g \cdot f\right)^2 \left[g^2 (1 + \mu + \beta) - 1\right]^2 + \left[\left(g^2 \cdot f^2 (\mu + \beta) - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\right)\right]^2}} \\ L_1 &= (2g \cdot f)^2 \\ L_2 &= (g^2 - f^2)^2 \\ L_3 &= (2 \cdot g \cdot f)^2 \left[g^2 (1 + \mu + \beta) - 1\right]^2 \\ L_4 &= \left[\left(g^2 \cdot f^2 (\mu + \beta) - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\right)\right]^2 \end{aligned} \quad (3,38)$$

Si  $L_1 / L_3 = L_2 / L_4$ , l'équation (3.38) devient indépendante de l'amortissement. Cette condition est donnée par

$$\begin{aligned} \left[\frac{L_1}{L_3}\right]^2 &= \left[\frac{L_2}{L_4}\right]^2 \Rightarrow \\ \left[\frac{2g \cdot f}{(2 \cdot g \cdot f)(g^2 (1 + \mu + \beta) - 1)}\right]^2 &= \left[\frac{g^2 - f^2}{\left(g^2 \cdot f^2 (\mu + \beta) - (g^2 - 1)(g^2 - f^2)\right)}\right]^2 \end{aligned} \quad (3,39)$$

Pour enlever le signe carré de chaque côté de l'équation (3.39), un  $\pm$  doit être introduit devant un côté de l'équation. Avec le signe moins, la solution devient triviale puisque nous trouvons  $g^2 = 0$  ce qui signifie que la réponse statique est indépendante de l'amortissement.

$$\left[ \frac{1}{g^2(1+\mu+\beta)-1} \right]^2 = \left[ \frac{g^2-f^2}{g^2 f^2(\mu+\beta)-(g^2-1)(g^2-f^2)} \right]^2$$

$$a^2 = b^2 \Leftrightarrow a = b \Leftrightarrow g = 0 \tag{3,40}$$

$$a^2 = b^2 \Leftrightarrow -a = b \Leftrightarrow$$

$$a^2 = b^2 \Leftrightarrow a = -b \Leftrightarrow$$

$$a^2 = b^2 \Leftrightarrow -a = -b \Leftrightarrow$$

Après un court calcul, l'équation devient alors

$$g^4 - 2g^2 \cdot \frac{1+f^2(1+\mu+\beta)}{2+\mu+\beta} + \frac{2f^2}{2+\mu+\beta} = 0 \tag{3,41}$$

L'équation (3.41) est une fonction quadratique en  $g^2$ , donnant deux racines ( $g_1$  et  $g_2$ ) représentant les coordonnées des points fixes  $P$  et  $Q$ . Ces racines sont encore fonction de  $\mu$  et  $f$ .

Pour vérifier le calcul avec le cas du  $TMD \Rightarrow b = 0 \Leftrightarrow \beta = 0$  développé et donné par **Den Hartog [127]**

$$g^4 - 2g^2 \cdot \frac{1+f^2(1+\mu)}{2+\mu} + \frac{2f^2}{2+\mu} = 0 \tag{3,42}$$

Pour calculer les racines on pose  $g^4 = X^2$

$$X^2 - 2X \cdot \frac{1+f^2(1+\mu+\beta)}{2+\mu+\beta} + 2 \cdot \frac{f^2}{2+\mu+\beta} = 0$$

$$\Delta = \left( 2 \cdot \frac{1+f^2(1+\mu+\beta)}{2+\mu+\beta} \right)^2 - 4 \cdot \left( 2 \cdot \frac{f^2}{2+\mu+\beta} \right)$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} = 2 \cdot \sqrt{\left( \frac{1+f^2(1+\mu+\beta)}{2+\mu+\beta} \right)^2 - \left( 2 \cdot \frac{f^2}{2+\mu+\beta} \right)} \tag{3,43}$$

$$X_{1,2} = g_{1,2}^2 = \frac{1}{2} \left[ \left( 2 \cdot \frac{1+f^2(1+\mu+\beta)}{2+\mu+\beta} \right) \pm 2 \cdot \sqrt{\left( \frac{1+f^2(1+\mu+\beta)}{2+\mu+\beta} \right)^2 - \left( 2 \cdot \frac{f^2}{2+\mu+\beta} \right)} \right]$$

$$g_1^2 + g_2^2 = 2 \cdot \frac{1+f^2(1+\mu+\beta)}{2+\mu+\beta}$$

A partir de l'équation (3.43), le rapport fréquentiel optimal  $f$  est déterminé comme suit :

$$f = \frac{1}{1 + \mu + \beta} \quad (3,44)$$

Maintenant, pour trouver l'amortissement optimal  $\left(\frac{c_d}{c_c}\right)$ , l'équation (3.44) est substituée dans l'équation (3.38).

$$\begin{aligned} \Rightarrow \zeta^2 &= \left(\frac{c_d}{c_c}\right)^2 = \frac{3 \cdot (\mu + \beta)}{8 \cdot (1 + \mu + \beta)} \\ \Rightarrow \zeta &= \left(\frac{c_d}{c_c}\right) = \sqrt{\frac{3 \cdot (\mu + \beta)}{8 \cdot (1 + \mu + \beta)}} \end{aligned} \quad (3,45)$$

### 3.5 Sélection du rapport de masse ( $\mu$ ) et du rapport d'inertance ( $\beta$ )

Sur la base de la littérature, la sélection des paramètres non dimensionnels appropriés tels que les rapports de masse et d'inertance peut être choisie pour une réponse optimale en utilisant un algorithme méta-heuristique, sur la base d'optimisation menée par diverses méthodes, tel que l'algorithme génétique (GA), les essaims de particules (PSO), loup gris (GWO) évolution différentielle (DE), colonies de fourmis (ACO), algorithme de recherche du corbeau (CSA), algorithme d'optimisation de la baleine (WOA),...etc. Ce processus permet de trouver les paramètres optimaux appropriés pour la vérification dans les domaines temporel et fréquentiel. Le tableau 3.1 résume les différentes études du TMDI avec un ensemble différent de paramètres non dimensionnels ( $\mu, \beta$ ).

Tableau 3.1 Différentes valeurs du rapport de masse des TMD et du rapport d'inertance dans l'optimisation de TMDI

Les références	Rapport de masse ( $\mu$ )	Rapport d'inertanc ( $\beta$ )
Marian et Giaralis [10]	0%-10%	20%-75%
Marian et Giaralis [99]	0%, 5%, et 10%	0%-70%
Pietrosanti <i>et al</i> [105]	0.1%-100%	20%-40%
Ruiz <i>et al</i> [128]	0.1%-1%	2%-530%
Petrini <i>et al</i> [115]	0.1%-0.9%	0.1%-80%
De Domenico et Ricciardi [14]	1%-50%	0%-60%
De Domenico et Ricciardi [109]	0%-40%	0%-60%

Palacios-Quiñonero <i>et al</i> [118]	1%-11%	0%-110%
Lara-Valencia <i>et al</i> [129]	2% et 5%	5%-50%
Wang et Giaralis [122]	0%-10%	10%-30%
Kaveh <i>et al</i> [130]	0%,1% et 2%	0%-100%
Petrini <i>et al</i> [108]	0.1%-1%	0%-80%
Kaveh <i>et al</i> [131]	0.2%-2%	0%-100%
Cao <i>et al</i> [132]	0.1%, 0.5%, 1% et 5%	0%-10%
Li <i>et al</i> [133]	1%,5% et 10%	0%-50%
Giaralis [134]	1%	5%-50%
Caicedo <i>et al</i> [135]	2% et 5%	5%,20%,50%

### 3.6 Sélection du rapport de réglage de fréquence ( $f$ ) et du pourcentage d'amortissement ( $\zeta$ )

Dans la littérature, le rapport de fréquence de réglage et le pourcentage d'amortissement sont déterminés par des algorithmes d'optimisation métaheuristiques, cités plus haut. Comme mentionné précédemment, l'utilisation de l'algorithme métaheuristique pourrait aider à évaluer les valeurs optimales de robustesse de la fréquence et du pourcentage d'amortissement du dispositif TMDI. Une revue détaillée de la littérature sur la valeur de la gamme sélectionnée pour ces deux paramètres est donnée au tableau 3.2.

Tableau 3.2 Différentes valeurs de la gamme de la fréquence de réglage et du pourcentage d'amortissement critiques dans l'optimisation TMDI

Les références	Rapport de réglage de la fréquence ( $f$ )	Taux d'amortissement ( $\zeta$ )
Marian et Giaralis [10]	0.5-4.5	0.0-1.0
Pietrosanti <i>et al</i> [105]	0.10-10	0.01-10
Ruiz <i>et al</i> [128]	0.30-1.5	0.01-0.8
Petrini <i>et al</i> [115]	0.20-1.2	$10^{-5}$ -0.5
De Domenico et Ricciardi [14]	0.10-2.0	0.01-1.0
De Domenico et Ricciardi [136]	0.1-2.0	0.01-1.0
Lara-Valencia <i>et al</i> [129]	0.0-2.0	0.0-0.5
Wang et Giaralis [122]	0.0-2.0	0-2.0

Kaveh <i>et al</i> [130]	0.05-2.5	0.05-2.5
Petrini <i>et al</i> [108]	0.8-1.2	0.01-0.8
Kaveh <i>et al</i> [131]	0.05-2.5	0.05-2.5
Cao <i>et al</i> [132]	0.0-10	0-0.999
Pietrosanti <i>et al</i> [123]	0.01-10	0.01-10
De Domenico <i>et al</i> [4]	0.4-10	0-0.40
Caicedo <i>et al</i> [135]	0.5-2.0	0.0-0.5
Li <i>et al</i> [133]	0.0-10	0.0-5.0
Djerouni <i>et al</i> [137]	0.5-2.0	0.1-0.9

Plutôt que d'optimiser les paramètres du TMDI, d'autres études préfèrent utiliser l'expression analytique rapportée dans le tableau 3.3. Les formules données dans ce tableau sont différentes:

- (i) 1-DDL amorti ( $c_s > 0$ ) système soumis à une excitation de base à bruit blanc ;
- (ii) 1-DDL non-amorti ( $c_s = 0$ ) système soumis à une force excitée ;
- (iii) 1-DDL non-amorti ( $c_s = 0$ ) système soumis à une excitation à la base.

Tableau 3.3 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 de la TMD.

	Rapport fréquentiel ( $f$ )	Taux d'amortissement ( $\zeta$ )
	(i) Structure soumise à un bruit blanc	
	<b>Marian et Giaralis [10]</b>	
TMD**	$\frac{\sqrt{(1-\mu/2)}}{1+\mu}$	$\frac{\sqrt{\mu(1-\mu/4)}}{\sqrt{4(1+\mu)(1-\mu/2)}}$
TMDI	$\frac{1}{1+\mu+\beta} \frac{\sqrt{(\beta+\mu)[\beta(\mu-1)+(2-\mu)(1+\mu)]}}{\sqrt{2\mu(1+\mu)}}$	$\frac{(\beta+\mu)\sqrt{\beta(3-\mu)+(4-\mu)(1+\mu)}}{2\sqrt{2\mu(1+\beta+\mu)[\beta(1-\mu)+(2-\mu)(1+\mu)]}}$
	(ii) Structure soumise à une force	
	<b>Marian et Giaralis [99]</b>	
TMD*	$\frac{1}{1+\mu}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}}$

TMDI	$\frac{1}{1 + \beta + \mu}$	$\sqrt{\frac{3(\mu + \beta)}{8(1 + \mu + \beta)}}$
(iii) Structure soumise à une excitation à la base		
<b>Marian et Giaralis [99]</b>		
TMD	$\frac{1}{1 + \mu} \sqrt{\frac{2 - \mu}{2}}$	$\sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu)(1 - \mu/2)}}$
TMDI	$\frac{1}{1 + \mu + \beta} \sqrt{\frac{(1 + \mu)(2 - \mu) - \mu\beta}{2(1 + \mu)}}$	$\sqrt{\frac{\beta^2 \mu + 6\mu(1 + \mu)^2 + \beta(1 + \mu)(6 + 7\mu)}{8(1 + \mu)(1 + \mu + \beta)[2 + \mu(1 - \mu - \beta)]}}$

\* Den Hartog (1956) ; \*\* Warburton (1982)

**Masnata et al [138]** fournissent une expression analytique pour la fréquence optimale et le taux d'amortissement critique du TMDI pour une structure amortie.

$$f = (\mu + \beta)^{-\frac{1}{2}} \quad (3,46)$$

$$\zeta = \frac{\sqrt{1 - 2\beta + 2\beta^2 + 2\beta\mu + \mu^2}}{2\sqrt{\beta + \mu}} \quad (3,47)$$

**Masnata et al [139]** ont aussi réalisé une approche simplifiée basée sur la minimisation de la variance de déplacement du sous-système d'isolation de base qui fournit des formules analytiques simples pour une définition rapide des paramètres du TMDI.

$$f = \left[ \frac{2(1 + \mu)(1 + \beta + \mu)^2}{2 + \beta + \mu(1 - \beta - \mu)} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (3,48)$$

$$\zeta = \frac{1}{2} \left[ 2 + \frac{1}{\beta + \mu} + \frac{5 + 4\beta + 5\mu}{\beta(\mu - 3) + (\mu - 4)(1 + \mu)} \right]^{-\frac{1}{2}} \quad (3,49)$$

**Weber et al [140]** ont utilisé l'expression analytique rapportée dans le tableau 3.3 dans le cas de la force d'excitation.

**Kaveh et al [130]** ont effectué une analyse comparative entre l'expression analytique résumée dans le tableau 3.3 pour le rapport de fréquence optimal et le taux d'amortissement en cas de bruit blanc au moyen d'une optimisation des corps en collision (CBO) en considérant la norme

$H_\infty$  de la fonction de transfert du déplacement au sommet comme objectif pour un contrôle robuste du bâtiment.

La figure 3.4 représente les paramètres de conception optimaux du tableau 3.3, pour plusieurs valeurs du rapport de masse  $\mu$  en fonction du rapport d'inertance  $\beta$ . Cette dernière quantité prend des valeurs dans un intervalle suggéré d'intérêt pratique  $[0,1]$ , avec  $\beta=0$  comme étant la valeur limite pour laquelle le TMDI se transforme en TMD classique. On observe que l'influence de l'effet apparent "d'amplification de masse" dû au dispositif inerter supplémentaire incorporé dans le TMDI est plus important pour les valeurs inférieures du rapport de masse  $\mu$ . Plus précisément, pour  $\mu < 0.1$ , le rapport de fréquence optimal  $f$  augmente lorsque  $\beta$  augmente, tandis que pour  $\mu \geq 0.1$ , le rapport  $f$  demeure constant pour les valeurs de  $\beta$  voir la figure (3.4A). Plus important encore, le rapport d'amortissement "optimal" obtenu  $\zeta$  augmente de façon monotone (et presque linéaire) pour toutes les valeurs considérées de  $\mu$  comme la constante normalisée de inerter  $\beta$  augmente voir la figure 3.4B. Cependant, le taux de cette augmentation se détériore pour des valeurs plus élevées de  $\mu$ . Ces tendances suggèrent que l'incorporation d'un dispositif inerter au TMD classique est plus avantageuse pour des valeurs relativement faibles du rapport de masse  $\mu$  (c.-à-d., pour des masses TMD vibrantes relativement faibles) car elle permet de "pousser" les amortisseurs visqueux avec des capacités d'absorption d'énergie cinétique plus élevées (ex., coefficient d'amortissement), **Marian et Giaralis [141]**, voir figures 3.4A et 3.4B.

Il est observé que le rapport de fréquence optimal  $f$  diminue lorsque  $\beta$  augmente pour toutes les valeurs de  $\mu$  considéré. De plus, le rapport d'amortissement optimal  $\zeta$  augmente de façon monotone avec la constante normalisée de l'inerter  $\beta$  pour toutes les valeurs considérées de  $\mu$ . Le taux de variation des deux paramètres optimaux TMDI avec  $\beta$  est plus élevé pour les petites valeurs de  $\beta$  et  $\mu$ , alors que pour  $\mu > 0.2$  le taux de variation est presque constant. Des tendances similaires sont observées pour les paramètres optimaux dans le cas des structures primaires à force excitée en figures 3.4C et 3.4D, bien qu'une tendance plus marquée à la saturation (c.-à-d. diminuer le taux de variation) s'observe avec  $\beta$ , surtout pour les valeurs relativement faibles du rapport de masse considéré. Une comparaison entre les figures 3.4C et 3.4D et les figures 3.4E et 3.4F, respectivement, suggère que pour  $\mu < 0.1$ , les paramètres optimaux de TMDI sont pratiquement les mêmes pour les structures primaires excitées par la

force dans toute la gamme considérée [0-1] de  $\beta$  valeurs, malgré les différences dans les formules analytiques dérivées dans le tableau 3.3. Cette observation suggère que les rapports et ne sont pas échangeables dans le traitement des différents types d'excitations pour des rapports de masse attachés relativement grands, **Marian et Giaralis [99]**.

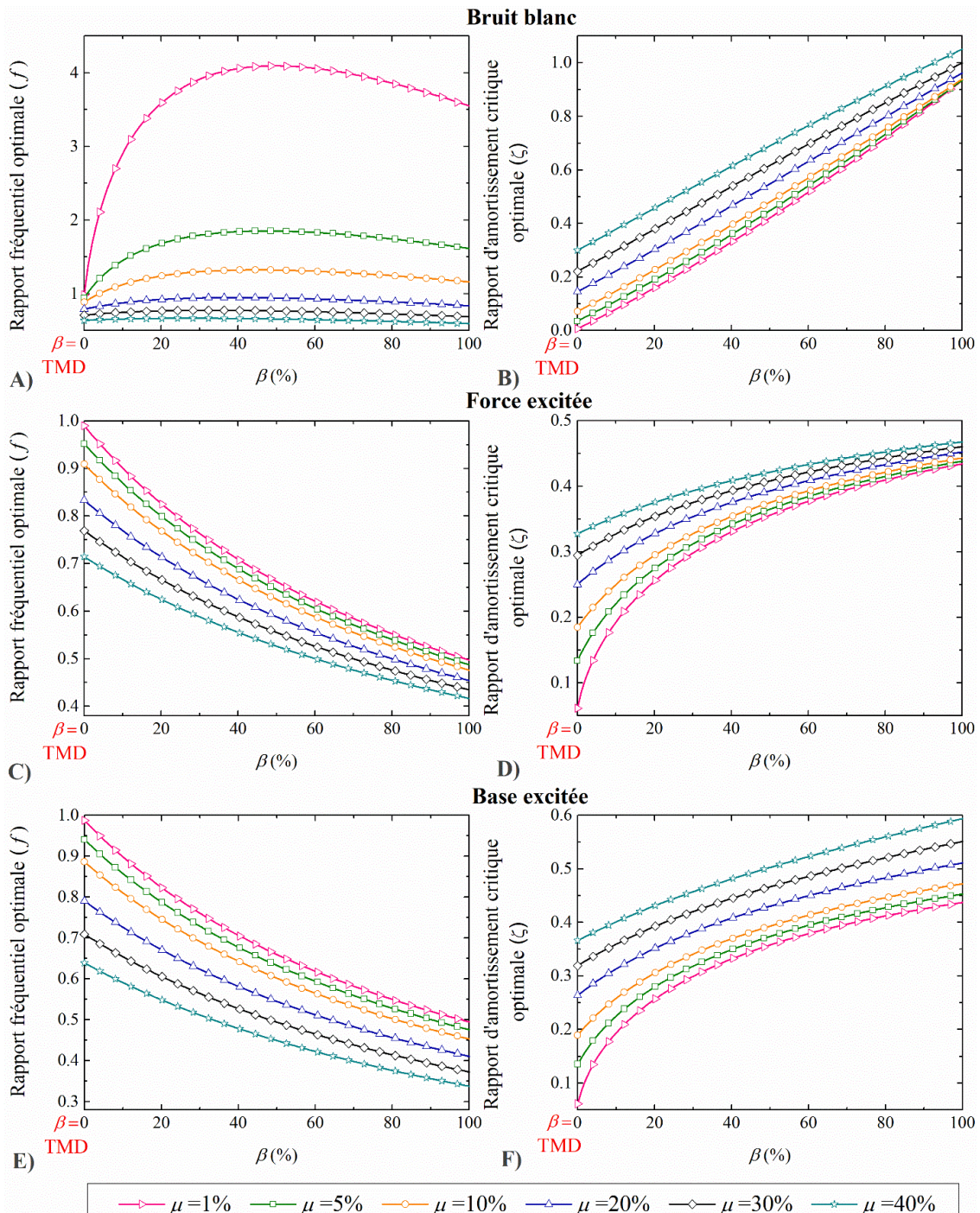


Figure 3.4 Rapport fréquentiel optimale du TMDI (A, C, et E) et pourcentage d'amortissement critique optimale (B, D, et F) pour différentes valeurs de  $\beta$  et plusieurs valeurs de rapports de masse  $\mu$ .



### 3.7 Équations de mouvement d'un bâtiment contrôlé

#### 3.7.1 Structure (n-DDL) équipée de TMD installée au sommet

L'équation de mouvement du système à  $n$  degrés de liberté ( $n$ -DDL) du bâtiment équipé d'un amortisseur de masse accordé (TMD) installé au dernier étage, montré en figure 3.5a, est donnée par l'expression suivante :

$$[M_t]\{\ddot{x}(t)\} + [C_t]\{\dot{x}(t)\} + [K_t]\{x(t)\} = -\{M_l\}\ddot{x}_g(t) \quad (3,50)$$

Les points newtoniens ci-dessus indiquent maintenant les dérivées par rapport au temps normalisé  $t$ , c-à-d.,  $(\dot{\bullet}) = \partial \bullet / \partial t$  et  $(\ddot{\bullet}) = \partial^2 \bullet / \partial t^2$ .

$[M_t]$  est la matrice de masse du système d'ordre  $(n+1) \times (n+1)$  :

$$[M_t] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & m_2 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & m_3 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & & \ddots & \cdots & \cdots & \vdots \\ & & & & m_{n-1} & & \\ & & & & & m_n & 0 \\ \text{sym} & & & & & & m_d \end{bmatrix} \quad (3,51)$$

$\{M_l\}$  est le vecteur de masse du système de l'ordre de  $(n+1) \times 1$  :

$$\{M_l\} = \{m_1 \quad m_2 \quad m_3 \quad \cdots \quad m_{n-1} \quad m_n \quad m_d\}^T \quad (3,52)$$

$[C_t]$  est la matrice d'amortissement du système, d'ordre  $(n+1) \times (n+1)$  :

$$[C_t] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & c_2 + c_3 & -c_3 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & c_3 + c_4 & -c_4 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & & \ddots & \cdots & \cdots & \vdots \\ & & & & c_{n-1} + c_n & -c_n & 0 \\ & & & & & c_n + c_d & -c_d \\ \text{sym} & & & & & & c_d \end{bmatrix} \quad (3,53)$$

$\{x\}$  est le vecteur de réponse au déplacement modifié par l'ajout du TMD

$$\{x\} = \{x_1 \quad x_2 \quad x_3 \quad \cdots \quad x_{n-1} \quad x_n \quad x_d\}^T \quad (3,54)$$

Enfin, la matrice de rigidité,  $[K_t]$ , du système de l'ordre  $(n+1) \times (n+1)$ , est donnée par,

$$[K_i] = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & k_2+k_3 & -k_3 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & & k_3+k_4 & -k_4 & \dots & \dots & 0 \\ & & & \ddots & \dots & \dots & \vdots \\ & & & & k_{n-1}+k_n & -k_n & 0 \\ & & & & & k_n+k_d & -k_d \\ \text{sym} & & & & & & k_d \end{bmatrix} \quad (3.55)$$

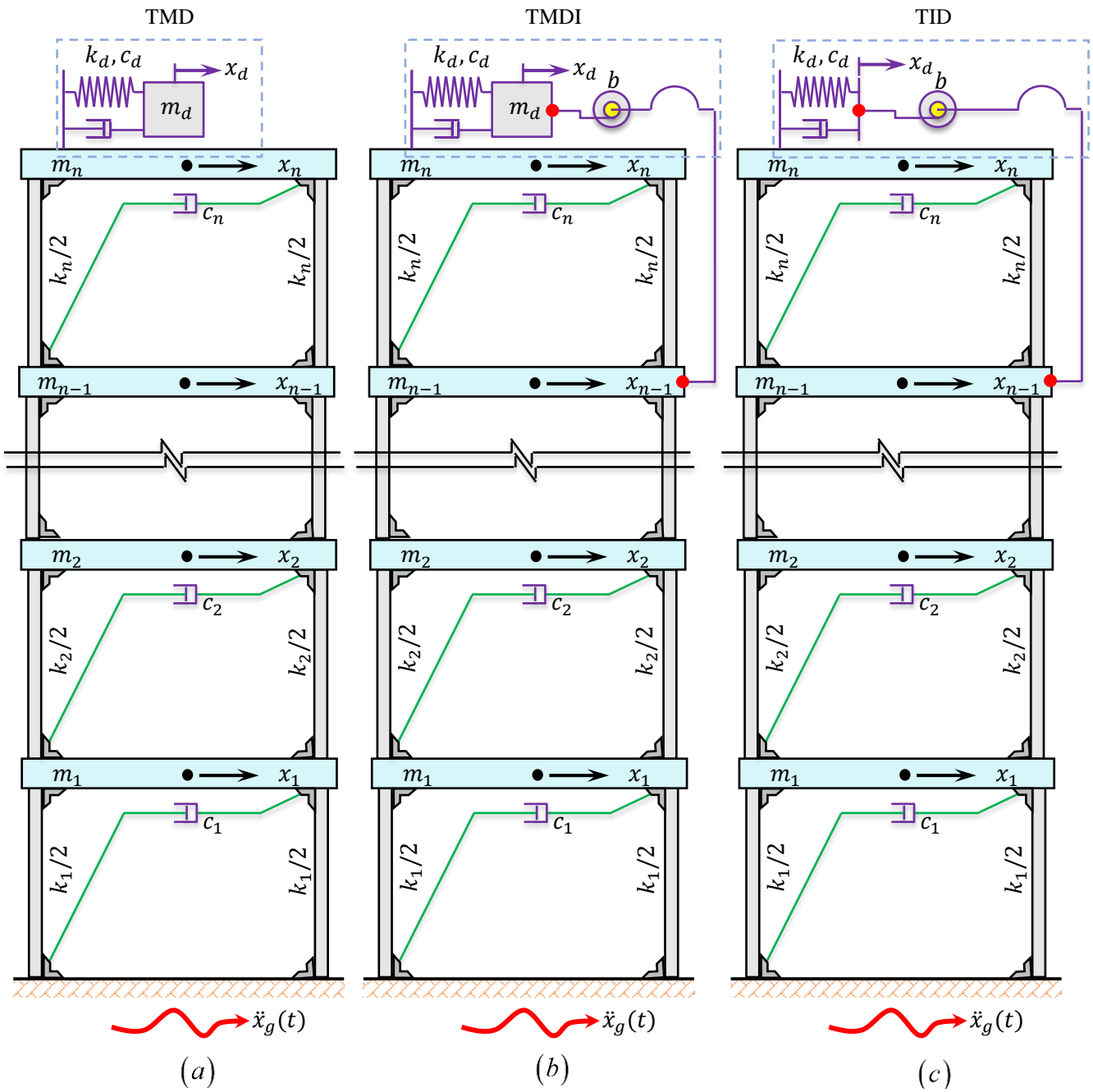


Figure 3.5 Une structure primaire à plusieurs degrés de liberté ( $n$ -DDL) équipée (a) d'un amortisseur de masse accordé (TMD) et (b) d'un amortisseur de masse accordé à inerter (TMDI), (c) d'un amortisseur à inerter accordé (TID), installé au dernier étage.

### 3.7.2 Structure ( $n$ -DDL) équipée d'un TMDI installé au sommet

Nous traiterons, dans cette section, le cas d'une structure à  $n$  degrés de liberté ( $n$ -DDL) équipée d'un amortisseur de masse accordé à inerter (TMDI), montré en figure 3.5b. Le dispositif TMDI est la combinaison d'un TMD classique associé à un inerter. Dans ce cas de figure, le TMD classique est installé au niveau du  $n^{\text{ième}}$  étage de la structure, et le dispositif « inerter » est connecté au niveau sous-adjacent de la structure ( $n-1$ ). La masse de l'amortisseur est notée  $m_d$ , et les paramètres de rigidité et d'amortissement sont notés  $k_d$  et  $c_d$ , respectivement. La masse fictive du TMDI (appelée inertance) est quantifiée par la constante  $b$ . La forme matricielle des équations de mouvement est de l'ordre du nombre total de degrés de liberté de la structure globale, soit  $n+1$  et elle est donnée par l'expression suivante :

$$[M_t]\{\ddot{x}(t)\} + [C_t]\{\dot{x}(t)\} + [K_t]\{x(t)\} = -\{M_l\}\ddot{x}_g(t) \quad (3,56)$$

Les points newtoniens ci-dessus indiquent maintenant les dérivées par rapport au temps  $t$  mesuré, c.-à-d.,  $(\dot{\bullet}) = \partial \bullet / \partial t$  et  $(\ddot{\bullet}) = \partial^2 \bullet / \partial t^2$ .

$[M_t]$  est la matrice de masse du système d'ordre  $(n+1) \times (n+1)$  :

$$[M_t] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & m_2 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & & m_3 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & & & \ddots & \dots & \dots & \vdots \\ & & & & m_{n-1} + b & -b & \\ & & & & & m_n & 0 \\ \text{sym} & & & & & & m_d + b \end{bmatrix} \quad (3,57)$$

$\{M_l\}$  est le vecteur de masse du système avec ( $b=0$ ) de l'ordre  $(n+1) \times 1$  :

$$\{M_l\} = \{m_1 \ m_2 \ m_3 \ \dots \ m_{n-1} \ m_n \ m_d\}^T \quad (3,58)$$

$[C_t]$  est la matrice d'amortissement du système, d'ordre  $(n+1) \times (n+1)$  :

$$[C_t] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & c_2 + c_3 & -c_3 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & c_3 + c_4 & -c_4 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & & \ddots & \cdots & \cdots & \vdots \\ & & & & c_{n-1} + c_n & -c_n & 0 \\ & & & & & c_n + c_d & -c_d \\ & & & & & & c_d \end{bmatrix} \quad (3,59)$$

*sym*

$\{x\}$  est le vecteur de réponse de déplacement modifié par l'ajout de TMDI,

$$\{x\} = \{x_1 \quad x_2 \quad x_3 \quad \cdots \quad x_{n-1} \quad x_n \quad x_d\}^T \quad (3,60)$$

Enfin, la matrice de rigidité du système  $[K_t]$ , de l'ordre  $(n+1) \times (n+1)$ , est donnée par l'expression,

$$[K_t] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & k_3 + k_4 & -k_4 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & & \ddots & \cdots & \cdots & \vdots \\ & & & & k_{n-1} + k_n & -k_n & 0 \\ & & & & & k_n + k_d & -k_d \\ & & & & & & k_d \end{bmatrix} \quad (3,61)$$

*sym*

On peut remarquer, dans la forme matricielle décrite ci-dessus, que le TMDI est une généralisation du TMD classique, dans la mesure, où nous considérons  $b=0$  dans l'équation (3.57) ; Dans ce cas, on retrouve les équations du TMD.

### 3.7.3 Différentes topologies de l'inerteur de la 2<sup>ème</sup> extrémité avec une structure (n-DDL) équipée de TMDI

L'amortisseur de masse accordé avec un inerteur supporte la fixation de la 2<sup>ème</sup> extrémité de l'inerteur dans un emplacement différent (appelé topologie). Cela pourrait être le principal avantage et la principale motivation pour utiliser le TMDI plutôt que le TMD classique. La figure 3.6 montre différentes configurations de la structure équipée de TMDI. De plus, pour les différentes configurations proposées, la matrice d'amortissement et la matrice de rigidité sont données de manière similaire dans les équations (3.59) et (3.61), respectivement. Alors que la matrice de masse est liée aux différents emplacements du TMD avec un inerteur.

$$M_t(n+1, j) = -b; M_t(j, n+1) = -b; M_t(j, j) = m_j + b; M_t(n+1, n+1) = m_d + b; \quad (3,62)$$

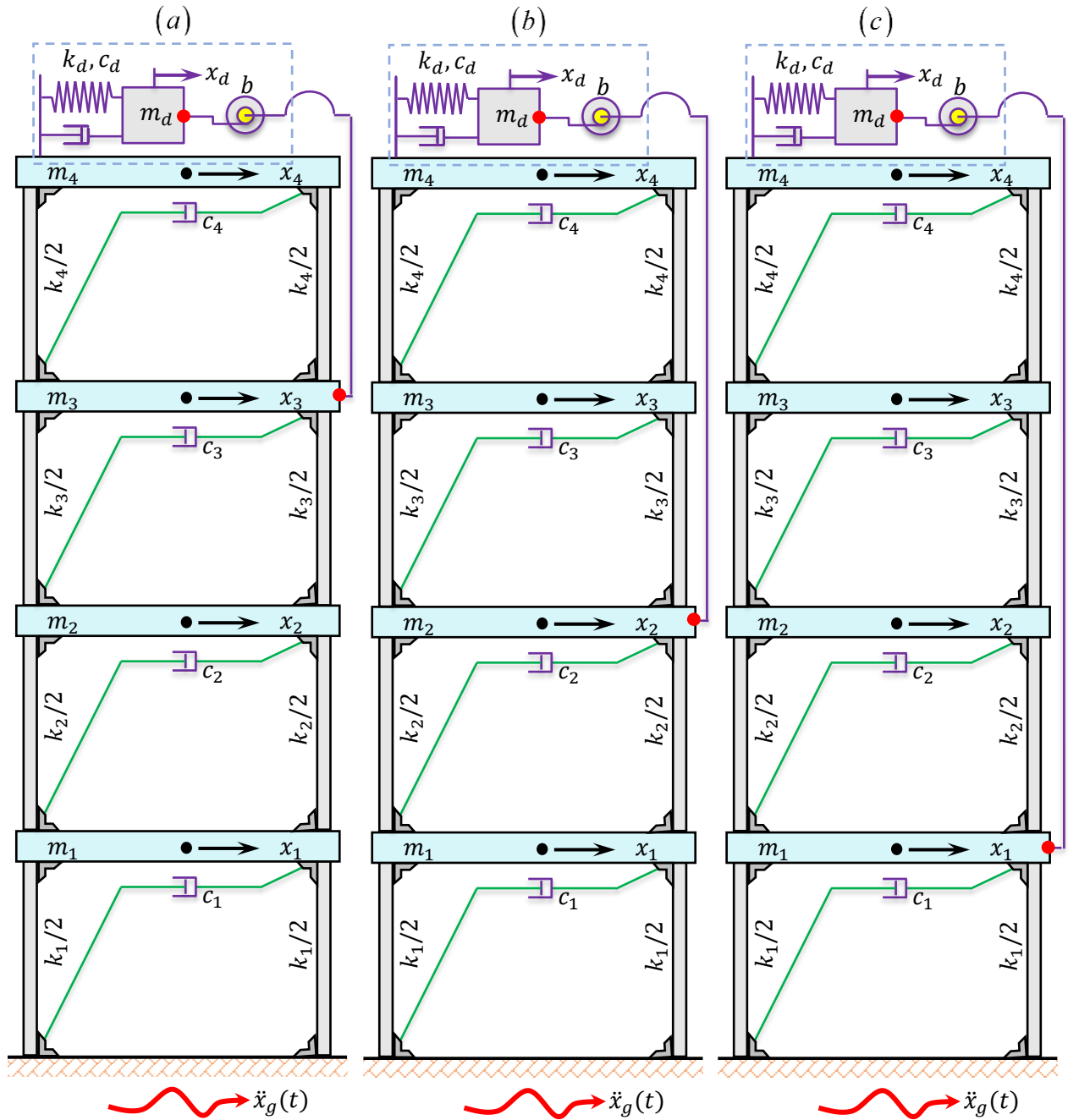


Figure 3.6 Une structure primaire à plusieurs degrés de liberté ( $n$ -DDL) équipée d'un TMDI  
(a) 1ère configuration ; (b) 2ème configuration ; et (c) 3ème configuration.

Avec  $n$ , et  $j$  sont les degrés de liberté totaux sans TMDI et la localisation de la deuxième extrémité de l'inerter. Aussi  $[M_i]$ ,  $b$ , et  $m_d$  sont la matrice de masse, la masse physique effective (appelée inertance) de l'inerter et la masse réelle du TMD.

Une autre forme matricielle de l'équation du mouvement peut être donnée comme suit

$$\left( [M_i] + \{R_d\} m_d \{R_d\}^T + \{R_c\} b \{R_c\}^T \right) \{\ddot{x}(t)\} + [C_i] \{\dot{x}(t)\} + [K_i] \{x(t)\} = -\{M_i\} \ddot{x}_g(t) \quad (3,63)$$

Considérant que

$\{R_d\}$  est un vecteur d'emplacement du TMD de taille  $(n+1) \times 1$  avec 1 à la localisation TMD et 0 partout ailleurs.

$\{R_b\}$  est un vecteur de localisation des inerters de taille  $(n+1) \times 1$  avec 1 à la position de la deuxième extrémité de l'inerter et 0 partout ailleurs.

$\{R_c\} = \{R_d\} - \{R_b\}$  est un vecteur de connectivité de taille  $(n+1) \times 1$ .

### 3.7.4 Structure (n-DDL) équipée d'un TID installé au sommet

L'installation d'un inerter en série avec des éléments de ressorts et d'amortisseurs peut donner un amortisseur à inerter accordé (TID) où la masse réelle est mise à zéro et remplacée par une masse physique inerter. Le TID est l'une des extensions qui améliorent celle du TMD classique, avec un certain nombre d'avantages tels que la réduction de la taille globale du dispositif par rapport à l'engrenage et la capacité d'amortir les réponses à haute fréquence loin de la résonance. La figure 3.5c montre une structure à plusieurs degrés de liberté équipée d'un amortisseur de type TID. Il est intéressant de noter que l'avantage de l'application du TID est qu'il ne contribue pas à la masse réelle dans la structure supérieure comme dans le cas du TMD et du TMDI, **Deastra et al [142]**.

La forme matricielle des équations du mouvement est de l'ordre du nombre de degrés de liberté totale de la structure entière  $n+1$ , et elle est donnée par l'expression suivante :

$$[M_t]\{\ddot{x}(t)\} + [C_t]\{\dot{x}(t)\} + [K_t]\{x(t)\} = -\{M_t\}\ddot{x}_g(t) \quad (3,64)$$

$[M_t]$  est la matrice de masse du système d'ordre  $(n+1) \times (n+1)$ , montré avec l'expression suivante:

$$[M_t] = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & m_2 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & & m_3 & 0 & \dots & \dots & 0 \\ & & & \ddots & \dots & \dots & \vdots \\ & & & & m_{n-1} + b & -b & \\ & & & & & m_n & 0 \\ \text{sym} & & & & & & b \end{bmatrix} \quad (3,65)$$

$\{M_t\}$  est le vecteur de masse du système de l'ordre de  $(n+1) \times 1$  :

$$\{M_t\} = \{m_1 \quad m_2 \quad m_3 \quad \dots \quad m_{n-1} \quad m_n \quad m_b\}^T \quad (3,66)$$

Et

$$m_b = \frac{1}{200}b \quad (3,67)$$

Selon Papageorgiou et Smith [70], Papageorgiou *et al* [79], la masse inertielle réelle  $m_b$  de l'inerter lui-même est prise en compte dans la charge sismique plutôt que l'inertance  $b$ .

D'après Ye *et al* [13], Deastra *et al* [142], le vecteur masse  $\{M_t\}$  est donnée par l'expression suivante :

$$\{M_t\} = \{m_1 \ m_2 \ m_3 \ \cdots \ m_{n-1} \ m_n \ 0\}^T \quad (3,68)$$

$[C_t]$  est à la matrice d'amortissement du système, d'ordre  $(n+1) \times (n+1)$ ,

$$[C_t] = \begin{bmatrix} c_1 + c_2 & -c_2 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & c_2 + c_3 & -c_3 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & c_3 + c_4 & -c_4 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & & \ddots & \cdots & \cdots & \vdots \\ & & & & c_{n-1} + c_n & -c_n & 0 \\ & & & & & c_n + c_d & -c_d \\ & & & & & & c_d \end{bmatrix} \quad (3,69)$$

*sym*

$\{x\}$  est le vecteur de réponse au déplacement modifié par l'ajout du TID

$$\{x\} = \{x_1 \ x_2 \ x_3 \ \cdots \ x_{n-1} \ x_n \ x_d\}^T \quad (3,70)$$

Enfin, la matrice de rigidité du système  $[K_t]$ , de l'ordre  $(n+1) \times (n+1)$ , est exprimée comme suit

$$[K_t] = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & k_3 + k_4 & -k_4 & \cdots & \cdots & 0 \\ & & & \ddots & \cdots & \cdots & \vdots \\ & & & & k_{n-1} + k_n & -k_n & 0 \\ & & & & & k_n + k_d & -k_d \\ & & & & & & k_d \end{bmatrix} \quad (3,71)$$

*sym*

### 3.7.5 Équations de mouvement de la structure isolée à la base équipée d'un TMDI installé à la base

Considérons l'amortisseur de masse accordé inertielle (TMDI) attaché à une structure n-DDL isolée à la base et soumise à des entrées d'accélération du sol. Cette structure contrôlée est illustrée schématiquement à la figure 3.7a, avec  $m_i, k_i$ , et  $c_i$  respectivement la masse, la rigidité et le coefficient d'amortissement, avec les indices  $b, i$  et  $d$  représentent le système de base de

l'isolateur, la superstructure, et le TMDI.  $\ddot{x}_g$  et  $b$  représentent respectivement les mouvements du sol et la masse physique de l'inerter. Comme montré en figure 3.7, le TMDI est installé à la base parallèlement au système d'isolation.

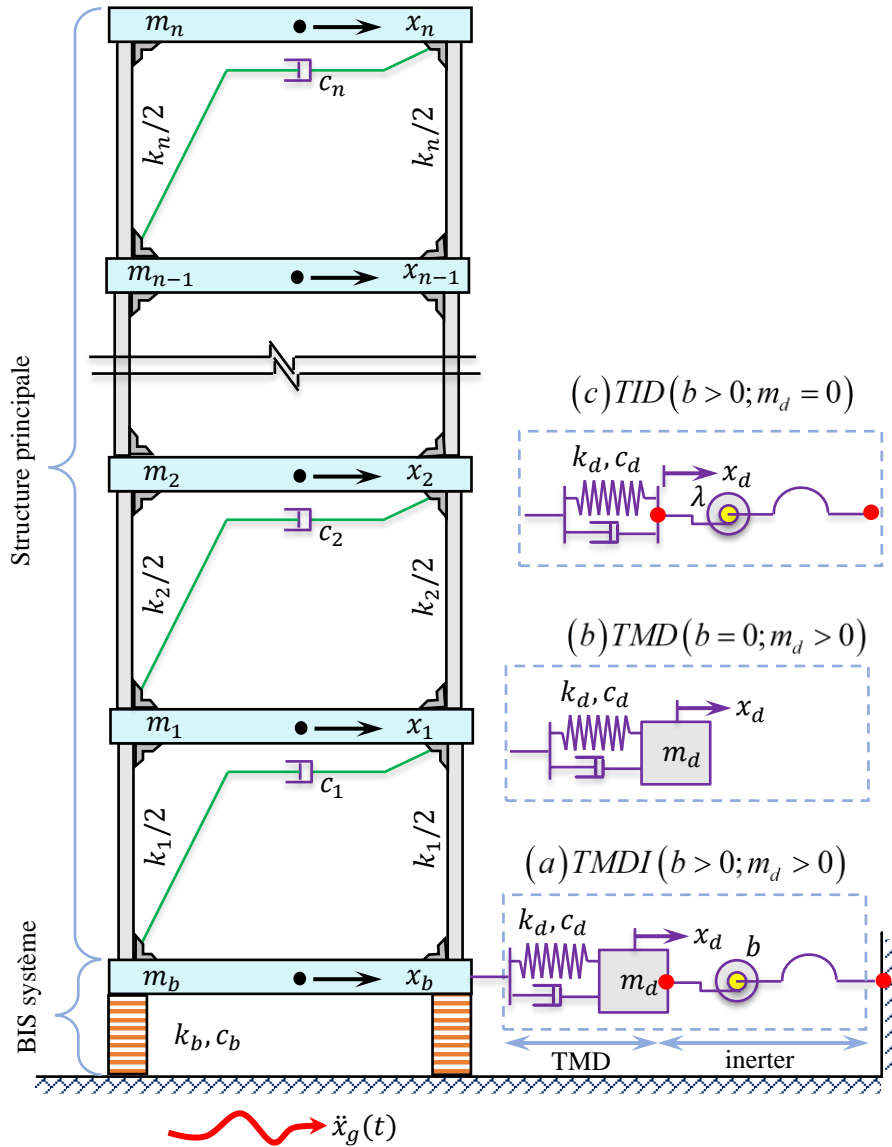


Figure 3.7 Structure à plusieurs degrés de liberté ( $n$ -DDL) isolée à la base, équipée de (a) TMDI, (b) TMD et (c) TID à la base.

Les équations de mouvement pour les systèmes de structure isolés à la base intégrant le TMDI installé à la base sont données par les équations (3.72) et (3.73)





$$[M_t]\{\ddot{x}(t)\} + [C_t]\{\dot{x}(t)\} + [K_t]\{x(t)\} = -\{M_t\}\ddot{x}_g(t) \quad (3,74)$$

Les matrices  $[M_t]$ ,  $[C_t]$  et  $[K_t]$  deviennent :

$$\begin{aligned}
 & \left[ \begin{array}{cccccccc}
 m_b & & & & & & & \\
 & m_1 & & & & & & \\
 & & m_2 & & & & & \\
 & & & \ddots & & & & \\
 & & & & m_{n-1}+b & & & \\
 & & & & & m_n & & \\
 & & & & & & -b & \\
 & & & & & & & m_d+b
 \end{array} \right] \begin{array}{c} \text{sym} \\ \ddot{x}_b \\ \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \\ \vdots \\ \ddot{x}_{n-1} \\ \ddot{x}_n \\ \ddot{x}_d \end{array} \Bigg\} + \\
 & \left[ \begin{array}{cccccccc}
 c_b+c_1 & & & & & & & \\
 -c_1 & c_1+c_2 & & & & & & \\
 & -c_2 & c_2+c_3 & & & & & \\
 & & -c_3 & \ddots & & & & \\
 & & & & c_{n-1}+c_n & & & \\
 & & & & -c_n & c_n+c_d & & \\
 & & & & & -c_d & c_d & \\
 & & & & & & & 
 \end{array} \right] \begin{array}{c} \text{sym} \\ \dot{x}_b \\ \dot{x}_1 \\ \dot{x}_2 \\ \vdots \\ \dot{x}_{n-1} \\ \dot{x}_n \\ \dot{x}_d \end{array} \Bigg\} + \\
 & \left[ \begin{array}{cccccccc}
 k_b+k_1 & & & & & & & \\
 -k_1 & k_1+k_2 & & & & & & \\
 & -k_2 & k_2+k_3 & & & & & \\
 & & -k_3 & \ddots & & & & \\
 & & & & k_{n-1}+k_n & & & \\
 & & & & -k_n & k_n+k_d & & \\
 & & & & & -k_d & k_d & \\
 & & & & & & & 
 \end{array} \right] \begin{array}{c} \text{sym} \\ x_b \\ x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_{n-1} \\ x_n \\ x_d \end{array} \Bigg\} = - \left\{ \begin{array}{c} m_b \\ m_1 \\ m_2 \\ \vdots \\ m_{n-1} \\ m_n \\ m_d \end{array} \right\} \ddot{x}_g(t) \quad (3,75)
 \end{aligned}$$

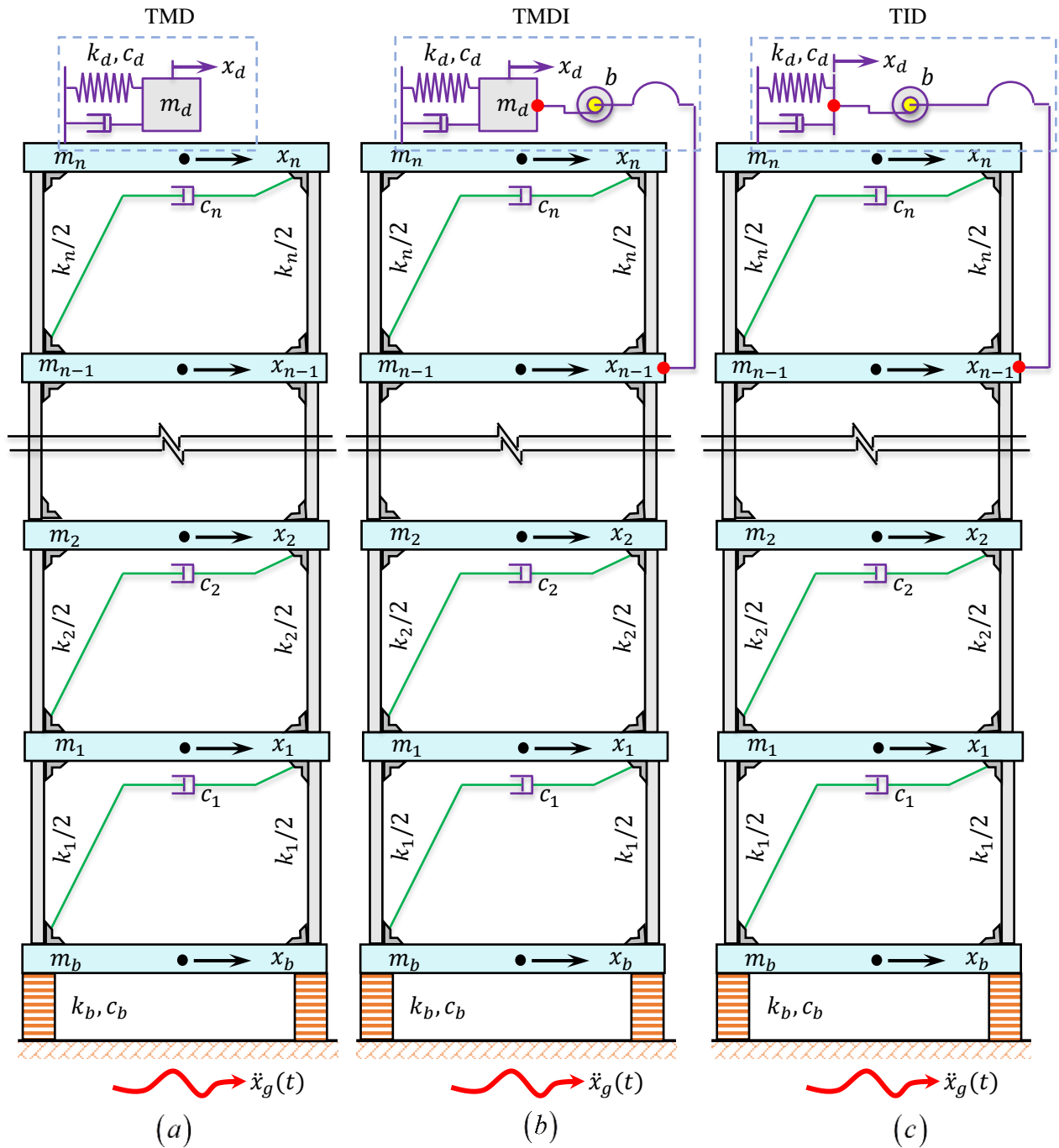


Figure 3.8 Structure à ( $n$ -DDL) isolée à la base, équipée de :  
 (a) TMDI, (b) TMD et (c) TID installés au dernier étage.

Notez que, l'inertance  $b$  nulle d'un TMDI dans l'équation (3.75) donne les matrices  $[M_t]$ ,  $[C_t]$  et  $[K_t]$  pour un bâtiment isolé à la base et équipé d'un TMD passif installé au dernier étage, comme le montre la figure 3.8a. De même, une masse réelle nulle du TMD  $m_d$  on obtient les matrices  $[M_t]$ ,  $[C_t]$  et  $[K_t]$  pour un TID passif installé au niveau du toit du bâtiment équipé et isolé à la base, ce qui est illustré visuellement dans la figure 3.8c.

### 3.7.7 Equation de mouvement des bâtiments adjacents avec et sans contrôle

Considérons deux bâtiments adjacents non contrôlés (non couplés) soumis à une excitation sismique  $\ddot{x}_g$  comme indiqué dans la figure 3.9a. L'équation du mouvement de chaque bâtiment sera écrite séparément comme indiqué dans les équations (3.76) et (3.77).

L'équation du mouvement du bâtiment 1 :

$$[M_1]\{\ddot{X}_1(t)\} + [C_1]\{\dot{X}_1(t)\} + [K_1]\{X_1(t)\} = -\{M_1\}\ddot{x}_g(t) \quad (3,76)$$

L'équation du mouvement du bâtiment 2 :

$$[M_2]\{\ddot{X}_2(t)\} + [C_2]\{\dot{X}_2(t)\} + [K_2]\{X_2(t)\} = -\{M_2\}\ddot{x}_g(t) \quad (3,77)$$

La combinaison des équations (3.76) et (3.77) peut être couplée pour développer une forme matricielle appropriée qui conduit à l'expression

$$\begin{bmatrix} [M_1] & [O_1] \\ [O_2] & [M_2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_1(t) \\ \ddot{X}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [C_1] & [O_1] \\ [O_2] & [C_2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{X}_1(t) \\ \dot{X}_2(t) \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [K_1] & [O_1] \\ [O_2] & [K_2] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1(t) \\ X_2(t) \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} M_1 \\ M_2 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g(t) \quad (3,78)$$

Les détails de chaque matrice de l'équation (3.78) peuvent alors être donnés comme suit :

$$[M_1] = \text{diag} [m_{1,1} \quad m_{1,2} \quad \cdots \quad m_{1,n-1} \quad m_{1,n}], \quad (3,79)$$

et

$$[M_2] = \text{diag} [m_{2,1} \quad m_{2,2} \quad \cdots \quad m_{2,n-1} \quad m_{2,n}], \quad (3,80)$$

Dans laquelle les matrices d'amortissement sont

$$[C_1] = \begin{bmatrix} c_{1,1} + c_{1,2} & -c_{1,2} & & & & \\ & c_{1,2} + c_{1,3} & -c_{1,3} & & & \\ & & \vdots & \vdots & & \\ & & & & c_{1,n-1} + c_{1,n} & -c_{1,n-1} \\ \text{sym} & & & & -c_{1,n-1} & c_{1,n} \end{bmatrix}, \quad (3,81)$$

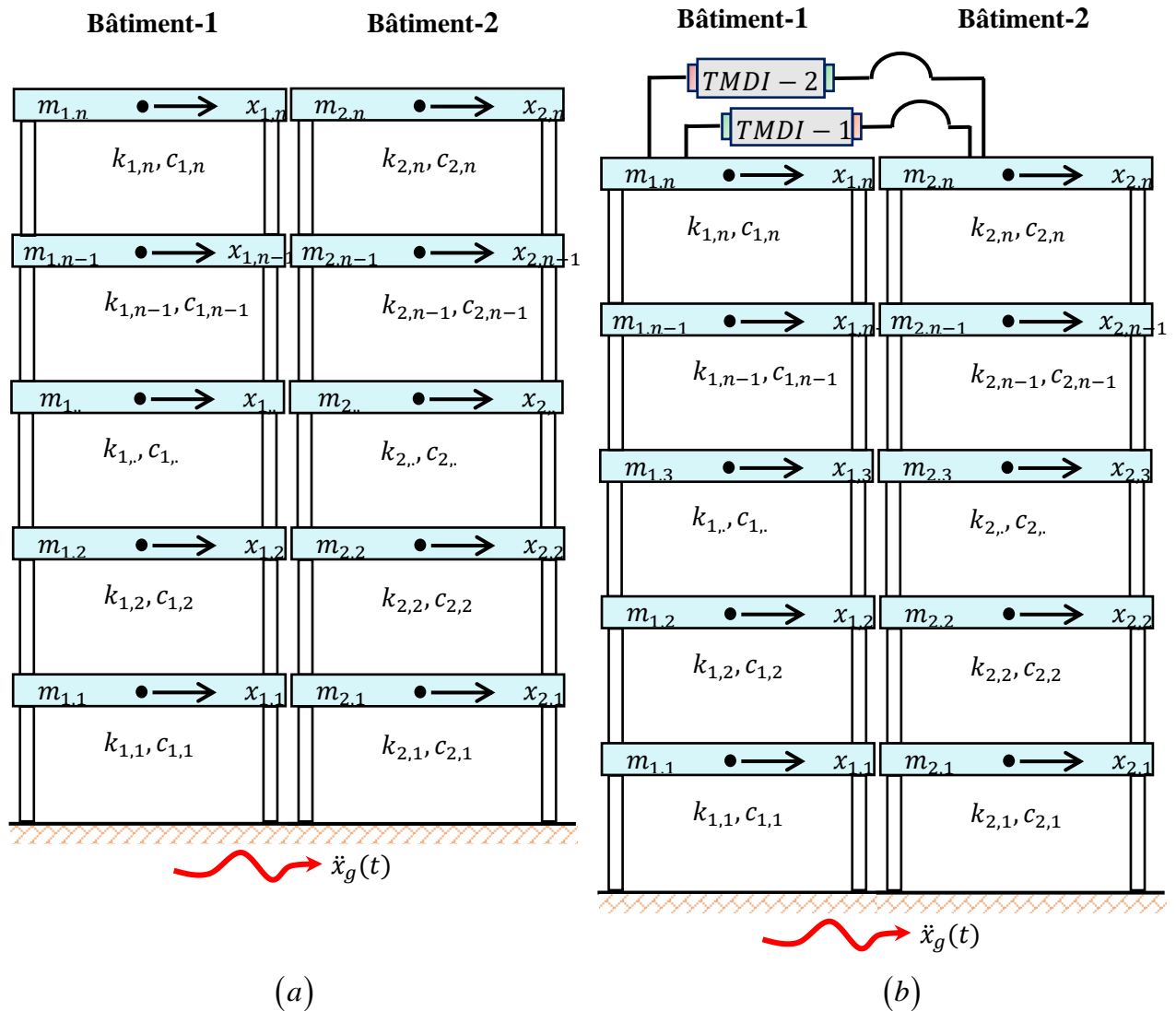


Figure 3.9 (a) Les structures adjacentes non couplées, et (b) les structures adjacentes équipées d'un double TMDI

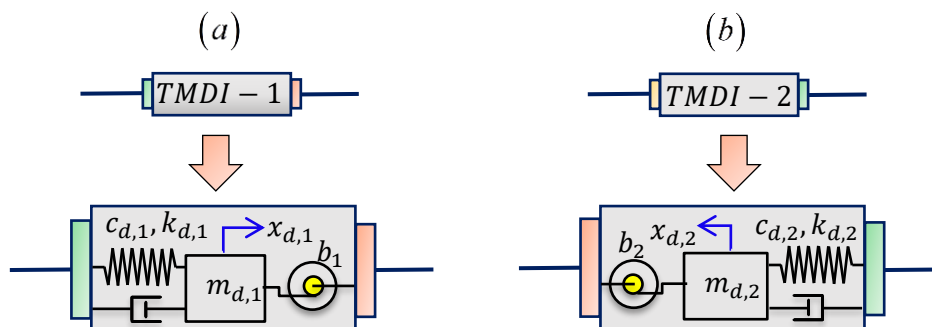


Figure 3.10 Détail de l'amortisseur de masse accordée avec inerter (TMDI)

$$[C_2] = \begin{bmatrix} c_{2,1} + c_{2,2} & -c_{2,2} & & & & \\ & c_{2,2} + c_{2,3} & -c_{2,3} & & & \\ & \vdots & \vdots & & & \\ & & & c_{2,n-1} + c_{2,n} & -c_{2,n-1} & \\ sym & & & -c_{2,n-1} & c_{2,n} & \end{bmatrix}, \quad (3,82)$$

Les matrices de rigidité des bâtiments adjacents sont les suivantes

$$[K_1] = \begin{bmatrix} k_{1,1} + k_{1,2} & -k_{1,2} & & & & \\ & k_{1,2} + k_{1,3} & -k_{1,3} & & & \\ & \vdots & \vdots & & & \\ & & & k_{1,n-1} + k_{1,n} & -k_{1,n-1} & \\ sym & & & -k_{1,n-1} & k_{1,n} & \end{bmatrix}, \quad (3,83)$$

et

$$[K_2] = \begin{bmatrix} k_{2,1} + k_{2,2} & -k_{2,2} & & & & \\ & k_{2,2} + k_{2,3} & -k_{2,3} & & & \\ & \vdots & \vdots & & & \\ & & & k_{2,n-1} + k_{2,n} & -k_{2,n-1} & \\ sym & & & -k_{2,n-1} & k_{2,n} & \end{bmatrix}, \quad (3,84)$$

L'équation (3.78) peut être écrite et généralisée sous forme de matrice globale pour les structures contrôlées ou non contrôlées

$$[M_s]\{\ddot{X}_s(t)\} + [C_s]\{\dot{X}_s(t)\} + [K_s]\{X_s(t)\} = -\{M_z\}\ddot{x}_g(t) \quad (3,85)$$

La figure 3.9b contient deux TMDI (MTMDI) dénommés respectivement TMDI-1 et TMDI-2, dans lesquels les deux dispositifs, TMDI-1 et TMDI-2 sont inversement et réciproquement relié aux sommets des bâtiments 1 et 2. Une vue élargie des TMDI-1 et TMDI-2 est présentée sur la figure 3.10. Ce système avec deux TMDI inversement connectés sur 2 bâtiments adjacents est appelé système « rétro-couplé » (*backward shared*), **Djerouni et al [143]**. Il convient de noter que les réponses à l'accélération relative des bâtiments adjacents fournissent des forces de réaction considérables dans les dispositifs inerter du MTMDI, ce qui augmente effectivement la performance sismique des deux bâtiments, **De Domenico et al [4]**.

Les détails des matrices globales  $[M_s]$ ,  $[C_s]$  et  $[K_s]$  des bâtiments adjacents sont donnés comme suit :

$$[M_s] = \begin{bmatrix} [M_1] & [O_1] \\ [O_2] & [M_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \boxed{\begin{matrix} m_{1,1} & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & m_{1,n} + b_2 & & \\ & & & m_{d,1} + b_1 & \\ & & & & -b_2 \end{matrix}} & \begin{matrix} \\ \\ \\ -b_1 \\ -b_2 \end{matrix} \\ \text{sym} & \boxed{\begin{matrix} m_{2,1} & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & m_{2,n} + b_1 & & \\ & & & m_{d,2} + b_2 & \\ & & & & \end{matrix}} \end{bmatrix}, \quad (3,86)$$

et

$$[C_s] = \begin{bmatrix} [C_1] & [O_1] \\ [O_2] & [C_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \boxed{\begin{matrix} c_{1,1} + c_{1,2} & -c_{1,2} & & & \\ & \ddots & & & \\ & & c_{1,n} + c_{d,1} & -c_{d,1} & \\ & & & c_{d,1} & \\ & & & & \end{matrix}} & \begin{matrix} \\ \\ -c_{d,1} \\ c_{d,1} \\ \end{matrix} \\ \text{sym} & \boxed{\begin{matrix} c_{2,1} + c_{2,2} & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & c_{2,n} + c_{d,2} & -c_{d,2} & \\ & & & c_{d,2} & \end{matrix}} \end{bmatrix}, \quad (3,87)$$

$$[K_s] = \begin{bmatrix} [K_1] & [O_1] \\ [O_2] & [K_2] \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \boxed{\begin{matrix} k_{1,1} + k_{1,2} & -k_{1,2} & & & \\ & \ddots & & & \\ & & k_{1,n} + k_{d,1} & -k_{d,1} & \\ & & & k_{d,1} & \\ & & & & \end{matrix}} & \begin{matrix} \\ \\ -k_{d,1} \\ k_{d,1} \\ \end{matrix} \\ \text{sym} & \boxed{\begin{matrix} k_{2,1} + k_{2,2} & & & & \\ & \ddots & & & \\ & & k_{2,n} + k_{d,2} & -k_{d,2} & \\ & & & k_{d,2} & \end{matrix}} \end{bmatrix}, \quad (3,88)$$

Le vecteur de masse noté par  $\{M_z\}$  dans le côté droit de l'équation (3.85) est similaire à la matrice de masse  $[M_s]$  avec une inertance nulle ( $b_1 = 0; b_2 = 0$ ).

### **3.8 Conclusion**

Les aspects mathématiques et numériques des différents cas de contrôle passif ainsi que l'élaboration des équations de mouvements sans contrôle des structures équipées de différents mécanismes de contrôle passif (TMD, TMDI, et TID) jusqu'au détail des équations du contrôle hybride (BIS-TMD, BIS-TMDI, BIS-TID et bâtiments adjacents équipés de MTMDI) ont été présentés dans cette section. Une citation des travaux réalisés sur le contrôle des vibrations induites par des excitations sismiques est présentée.



Chapitre IV  
Résolutions  
numériques et  
algorithmes  
d'optimisation

## 4.1 Introduction

Dans le cas de la dynamique des structures en génie civil, 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. Dans ce contexte, plusieurs approches ou méthodes peuvent s'appliquer ou être utilisées pour résoudre ces équations du second ordre, telles que (1) la représentation d'état, (2) la transformée de Laplace, (3) et la fonction de transfert. 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 thèse plutôt que d'autres approches. L'une des motivations de la formulation de la représentation d'état est de convertir un système couplé d'équations différentielles ordinaires d'ordre supérieur, par exemple celles qui représentent la dynamique d'un système mécanique, en un ensemble couplé d'équations différentielles du premier ordre.

Dans le cas de conception dynamique des structures, l'optimisation a une importance et une valeur spécifiques. Le processus d'optimisation permet de trouver un ensemble de 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), l'optimisation par essaims de particules (*particle swarm optimization* PSO), l'optimisation par le loup gris (*grey wolf optimization* GWO), 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 thèse qui est discutée en détail dans le chapitre actuel.

Les algorithmes génétiques (AGs) sont peut-être de puissantes techniques de recherche optimale, très simples, et le type le plus connu aujourd'hui. Comme ce type d'algorithme évalue simultanément de nombreux points de l'espace de recherche, il a plus de chances de trouver la solution globale d'un problème donné. En outre, les AG ont fait l'objet d'une attention considérable en raison de leur potentiel en tant que technique d'optimisation pour résoudre des problèmes d'optimisation complexes dans des applications d'ingénierie.

## 4.2 Représentation d'état « *state-space* »

Un modèle de représentation d'état représente la relation entrée-sortie de façon différente de l'approche de la fréquence ou de la fonction de réponse de transfert. Ce modèle a été créé dans les années 1960 pour répondre à la demande croissante d'études informatisées de systèmes dynamiques à grande échelle. Le modèle a été construit sur l'idée d'état, qui existait dans la

dynamique classique mais n'avait pas été appliquée de la même manière au modèle de représentation d'état.

L'état d'un système dynamique est la plus petite collection de variables (variables d'état) qui, lorsqu'elles sont combinées avec les entrées futures du système, peuvent définir le comportement dynamique du système. Cela indique que l'état représente de manière unique l'état au moment  $t_0$  et les entrées  $t > t_0$  en termes analytiques. Il est indépendant de l'état et des entrées avant  $t_0$ . Lorsque le temps de référence  $t_0$  est fixé à zéro, un système dynamique linéaire variable dans le temps est dit causal.

Les avantages de l'utilisation d'un modèle représentation d'état pour l'analyse d'un système dynamique sont nombreux. Ce modèle est capable de représenter les caractéristiques internes (cela sera précisé dans la suite). Il exprime des équations simples sous une forme qui ne convient pas au calcul. En outre, il est souvent plus facile d'optimiser un système dynamique en utilisant ce modèle, **Inman [144]**.

### Exemple 1

Dans le domaine de l'ingénierie structurelle, le comportement dynamique d'une structure est décrit par un simple système à un seul degré de liberté (1-DDL) illustré à la figure 4.1. Nous dérivons maintenant le modèle du système et le convertissons ensuite en une description de la représentation d'état.

En utilisant la deuxième loi de Newton, l'équation différentielle du second ordre est donnée comme suit

$$m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t) = F(t) \quad (4,1)$$

Où  $m$  est la masse,  $c$  est l'amortissement,  $k$  est la rigidité et  $y$  représente le déplacement du système et  $F$  définit l'excitation externe. Cette équation représente un système d'équations différentielles linéaires de second ordre.

$$m\ddot{y}(t) = F(t) - c\dot{y}(t) - ky(t) \quad (4,2)$$

En divisant les deux termes de l'Eq. (4.2) sur  $m$

$$\ddot{y}(t) = \frac{1}{m} F(t) - \frac{c}{m} \dot{y}(t) - \frac{k}{m} y(t) \quad (4,3)$$

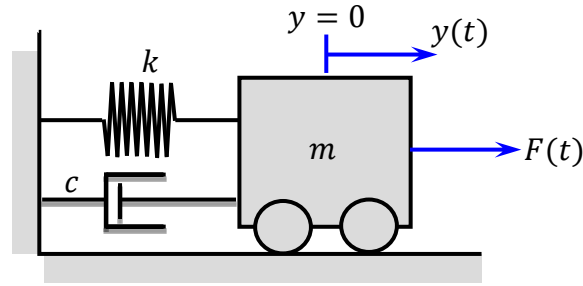


Figure 4.1 Schéma d'un système à un seul degré de liberté (1-DDL)

Il s'agit de la représentation classique du système dynamique. Cependant, en choisissant deux nouvelles variables comme  $x_1(t) = z(t)$  et  $x_2(t) = \dot{x}_1(t) = \dot{z}(t)$ , L'équation (4.3) devient :

$$\dot{x}_2(t) = \frac{1}{m} F(t) - \frac{c}{m} x_2(t) - \frac{k}{m} x_1(t) \quad (4,4)$$

Alors, l'équation différentielle originale d'ordre simple peut être écrite comme un système couplé de deux équations différentielles de premier ordre, c'est-à-dire,

$$\begin{cases} \dot{x}_1(t) = 0 \times x_1(t) + 1 \times x_2(t) + 0 \times u(t) \\ \dot{x}_2(t) = -\frac{k}{m} x_1(t) - \frac{c}{m} x_2(t) + \frac{1}{m} F(t) \end{cases} \quad (4,5)$$

et

$$z(t) = 1 \times x_1(t) + 0 \times x_2(t) + 0 \times F(t) \quad (4,6)$$

Le nom de la variable générique du vecteur d'entrée est  $u(t)$ , donc nous définissons :

$$u(t) = F(t) \quad (4,7)$$

Nous écrivons maintenant les équations précédentes sous la forme matrice-vecteur pour obtenir une description précise de la représentation d'état. La description générale de la représentation d'état se compose de l'équation différentielle d'état et de l'équation algébrique de sortie

$$\dot{x}(t) = [A]x(t) + [B]u(t) \Rightarrow \begin{bmatrix} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 \\ -\frac{k}{m} & -\frac{c}{m} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ \frac{1}{m} \end{bmatrix} u(t) \quad (4,8)$$

et

$$z(t) = [C_s]x(t) + [D]u(t) \Rightarrow z(t) = [1 \quad 0] \begin{Bmatrix} x_1(t) \\ x_2(t) \end{Bmatrix} + [0]u(t) \quad (4,9)$$

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

$z(t)$  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 extérieur 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*)

La figure 4.2 montre le schéma fonctionnel de la représentation d'état d'un système général à multiples entrées et à multiples sorties (*multiple-input multiple-output*). L'équation (4.8) est connue comme l'équation d'état (ou du système), tandis que l'équation (4.9) est l'équation de sortie. L'équation du système ne contient que la dérivée de premier ordre, et l'équation de sortie n'a pas de dérivée. Un système dynamique réel tel qu'une structure vibrante présente généralement un couplage insignifiant ou inexistant entre les entrées et les sorties, **Cheng et al [27], Fu et He [145]**.

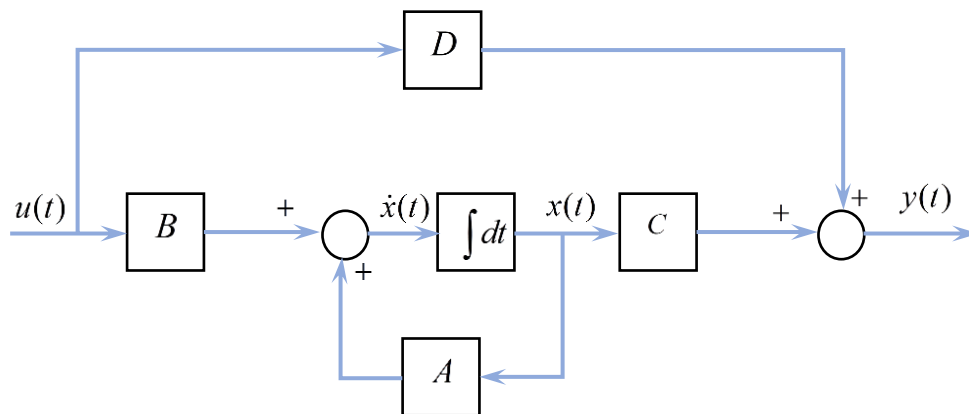


Figure 4.2 Diagramme du modèle général de la représentation d'état « state space »

### Exemple 2

Pour illustrer plus en détail le développement du modèle de la représentation d'état d'un système dynamique, considérons un système deux degré de liberté (2-DDL) couplé masse-ressort-amortisseur illustré à la figure 4.3. Nous dérivons maintenant un modèle mathématique du système et déterminons ensuite une représentation valide de la représentation d'état.

La seconde loi de Newton appliquée à chaque masse donne les équations différentielles couplées du second ordre, à savoir,

$$\begin{cases} m_1 \ddot{y}_1 + c_1 \dot{y}_1 + k_1 y_1 + c_2 (\dot{y}_1 - \dot{y}_2) + k_2 (y_1 - y_2) = 0 \\ m_2 \ddot{y}_2 + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + k_2 (y_2 - y_1) = F(t) \end{cases} \quad (4,10)$$

et

$$\begin{cases} m_1 \ddot{y}_1 = -c_1 \dot{y}_1 - k_1 y_1 - c_2 (\dot{y}_1 - \dot{y}_2) - k_2 (y_1 - y_2) \\ m_2 \ddot{y}_2 = F(t) - c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - k_2 (y_2 - y_1) \end{cases} \quad (4,11)$$

En divisant les deux termes des deux équations sur  $m_1$  et  $m_2$ , respectivement

$$\begin{cases} \ddot{y}_1 = -\frac{c_1}{m_1} \dot{y}_1 - \frac{k_1}{m_1} y_1 - \frac{c_2}{m_1} (\dot{y}_1 - \dot{y}_2) - \frac{k_2}{m_1} (y_1 - y_2) \\ \ddot{y}_2 = \frac{1}{m_2} F(t) - \frac{c_2}{m_2} (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) - \frac{k_2}{m_2} (y_2 - y_1) \end{cases} \quad (4,12)$$

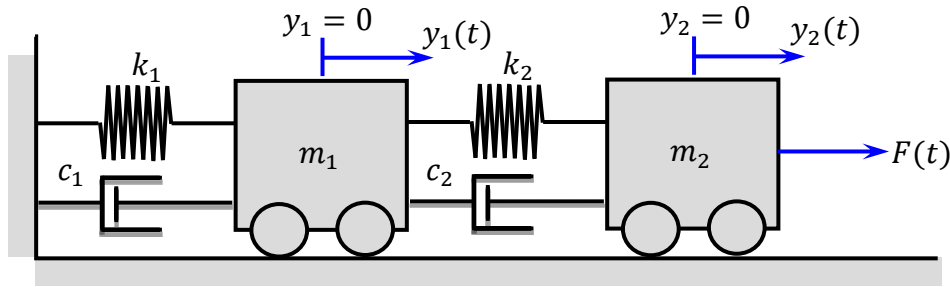


Figure 4.3 Schéma d'un système à deux degrés de liberté (2-DDL)

En suivant le même processus que celui utilisé précédemment, et en sélectionnant trois nouvelles variables en tant que  $x_3(t) = z(t)$ ,  $x_4(t) = \dot{x}_3(t)$  et  $x_2(t) = \dot{x}_1(t)$ , l'équation (4.12) devient :

$$\begin{cases} \dot{x}_1(t) = 0 \times x_1(t) + 1 \times x_2(t) + 0 \times x_3(t) + 0 \times x_4(t) + 0 \times u(t) \\ \dot{x}_2(t) = -\frac{k_1 + k_2}{m_1} x_1(t) - \frac{c_1 + c_2}{m_1} x_2(t) + \frac{k_2}{m_1} x_3(t) + \frac{c_2}{m_1} x_4(t) + 0 \cdot u(t) \\ \dot{x}_3(t) = 0 \times x_1(t) + 0 \times x_2(t) + 0 \times x_3(t) + 1 \times x_4(t) + 0 \times u(t) \\ \dot{x}_4(t) = -\frac{k_2}{m_2} x_1(t) + \frac{c_2}{m_2} x_2(t) - \frac{k_2}{m_2} x_3(t) - \frac{c_2}{m_2} x_4(t) + \frac{1}{m_2} u(t) \end{cases} \quad (4,13)$$

et

$$z(t) = 0 \times x_1(t) + 0 \times x_2(t) + 1 \times x_3(t) + 0 \times x_4(t) + 0 \times u(t) \quad (4,14)$$

Les équations (4.13) et (4.14) peuvent être écrites comme suit

$$\begin{cases} \dot{x}_1(t) \\ \dot{x}_2(t) \\ \dot{x}_3(t) \\ \dot{x}_4(t) \end{cases} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ -\frac{k_1+k_2}{m_1} & -\frac{c_1+c_2}{m_1} & \frac{k_2}{m_1} & \frac{c_2}{m_1} \\ 0 & 0 & 0 & 1 \\ -\frac{k_2}{m_2} & \frac{c_2}{m_2} & -\frac{k_2}{m_2} & -\frac{c_2}{m_2} \end{bmatrix} \begin{cases} x_1(t) \\ x_2(t) \\ x_3(t) \\ x_4(t) \end{cases} + \begin{cases} 0 \\ 0 \\ 0 \\ \frac{1}{m_2} \end{cases} u(t) \quad (4,15)$$

$$\{z(t)\} = [1 \ 0 \ 0 \ 0] \begin{cases} x_1(t) \\ x_2(t) \\ x_3(t) \\ x_4(t) \end{cases} + \{0\} u(t)$$

En résumé, les équations qui définissent le comportement dynamique du système, de l'entrée *input* à la sortie *output*, sont les suivantes

$$\begin{cases} \{\dot{x}(t)\} = [A]\{x(t)\} + [B]\{u(t)\} \\ \{z(t)\} = [C]\{x(t)\} + [D]\{u(t)\} \end{cases} \quad (4,16)$$

#### 4.2.1 Les avantages principaux de la représentation d'état

L'approche par la représentation d'état est essentielle car elle est la clé du développement de la théorie moderne du contrôle. Dans le cas d'une seule entrée et d'une seule sortie (SISO), la représentation d'état transformée une équation différentielle du  $n^{\text{ème}}$  ordre en  $n$  équations différentielles du premier ordre couplées.

Les autres avantages de cette approche sont les suivants

- Extensions simples des systèmes à une seule entrée et une seule sortie (*single input single output*) aux systèmes à multiple entrée et multiple sortie (*multiple input multiple output*) et des systèmes de petit ordre aux systèmes d'ordre élevé
- La représentation d'état peut être utilisé pour des systèmes linéaires ou non linéaires, variant dans le temps ou invariants dans le temps
- La représentation d'état est plus facile à appliquer quand la transformée de Laplace ne peut pas être appliquée
- L'adaptabilité au calcul et à la simulation par ordinateur, et
- Généralisation facile à d'autres descriptions de systèmes, tels que les systèmes dont les paramètres varient dans le temps ou les systèmes stochastiques.

### 4.3 Représentation par transformée de Laplace

La première méthode présentée ici consiste simplement à résoudre l'équation (4.16) en utilisant la transformée de Laplace. Soit  $X(0)$  qui désigne la transformée de Laplace des conditions initiales. En prenant la transformée de Laplace de l'équation (4.16), on obtient

$$sX(s) = [A]X(s) + [B]U(s) + X(0) \quad (4,17)$$

Où  $X(s)$  désigne la transformée de Laplace de  $x(t)$  et est défini par

$$X(s) = \mathcal{L}\{x(t)\} = \int_0^{\infty} x(t)e^{-st} dt \quad (4,18)$$

Dans ce cas,  $s$  est un scalaire complexe. En résolvant algébriquement l'équation (4.18) pour  $X(s)$ , on obtient

$$X(s) = (sI - [A])^{-1} X(0) + (sI - [A])^{-1} [B]U(s) \quad (4,19)$$

La matrice  $(sI - [A])^{-1}$  est désignée comme la matrice de résolvant. La transformée inverse de Laplace de l'équation (4.19) donne alors la solution  $x(t)$ . La forme de l'Eq. (4.19) indique clairement la superposition de la solution transitoire, qui est le premier terme du côté droit de l'Eq. (4.19), et de la réponse forcée, qui est le deuxième terme du côté droit de l'Eq. (4.19). La transformée de Laplace inverse est définie par

$$x(t) = \mathcal{L}^{-1}[X(s)] = \lim \frac{1}{2\pi j} \int_{c-j\infty}^{c+j\infty} X(s)e^{st} ds \quad (4,20)$$

Où  $j = \sqrt{-1}$ . Dans de nombreux cas, l'Eq. (4.20) peut être évaluée en utilisant un tableau tel que celui trouvé dans **Spiegel [146]**. Si l'intégrale de l'équation (4.20) ne peut être trouvée dans un tableau ou calculée, alors l'intégration numérique peut être utilisée pour résoudre l'équation (4.16), **Inman [144]**.

- Fonction à pas unitaire (*Unit step function*)

$$x(t) = \begin{cases} 1 & t \geq 0 \\ 0 & t < 0 \end{cases} \Rightarrow X(s) = \int_0^{\infty} x(t)e^{-st} dt = \int_0^{\infty} 1e^{-st} dt = \frac{e^{-st}}{-s} \Big|_0^{\infty} = \frac{1}{s}$$

- Fonction exponentielle :

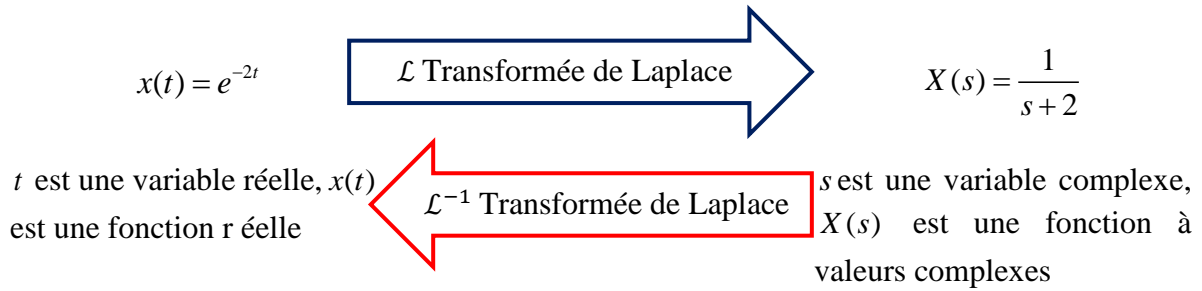
$$x(t) = e^{-at} \Rightarrow X(s) = \int_0^{\infty} x(t)e^{-st} dt = \int_0^{\infty} e^{-at} e^{-st} dt = \int_0^{\infty} e^{-(a+s)t} dt = \frac{1}{s+a}$$



- Les fonctions sinus/cosinus

$$x(t) = \sin(\omega t) \Leftrightarrow X(s) = \frac{\omega}{s^2 + \omega^2}$$

$$x(t) = \cos(\omega t) \Leftrightarrow X(s) = \frac{s}{s^2 + \omega^2}$$



**Exemple 1**

Considérons le système masse-ressort et patin représenté sur la figure 4.3. Au temps  $t = 0$ , le système est à une position  $Y = 0$  avec une vitesse  $\dot{Y} = 0$ , et nous déclarons que le système peut être modélisé par les équations différentielles suivantes.

L'équation du mouvement de ce système peut être obtenue en appliquant la deuxième loi de Newton :

$$\sum F = m\ddot{y}(t) \tag{4,21}$$

Les équations s'écrivent alors comme suit :

$$m\ddot{y}(t) = u(t) - c\dot{y}(t) - ky(t) \tag{4,22}$$

Où  $m$  est la masse,  $c$  l'amortissement,  $k$  la rigidité et  $y(t)$  le déplacement du système, et l'excitation externe est définie comme suit.

Cette équation représente un système d'équations différentielles linéaires de second ordre

$$\mathcal{L}\{m\ddot{y}(t) + c\dot{y}(t) + ky(t)\} = \mathcal{L}\{u(t)\} \tag{4,23}$$

$$m\mathcal{L}\{\ddot{y}(t)\} + c\mathcal{L}\{\dot{y}(t)\} + k\mathcal{L}\{y(t)\} = U(s) \tag{4,24}$$

$$m\{s^2Y(s) - sY(0) - \dot{Y}(0)\} + c\{sY(s) - Y(0)\} + k\{Y(s)\} = U(s) \tag{4,25}$$

$$Y(s) = \frac{1}{ms^2 + cs + k}U(s) + \frac{ms + c}{ms^2 + cs + k}Y(0) + \frac{m}{ms^2 + cs + k}\dot{Y}(0) \tag{4,26}$$

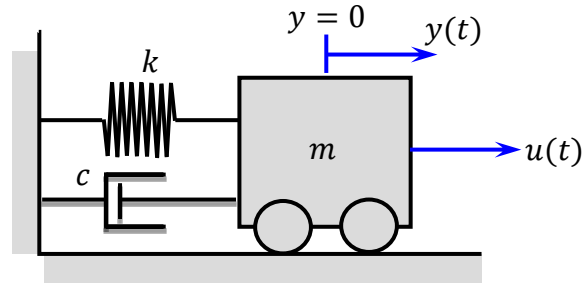


Figure 4.4 Schéma d'un système à un seul degré de liberté (1-DDL)

Et parce que la condition initiale est égale à des zéros

$$Y(s) = \frac{1}{ms^2 + cs + k} U(s) \quad (4,27)$$

### Exemple 2

Pour illustrer plus clairement le développement de l'approche de la transformée de Laplace pour un système dynamique, considérons un système 2-DDL couplé masse-ressort-amortisseur illustré à la figure 4.4. Nous dérivons maintenant un modèle mathématique du système et déterminons ensuite une représentation valide de la fonction de transfert.

La seconde loi de Newton appliquée à chaque masse donne les équations différentielles couplées du second ordre, à savoir,

$$\begin{cases} m_1 \ddot{y}_1 + c_1 \dot{y}_1 + k_1 y_1 + c_2 (\dot{y}_1 - \dot{y}_2) + k_2 (y_1 - y_2) = 0 \\ m_2 \ddot{y}_2 + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + k_2 (y_2 - y_1) = u(t) \end{cases} \quad (4,28)$$

$$\begin{cases} \mathcal{L}\{m_1 \ddot{y}_1 + c_1 \dot{y}_1 + k_1 y_1 + c_2 (\dot{y}_1 - \dot{y}_2) + k_2 (y_1 - y_2)\} = \mathcal{L}\{0\} \\ \mathcal{L}\{m_2 \ddot{y}_2 + c_2 (\dot{y}_2 - \dot{y}_1) + k_2 (y_2 - y_1)\} = \mathcal{L}\{u(t)\} \end{cases} \quad (4,29)$$

$$\begin{cases} m_1 \mathcal{L}\{\ddot{y}_1\} + c_1 \mathcal{L}\{\dot{y}_1\} + k_1 \mathcal{L}\{y_1\} + c_2 (\mathcal{L}\{\dot{y}_1\} - \mathcal{L}\{\dot{y}_2\}) + k_2 (\mathcal{L}\{y_1\} - \mathcal{L}\{y_2\}) = 0 \\ m_2 \mathcal{L}\{\ddot{y}_2\} + c_2 (\mathcal{L}\{\dot{y}_2\} - \mathcal{L}\{\dot{y}_1\}) + k_2 (\mathcal{L}\{y_2\} - \mathcal{L}\{y_1\}) = U(s) \end{cases} \quad (4,30)$$

$$\begin{cases} m_1 s^2 Y_1 + c_1 s Y_1 + k_1 Y_1 + c_2 (s Y_1 - s Y_2) + k_2 (Y_1 - Y_2) = 0 \\ m_2 s^2 Y_2 + c_2 (s Y_2 - s Y_1) + k_2 (Y_2 - Y_1) = U(s) \end{cases} \quad (4,31)$$

$$\begin{cases} m_1 s^2 Y_1 + c_1 s Y_1 + k_1 Y_1 + c_2 (s Y_1 - s Y_2) + k_2 (Y_1 - Y_2) = 0 \\ m_2 s^2 Y_2 + c_2 (s Y_2 - s Y_1) + k_2 (Y_2 - Y_1) = U(s) \end{cases} \quad (4,32)$$

Ceci peut être écrit sous forme de matrice

$$[A]\{Y\} = \{B\} \Rightarrow \begin{bmatrix} m_1s^2 + c_1s + k_1 + c_2s + k_2 & -c_2s - k_2 \\ -c_2s - k_2 & m_2s^2 + c_2s + k_2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ U(s) \end{Bmatrix} \quad (4,33)$$

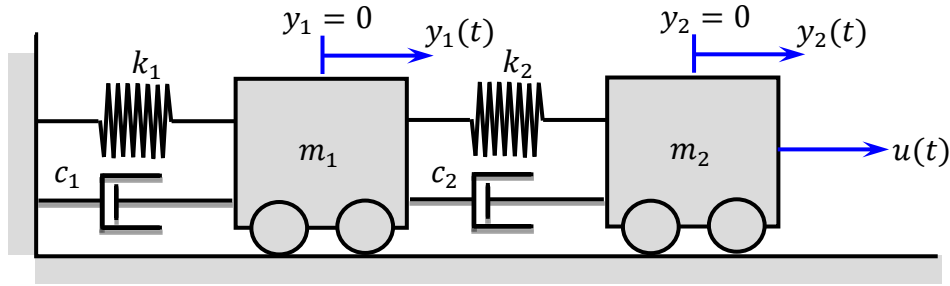


Figure 4.5 Schéma d'un système à multiples degrés de liberté (2-DDL)

Et parce que la condition initiale est égale à des zéros

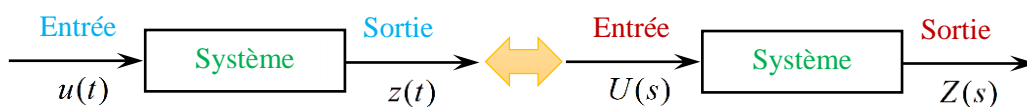
$$Y_2(s) = - \frac{k_1 + k_2 + s(c_1 + c_2 + m_1s)}{(k_2 + c_2s)^2 - [k_1 + k_2 + s(c_1 + c_2 + m_1s)][k_2 + s(c_2 + m_2s)]} U(s)$$

$$Y_1(s) = \frac{k_2 + c_2s}{k_1 [k_2 + s(c_2 + m_2s)] + s [s(k_2(m_1 + m_2) + c_2(m_1 + m_2)s + m_1m_2s^2) + c_1(k_2 + s(c_2 + m_2s))]} U(s) \quad (4,34)$$

#### 4.4 Représentation par Fonction de transfert

L'une des méthodes les plus courantes et les plus utiles pour représenter un système est sa fonction de transfert. La fonction de transfert est facilement déterminée une fois que le système a été décrit comme une seule équation différentielle (ici, nous discutons des systèmes à une seule entrée et une seule sortie *single input single output*, mais la fonction de transfert est facilement étendue aux systèmes à multiples entrées et multiples sorties *multiple input multiple output*).

La fonction de transfert est le rapport entre la transformée de Laplace de la sortie (fonction de réponse) et la transformée de Laplace de l'entrée (fonction de commande), en supposant des conditions initiales nulles. Le concept de fonction de transfert est défini uniquement pour les systèmes linéaires invariants dans le temps (*linear time-invariant*)



Une fonction de transfert est une propriété d'un système indépendante des entrées et des sorties; la formule qui représente la représentation par Fonction de transfert est donnée comme suit :

$$G(s) = \frac{\mathcal{L}\{\text{output}\}}{\mathcal{L}\{\text{input}\}} = \frac{Z(s)}{U(s)} \quad (4,35)$$

Si la représentation par fonction de transfert d'un système est connue, la réponse du système à toute entrée  $U(s)$  peut être calculée.

À partir la représentation par transformée de Laplace de l'équation (4.27), en supposant que les deux conditions initiales sont nulles, la fonction de transfert donne les résultats suivants

$$G(s) = \frac{Y(s)}{U(s)} = \frac{1}{ms^2 + cs + k} \quad (4,36)$$

Ainsi, il apparaît que la quantité  $G(s) = \left[1/ms^2 + cs + k\right]$ , le rapport des transformées de Laplace de la sortie (réponse) sur la transformée de Laplace de l'entrée (force appliquée) du système, caractérise le système (structure) considéré. Cette caractérisation est indépendante de la fonction d'entrée ou de sortie. Ce rapport  $G(s)$  est défini comme la fonction de transfert de ce système dans l'analyse de contrôle (ou de cette structure dans l'analyse vibratoire). La fonction de transfert peut être utilisée pour fournir une analyse des propriétés vibratoires de la structure et pour fournir un moyen de mesurer la réponse dynamique de la structure.

Dans la théorie du contrôle, la fonction de transfert d'un système est définie en termes de rapport sortie/entrée, mais l'utilisation d'une fonction de transfert dans la dynamique des structures et les essais de vibration implique des propriétés physiques spécifiques, selon que la position, la vitesse ou l'accélération est considérée comme la réponse (sortie). Il est assez courant, par exemple, de mesurer la réponse d'une structure en utilisant un accéléromètre. La fonction de transfert résultante est alors  $s^2 X(s)/U(s)$ , où  $U(s)$  est la transformée de Laplace de l'entrée et  $s^2 X(s)$  est la transformée de Laplace de l'accélération, **Liang et al [147]**.

#### 4.4.1 Transformation de la représentation d'état en Fonction de transfert

La représentation d'état et la fonction de transfert sont les deux approches les plus puissantes (et les plus courantes) pour représenter les systèmes. La transformation d'un modèle de la représentation d'état en fonction de transfert est simple car la forme de la fonction de transfert est unique. Considérons le système de la représentation d'état (voir, l'Eq.4.16) et prenons la transformée de Laplace (avec des conditions initiales nulles puisque nous trouvons une fonction de transfert)

$$\begin{cases} s\{X(s)\} = [A]\{X(s)\} + [B]\{U(s)\} \\ \{Z(s)\} = [C]\{X(s)\} + [D]\{U(s)\} \end{cases} \quad (4,37)$$

D'après l'équation (4.37), on a

$$sX(s) - [A]X(s) = [B]\{U(s)\} \Rightarrow X(s)(s[I] - [A]) = [B]\{U(s)\} \quad (4,38)$$

Dans laquelle  $[I]$  est la matrice d'identité d'ordre « n » (une matrice dont les éléments diagonaux sont des 1 et tous les autres des 0). En substituant l'équation (4.38) à l'équation (4.37), nous obtenons la relation de fonction de transfert :

$$X(s) = (s[I] - [A])^{-1} [B]\{U(s)\} = \{\Phi(s)\}[B]\{U(s)\}; \quad \text{ou} \quad \{\Phi(s)\} = (s[I] - [A])^{-1} \quad (4,39)$$

La matrice  $X(s)$  est appelée matrice de transition d'état. Maintenant, nous mettons cela dans l'équation de sortie

$$\{Z(s)\} = [C]\{\Phi(s)\}[B]\{U(s)\} + [D]\{U(s)\} \Rightarrow \{Z(s)\} = ([C]\{\Phi(s)\}[B] + [D])\{U(s)\} \quad (4,40)$$

La matrice de fonction de transfert  $G(s)$  est donnée par :

$$[G(s)] = \frac{Z(s)}{U(s)} = [C]\Phi(s)[B] + [D] = [C](s[I] - [A])^{-1}[B] + [D] \quad (4,41)$$

Dans la plupart des systèmes dynamiques, l'excitation  $u(t)$  n'est pas directement transmise à la réponse  $z(t)$ ; et par conséquent, elle n'est pas instantanément ressentie dans la réponse  $z(t)$ , **De Silva [148]**. Alors nous avons  $[D] = 0$ , et l'équation (4.41) devient

$$[G(s)] = \frac{Z(s)}{U(s)} = [C]\Phi(s)[B] = [C](s[I] - [A])^{-1}[B] \quad (4,42)$$

#### 4.5 L'optimisation par algorithme génétique (AG)

Dans la conception du génie civil, en particulier dans la conception des structures de développement, l'optimisation a une importance et une valeur spécifiques. Fondamentalement, le processus d'optimisation trouve un ensemble de valeurs pour les paramètres de conception qui produisent des valeurs optimales des fonctions objectives. La plupart des méthodes d'optimisation utilisées dans la conception des systèmes de contrôle des vibrations structurelles sont des techniques conventionnelles de recherche basées sur le gradient. Toutefois, ces techniques présentent des difficultés, tant pour combiner les non-linéarités concernées dans le problème que pour choisir une fonction de coût appropriée continuellement différentiable. Par rapport à ces méthodes basées sur le gradient.

**Holland [149]** est la littérature clé qui a établi l'algorithme génétique (AG) aux audiences. Les algorithmes génétiques (AG) sont une technique de recherche optimale puissante et très simple dans un espace très large car ils réussissent souvent à trouver le meilleur optimum contrairement aux algorithmes d'optimisation les plus courants car les AG peuvent être utilisés pour résoudre

une variété de problèmes d'optimisation dans lesquels la fonction objective est discontinue, non différentiable, stochastique ou largement non linéaire, **Pourzeynali et al [150], [151]**.

Les AG ont été utilisés avec succès comme techniques de recherche d'optimisation dans la conception de contrôle des vibrations structurelles en génie civil. Cependant, les AG sont des algorithmes de recherche stochastiques basés sur le mécanisme de la génétique naturelle et de la sélection naturelle. Par conséquent, les AG commencent par un ensemble initial de sélections aléatoires, appelé « population ». Chaque individu de la population est appelé chromosome et représente une solution au problème posé. Les chromosomes évoluent par itérations successives, appelées générations. Les chromosomes sont examinés en utilisant différents critères de fitness pour chaque génération, **Pourzeynali et al [151]**.

La solution à un problème donné est représentée sous la forme d'une chaîne, appelée "chromosome", constituée d'un ensemble d'éléments, appelés "gènes", qui contiennent un ensemble de valeurs pour les variables d'optimisation, **Ru et Jianhua [152]**.

La sélection, le croisement et la mutation sont les trois principaux opérateurs utilisés dans les algorithmes génétiques. Habituellement, l'initialisation est supposée être aléatoire. La recombinaison nécessite généralement une mutation ainsi qu'un croisement pour produire une descendance (nouveaux chromosomes). En fait, il existe seulement deux types d'opérations dans les AG : (1) l'opération génétique, c'est-à-dire la mutation ou le croisement, et (2) l'opération d'évolution, c'est-à-dire la sélection. Le principal opérateur génétique est le crossover. La performance des AG est principalement déterminée par la performance de l'opérateur de crossover utilisé. En outre, les AG travaillent avec une série de variables codées. L'avantage de travailler avec des variables codées est que les codes ont une capacité de base pour convertir un espace continu en un espace discret. Un autre point intéressant est que les principes des AG sont basés sur le traitement aléatoire, de sorte que les opérateurs aléatoires étudient l'espace de recherche de manière comparative, **Pourzeynali et al [151]**. Ensuite, les deux opérations ou étapes sont répétées jusqu'à ce qu'un fitness défini, jusqu'à ce qu'un critère de convergence des populations soit atteint, ou jusqu'à un certain nombre de générations, **Dieterle [153]**.

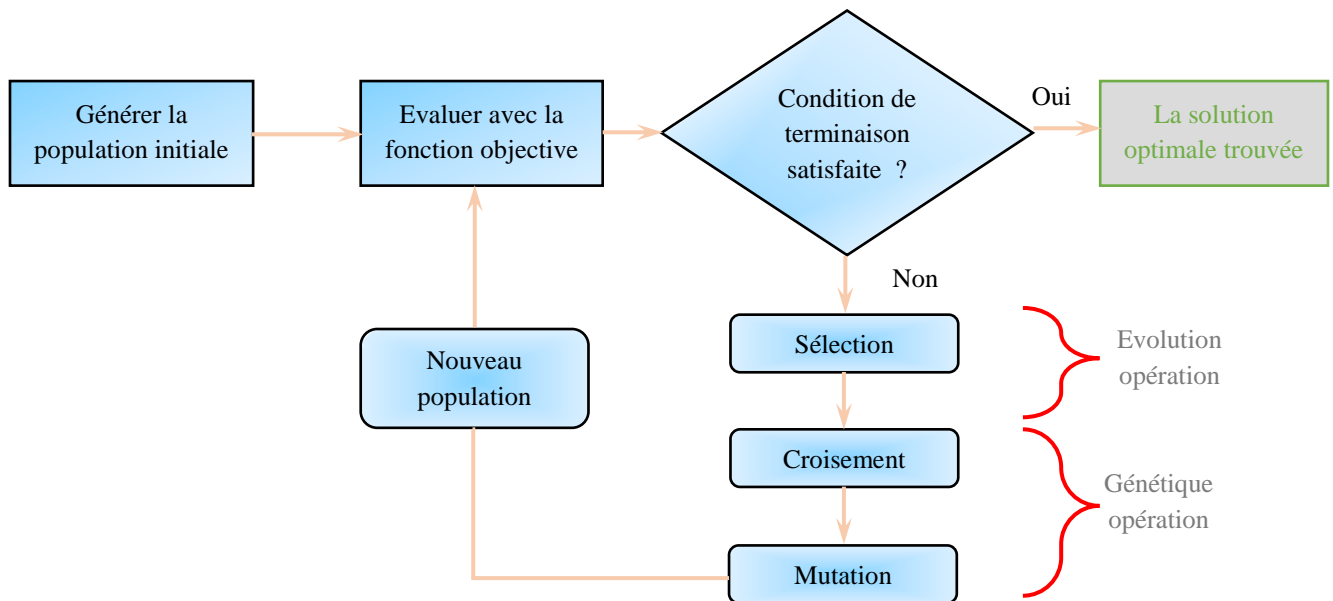


Figure 4.6 Structure schématique d'un algorithme génétique (AG)

#### 4.6 État de l'art de l'optimisation des amortisseurs à masse accordée

##### 4.6.1 Optimisation des amortisseurs à masse accordée classique (TMD)

**Hadi et Arfiadi [154]** ont considéré le système primaire multiple degré de liberté au lieu du système un seul degré de liberté habituelle considéré dans les premières études pour la conception optimale des TMD sous excitation sismique. En même temps, un algorithme génétique (AG) est utilisé pour trouver la valeur optimale des paramètres TMD sans spécifier les modes à contrôler. Le résultat de la procédure proposée est comparé à celui des approches de **Den Hartog [32]**, **Warburton et Ayorinde [155]** et **Sadek *et al* [39]**. Notez que le processus de l'AG est modifié pour éviter la convergence vers des optimums locaux. Il a été constaté que la réponse de la procédure proposée est plus faible que celle des autres procédures d'approximation, avec une réduction possible d'environ 15 %.

**Bekdaş et Nigdeli [156]** ont appliqué une méthode d'optimisation métaheuristique appelée recherche d'harmonie (*Harmony Search* HS) afin de trouver les meilleures propriétés de TMD. Et prendre en compte les valeurs de pic de l'accélération du premier étage et la fonction de transfert du déplacement comme critère d'optimisation. La performance de la TMD est vérifiée sous des excitations sismiques. Cette nouvelle approche est comparée à plusieurs autres méthodes documentées. Les résultats indiquent que la nouvelle approche est plus efficace que

les autres méthodes documentées et qu'elle est réalisable grâce à des paramètres TMD plus faibles.

**Mohebbi et Joghataie [157]** utilisent un algorithme génétique pour obtenir les paramètres d'un TMD, notamment sa masse, son amortissement et sa rigidité, qui est installé au sommet d'un bâtiment non linéaire de 8 étages soumis à des excitations à bruit blanc afin de minimiser le déplacement inter-étage et l'énergie accumulée par l'amortisseur. Ils indiquent que les performances de la TMD ont été influencées par le rapport de masse de la TMD, la longueur de course maximale de la TMD.

**Bekdaş et Nigdeli [158]** ont utilisé l'algorithme de recherche d'harmonie pour optimiser les paramètres du TMD, notamment la masse, la rigidité et l'amortissement. Il est conclu que les paramètres de TMD obtenus par la présente méthode sont numériquement plus petits que les autres méthodes qui ont été comparées. Cela pourrait permettre de réduire la force exercée sur le bâtiment par la TMD. Ils ont également indiqué que l'algorithme de recherche harmonique apparaît efficace pour le réglage de la TMD.

**Greco et Marano [159]** ont analysé un système un seul degré de liberté simple soumis à l'action d'une charge et équipé de TMD. La performance de ce dernier est estimée sur la base des critères de déplacement et d'énergie dissipée adoptés comme fonction objective afin d'effectuer la procédure d'optimisation. Ils ont constaté que le critère d'énergie donne une réduction adéquate de la réponse du système un seul degré de liberté équipé de TMD.

**Nigdeli et Bekdas [160]** ont étudié deux conceptions différentes de TMD, tandis que la première conception couvre des structures adjacentes couplées à une TMD au sommet de la structure. Dans la deuxième conception, des TMD indépendants sur les deux structures. Les paramètres optimaux des TMD sont évalués à l'aide de la méthodologie d'optimisation développée, qui utilise un algorithme de recherche d'harmonie. Les deux conceptions différentes sont présentées avec des structures un seul degré de liberté et multiple degré de liberté. Il est conclu que les TMD indépendants sont plus efficaces que les TMD partagés pour contrôler la réponse des structures multiple degré de liberté rigides et flexibles. Ils ont également constaté que la conception couplée n'est efficace que pour les structures un seul degré de liberté rigides et flexibles.

**Khatibinia et al [161]** ont examiné l'effet de l'interaction sol-structure ISS dans la conception optimale d'un bâtiment de 40 étages équipé de TMD et soumis au séisme d'El Centro.



L'accélération et le déplacement absolus de la structure de grande hauteur sont sélectionnés comme objectif de l'algorithme d'optimisation multi-objectif par essaims de particules (*Multi objective particle swarm optimization*). Les résultats numériques montrent que l'effet ISS exerce une influence significative sur les paramètres optimaux de TMD.

**Kamgar et al [162]** ont utilisé trois méthodes d'optimisation (l'algorithme de recherche gravitationnelle amélioré, l'optimisation améliorée des corps en collision et l'optimisation du loup gris) pour obtenir les paramètres optimaux de la TMD pour un bâtiment de 10 étages soumis aux séismes critiques. Les paramètres TMD sont optimisés en minimisant le déplacement maximal au sommet. Les résultats montrent que les propriétés optimales de conception de la TMD réduisent efficacement le déplacement au sommet et améliorent la performance sismique du bâtiment. Les performances et l'efficacité de ces méthodes d'optimisation par rapport aux méthodes de Den Hartog et de Warburton sont vérifiées à l'aide de la conception optimale du système TMD. Les résultats sont comparés et validés avec la méthode d'évolution différentielle et le processus de recherche exhaustive.

**Lara-Valencia et al [163]** ont adopté un nouvel algorithme d'optimisation de la baleine (*whale optimization algorithm* WOA) afin d'améliorer la sécurité sismique de bâtiment de 32 étages dérivés d'un bâtiment réel équipé de TMD soumis à différents enregistrements sismiques. Prendre en compte le déplacement horizontal maximal de pic de la structure et sa racine carrée moyenne (*Root Mean Square* RMS) ainsi que les fonctions objectives. Six fonctions objectives différentes (c'est-à-dire le déplacement horizontal maximal de la structure, la racine carrée moyenne de déplacement et d'autres combinaisons) sont testées afin d'obtenir la configuration la plus efficace pour la conception du TMD. Ils ont conclu que la technique proposée est rapide, fiable et plus performante, ce qui permet d'obtenir de bonnes performances.

**Özsarıyıldız et Bozer [164]** ont appliqué pour la première fois la technique d'optimisation par évolution différentielle (*differential evolution* DE) afin d'obtenir les paramètres optimaux du bâtiment de référence de 10 étages équipé de TMD qui minimisent les fonctions objectives sélectionnées. Lorsque les résultats numériques sont comparés aux résultats rapportés précédemment, on constate que l'évolution différentielle s'accorde bien avec l'algorithme génétique (AG), et que les deux algorithmes convergent vers la solution exacte. Ils remarquent que le temps d'exécution est (07) fois moins élevée avec l'évolution différentielle qu'avec l'algorithme génétique.

#### 4.6.2 Optimisation des amortisseurs à masse accordée avec inerter (TMDI)

Un amortisseur avec inerter accordé (TID) est basé sur l'amortisseur à masse accordée avec inerter (TMDI) ayant une masse réelle nulle ou une masse secondaire nulle.

**Palacios-Quiñonero *et al* [126]** ont conçu deux configurations différentes de TMDI pour la protection sismique de bâtiments adjacents. Cela permet de relier les bâtiments adjacents en installant la configuration TMDI entre l'étage supérieur du bâtiment un et l'étage inférieur à l'étage supérieur du bâtiment deux, car le nombre d'étages des bâtiments adjacents est différent (4 étages et 5 étages), afin d'atténuer à la fois les vibrations du bâtiment et les dommages dus à l'entrechoquement. Les paramètres dynamiques (masse, inertance, rigidité et amortissement) de la configuration TMDI sont obtenus en effectuant une optimisation par algorithme génétique (AG). Les configurations du TMDI et du TID montrent des performances similaires dans le contrôle de déplacement inter-étages et la distance d'entrechoquement du bâtiment, avec une légère supériorité du TMDI dans le domaine temporel et le domaine fréquentielle.

**Pietrosanti *et al* [165]** ont évalué la performance et la conception optimale d'une structure à un seul degré de liberté (1-DDL) équipée d'un TMDI pour réduire les vibrations dynamiques et sous l'effet des séismes. Les résultats optimaux obtenus avec les différentes méthodologies sont réalisés et comparés. Deux cas limites sont également considérés lorsque l'inerter n'est pas envisagé : les TMD conventionnels et non conventionnels, caractérisés respectivement par un faible et un fort rapport de masse. Les résultats démontrent l'efficacité du système TMDI pour la réduction de la réponse dynamique avec des performances et une robustesse supérieure à celles des TMD classiques.

**Palacios-Quiñonero *et al* [118]** ont testé trois configurations différentes de TMD et TID, à savoir (1) des TMD à chaque étage des deux bâtiments, appelés AS1, (2) des TID à chaque étage des deux bâtiments, appelés AS2 et (3) des TID reliant chaque étage des deux bâtiments, appelés AS3. Un algorithme d'optimisation par essaims de particules (PSO) est réalisé pour évaluer les propriétés des TMD et des TID. Ils ont conclu que les TIDs fournissent une meilleure réduction de réponse que les TMDs, et que AS3 est la solution la plus favorable. Leurs conclusions sont basées sur les résultats obtenus à partir de seulement deux mouvements sismique, Imperial Valley et Northridge.

**De Domenico *et al* [4]** ont appliqué un système multi-TMDI (MTMDI) comprenant plus d'un TMDI pour atténuer les réponses structurelles d'un projet d'ingénierie pratique comportant deux

bâtiments adjacents de grande hauteur soumis à une suite représentative de 44 enregistrement sismiques, et ces deux TMDI ont été optimisés pour minimiser la réponse structurelle moyenne (déplacement, rapport de déplacement inter-étage et accélération) de la suite entière d'enregistrement sismique en utilisant un algorithme génétique (AG). Il s'avère que le contenu fréquentiel de la source sismique a un impact important sur les performances d'atténuation de la MTMDI.

**Lara-Valencia *et al* [129]** présente une étude visant à déterminer la conception optimale d'un bâtiment équipé de TMDI soumis à des excitations sismiques en utilisant une recherche d'optimisation exhaustive et en tenant compte d'un indice de performances multiples. La méthodologie utilisée se concentre sur la détermination de la meilleure combinaison de paramètres. Les résultats obtenus montrent que les dispositifs conçus sur la base de l'optimisation par recherche exhaustive produisent des réductions de déplacement de pic allant jusqu'à 35 % et des réductions racine square carrée de déplacement de structure de pic allant jusqu'à 30 %.

**Kaveh *et al* [131]** comparer l'utilisation de TMD-DI (à double inerter) et ses performances avec TMD-SI (à un seul inerter) pour contrôler un bâtiment de référence de 10 étages sous 25 mouvements sismique de champ lointaine. Les paramètres optimaux du TMDI (fréquence naturelle et rapport d'amortissement) sont déterminés pour différentes valeurs des rapports de masse et d'inertance en utilisant l'algorithme d'optimisation du corps collant (*colliding bodies optimization* CBO) pour deux ensembles différents de valeurs d'amortissement structurel, et les résultats sont comparés au cas à un seul TMD (inertance égale à zéro). Les résultats montrent qu'en général, la méthode de contrôle n'entraîne pas de différence significative dans les performances de TMDI. En général, les valeurs d'amortissement structurel ont un effet négatif sur l'efficacité du TMDI.

**Pietrosanti *et al* [123]** ont proposé une méthodologie pour réaliser la conception optimale d'un TMDI mis à la terre et non mis à la terre, équipé d'une structure généralisée à plusieurs degrés de liberté (n-DDL). Les comparaisons de la TMDI conçue de façon optimale sans cas de contrôle et de la même TMD de masse sont étudiées. Un algorithme de recherche de motifs « *pattern search algorithm* » est utilisé pour déterminer les paramètres de conception tels que les rapports de masse et d'inertance, le rapport de fréquence, le taux d'amortissement et un terme qui tient compte de l'emplacement de la TMDI sur la structure. En comparant les performances d'un TMDI avec le TMD de même masse, il est apparu que l'inerter est particulièrement adapté

lorsqu'une petite quantité de masse auxiliaire est utilisée. En comparant les conceptions TID et TMDI, il est apparu que l'ajout d'une petite masse au TID est avantageux pour les performances et réduit la valeur de l'inertance utilisée. Lorsque le rapport de masse utilisé est important, l'inertance peut encore améliorer les performances du TMDI.

**Kaveh *et al* [130]** ont étudié les performances de la TMD-DI (double inertance) utilisée et l'ont comparée à la TMD-SI (un seul inertance) pour contrôler un bâtiment de référence de 10 étages sous des mouvements sismiques. Exécuter l'algorithme d'optimisation du corps collant (*colliding bodies optimization* CBO) permet d'obtenir les paramètres optimaux du TMDI pour une grande variété de rapports de masse 2% et de rapport d'inertance pour quatre différentes valeurs du coefficient d'amortissement (0%, 2%, 5% et 10%). Pour la TMD-SI, la deuxième borne de l'inertance était connectée soit au 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> ou 10<sup>ème</sup> étage, tandis que pour la TMD-DI, la deuxième borne de l'inertance était connectée au 8<sup>ème</sup>, 9<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> et 10<sup>ème</sup> étage. Les performances de la TMDI optimale sont comparées à celles de la TMD conventionnelle dans les domaines fréquentiel et temporel lors de quatre enregistrements sismiques (deux en champ proche et deux en champ lointain). Elle a conclu que lorsque la TMD-SI a été employée sur le bâtiment de référence de 10 étages, les meilleures performances dans le domaine fréquentiel et temporel ont été obtenues lorsque l'inertance était fixé au 8<sup>ème</sup> étage. Alors que pour la configuration TMD-DI, le branchement de l'inertance aux 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage, donnerait les meilleures performances.

**Cao *et al* [132]** ont proposé un nouveau dispositif amortisseur à masse accordée multiple (MTMDI) composé de plus d'un seul TMDI pour atténuer le mouvement oscillatoire des structures excitées par le séisme. À titre de comparaison, l'algorithme d'optimisation par essais de particules est utilisé pour régler les paramètres optimaux du MTMDI et de l'amortisseur à masse accordée multiple (MTMD). Ils ont indiqué que les MTMDI sont plus efficaces que les MTMD dans le domaine fréquentiel. À rapport de masse total égal, il a été conclu que la course du MTMDI est remarquablement plus petite que celle du MTMD.

**Caicedo *et al* [135]** ont utilisé une optimisation appelée méthodologie d'évolution différentielle pour les TMD et les TMDI positionnés à l'étage supérieur de bâtiments de grande hauteur (12 étages, 32 étages et 37 étages) soumis à une action sismique. L'objectif principal est de trouver les meilleures valeurs de conception des dispositifs TMD et TMDI en optimisant trois fonctions objectives différentes. La performance de méthodologie d'évolution différentielle est comparée

aux approches existantes. Les résultats montrent une tendance claire à l'amplification des déplacements lorsque la valeur de l'inertance augmente.

**Djerouni et al [143]** étudier l'efficacité du TMDI « rétro-partagé » (*backward-shared TMDI*) et du TID « rétro-partagé » (*backward-shared TID*) équipés de deux bâtiments adjacents de hauteur moyenne pour atténuer le déplacement inter-étage et les dommages dus à l'entrechoquement soumis à 100 enregistrements sismiques. Les paramètres de conception du TMDI « rétro-partagé » (*backward-shared TMDI*) et du TID « rétro-partagé » (*backward-shared TID*) sont obtenus en utilisant l'optimisation AG pour minimiser soit le déplacement inter-étage, soit la distance d'entrechoquement des deux bâtiments adjacents. Les résultats sont comparés à ceux de la littérature où l'on considère le TMDI à partage unique (*single-shared TMDI*) et le TID à partage unique (*single-shared TID*) **Palacios-Quiñonero et al [126]**. Il s'avère que le schéma BSTMDI peut réduire le déplacement inter-étage et la distance d'entrechoquement de manière similaire, voire meilleure, qu'un seul amortisseur à masse accordée partagé (*single-shared TMDI*) utilisant un rapport d'inertance plus petit.

**Djerouni et al [137]** une étude détaillée de la faisabilité du contrôle des demandes de déplacement sur les structures exposées à des mouvements sismique de type impulsif de champ proches en utilisant TMDI. L'étude est basée sur la sélection de trois bâtiments de référence simplifiés et sur un grand nombre (69) d'enregistrement sismique sous forme d'impulsions. L'optimisation AG est utilisée pour minimiser les demandes de déplacement structurel et produire les paramètres optimaux des TMDI pour chaque mouvement sismique, puis comparée à la solution optimale indépendante du mouvement sismique. Les résultats indiquent que des TMDI optimisés de façon adéquate peuvent contrôler efficacement la réponse structurelle dans certaines circonstances.

#### 4.7 Le contrôle par la norme $H_\infty$ et $H_2$

Dans l'approche du domaine fréquentiel, la minimisation de la réponse est égale à la minimisation de la fonction de transfert de la perturbation externe (comme entrée) à la réponse des structures (comme sortie régulée). Pour quantifier les fonctions de transfert, les normes,  $H_2$  et  $H_\infty$  sont généralement utilisées. Notez que ces mesures peuvent être intégrées à l'AG ou à d'autres algorithmes d'optimisation. Considérons le modèle d'équations de la représentation d'état, **Spencer Jr et al [166]**

$$G(t): \begin{cases} \{\dot{x}(t)\} = [A]\{x(t)\} + [B]\{u(t)\} \\ \{z(t)\} = [C_w]\{x(t)\} + [D]\{u(t)\} \end{cases} \quad (4,43)$$

Et la fonction de transfert en termes de données de représentation d'état est

$$[G(j\omega)] = [C_w](j\omega[I] - [A])^{-1}[B] + [D] \quad (4,44)$$

#### 4.7.1 Différentes formes de la matrice de sortie de représentation d'état

La matrice de sortie  $[C_w]$  dans l'équation (4.43) peut inclure les déplacements, les vitesses ainsi que l'accélération absolue des structures. Ainsi, en choisissant l'entrée appropriée dans la matrice de sortie, nous pouvons imposer une matrice de sortie régulée particulière que nous devons minimiser.

Par exemple, si la matrice de sortie régulée est considérée comme le déplacement relatif des étages par rapport au sol, la matrice  $[C_w]$  peut être choisie comme suit

$$[C_w] = \begin{bmatrix} [I]_{N \times N} & [O]_{N \times N} \end{bmatrix} \quad (4,45)$$

Où  $[I]$  est une matrice d'identité,  $[O]$  est une matrice contenant des zéros, et  $N$  est le nombre total de degrés de liberté de la structure. Alors que si la matrice de sortie régulée est considérée comme les vitesses relatives des étages par rapport au sol, la matrice  $[C_w]$  peut être choisie comme suit **Özsarııldız et Bozer [164], Arfiadi et Hadi [167]**

$$[C_w] = \begin{bmatrix} [O]_{N \times N} & [I]_{N \times N} \end{bmatrix} \quad (4,46)$$

#### 4.7.2 Le contrôle par la norme $H_2$

La norme  $H_2$ , développée dans les années 1960, est définie comme la racine carrée moyenne de la réponse impulsionnelle du système et peut être interprétée comme un gain moyen du système sur toutes les fréquences. L'objectif de la norme  $H_2$  est de minimiser la fonction de transfert du système en boucle fermée entre la perturbation externe et une sortie contrôlée spécifique.

La norme  $H_2$  d'une matrice de fonction de transfert stable peut être déterminée par la formule suivante **Boyd et Barratt [168]**

$$\|G_{xw}\|_2 = \sqrt{\left( \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \text{tr}(G_{xw}(j\omega)G_{xw}^*(j\omega)d\omega) \right)} \quad (4,47)$$

Où  $\|G_{xw}\|_2$  est la fonction de transfert de norme  $H_2$  de la perturbation externe  $w = \ddot{x}_g$  à la sortie contrôlée  $x$ ;  $\omega$  et  $j$  sont la fréquence et l'imaginaire ; \* et  $tr$  représentent la transposée conjuguée complexe et la trace, respectivement .

La fonction de transfert de la norme  $H_2$  de  $w$  à  $x$  peut être calculée à l'aide de la formule suivante

$$\|G_{xw}\|_2 = \sqrt{\text{tr}([C_w]L_c[C_w]^T + [D][D]^T)} = \sqrt{\text{tr}([B]^T L_o[B])} \quad (4,48)$$

Où  $L_c$  désigne les Gramians de contrôlabilité de  $([A],[B])$  et  $L_o$  les Gramians d'observabilité de  $([C],[A])$ , **Doyle et al [169]**

$$[A]L_c + L_c[A]^T + HH^T = 0 \quad (4,49)$$

$$[A]^T L_o + L_o[A] + [C_w]^T [C_w] = 0 \quad (4,50)$$

Quelle solution satisfait ou peut être déterminée à partir des équations de Lyapunov

$$L_c = \int_0^{\infty} e^{[A]^T t} [C_w]^T [C_w] e^{[A]t} dt \quad (4,51)$$

### 4.7.3 Le contrôle par la norme $H_\infty$

**Zames [170]** a introduit la formulation originale de la norme de  $H_\infty$ . Dans la norme de  $H_\infty$ , l'objectif est de minimiser la norme de l'infini de la fonction de transfert des perturbations externes aux sorties régulées sur une certaine limite de fréquence. La norme de  $H_\infty$  peut être exprimée de manière itérative

$$\|G_{xw}\|_\infty = \max_{0 < \omega < \infty} (|G_{xw}(j\omega)|) = \sup_{re(j\omega) > 0} \bar{\sigma}\{[G_{xw}(j\omega)]\} \quad (4,52)$$

Où  $\sup$ =supermum est la plus petite limite supérieure,  $\bar{\sigma}(\cdot)$  = la plus grande valeur singulière d'une matrice et  $re(j\omega)$  indique la partie réelle de  $j\omega$ .

Dans ce cas, la matrice Hamiltonienne peut être définie comme suit

$$\begin{aligned}
 [G_{xw}] &= \begin{bmatrix} [A] & [B][B]^T \\ \frac{-[C_w]^T [C_w]}{\gamma^2} & -[A]^T \end{bmatrix}, \text{ ou } [G_{xw}] = \begin{bmatrix} [A] & \frac{[B][B]^T}{\gamma^2} \\ [C_w]^T [C_w] & -[A]^T \end{bmatrix}, \\
 \text{ou } [G_{xw}] &= \begin{bmatrix} [A] & \frac{[B][B]^T}{\gamma} \\ \frac{-[C_w]^T [C_w]}{\gamma} & -[A]^T \end{bmatrix}
 \end{aligned}
 \tag{4,53}$$

Le résultat  $\gamma$  est la norme de  $H_\infty$  à déterminer. Dans cette étude, les valeurs propres de cette matrice dans l'Eq. (4.53) sont symétriques par rapport aux axes réel et imaginaire. La norme de  $H_\infty$  peut être calculée comme suit **Spencer Jr et al [166], Arfiadi et Hadi [167]**

- a) Choisissez un nombre positif  $\gamma$
- b) Calculez la valeur propre de  $G$
- c) Si  $G$  n'a pas de valeurs propres imaginaires, réduire  $\gamma$ , sinon, augmenter  $\gamma$ .

Un organigramme représentant le processus de la norme  $H_\infty$  est présenté à la figure 4.6.

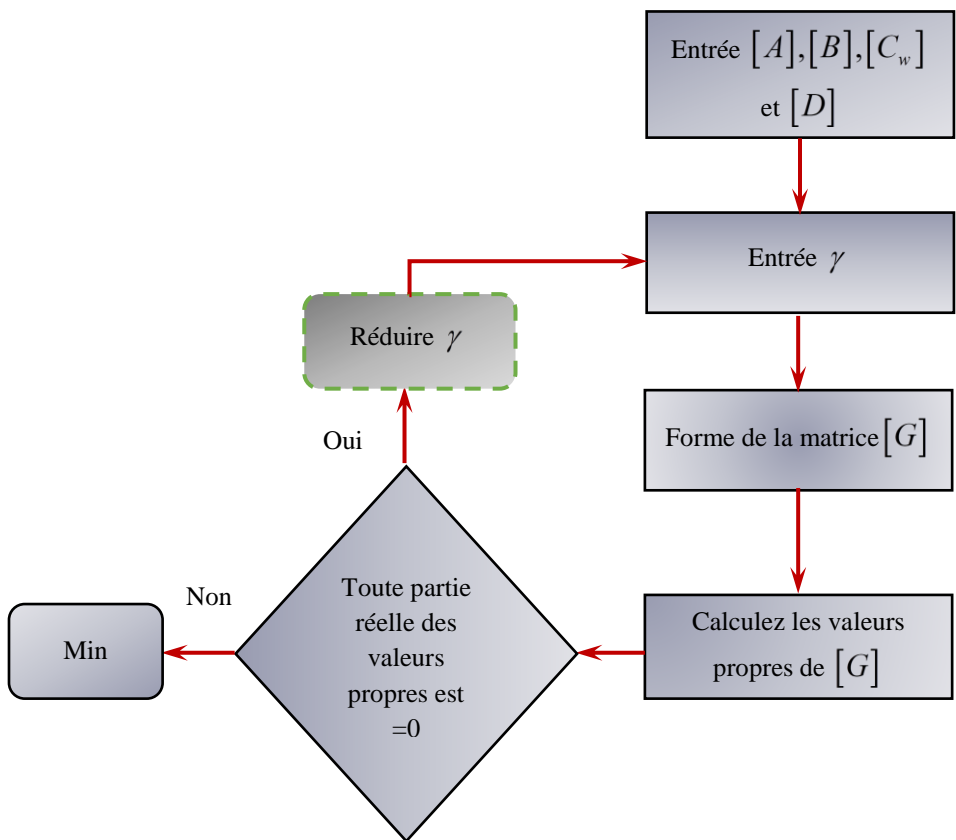


Figure 4.6 Un organigramme des étapes essentielles du calcul de la norme de  $H_\infty$ .



## 4.8 Conclusion

Ce chapitre présente les différentes méthodes ou approches standard pour résoudre l'équation différentielle du second ordre, en commençant par la représentation d'état, la transformée de Laplace et la fonction de transfert. Une description détaillée de l'optimisation par algorithme génétique est également présentée. Dans cette thèse, les normes  $H_\infty$  et  $H_2$  sont sélectionnées pour la simulation numérique du chapitre suivant et cela afin de minimiser la réponse de la fonction de transfert de la structure. D'autre part l'algorithme génétique (AG) est utilisé pour déterminer les paramètres optimums de divers amortisseurs à masse accordée afin réduire la réponse sismique des structures.

Chapitre V :

Résultats et  
discussions

## 5.1 Introduction

Dans ce chapitre, l'examen du comportement sismique des amortisseurs à masse accordée (TMD) par rapport aux nouveaux amortisseurs à masse accordée avec inerter (TMDI) conçus de manière optimale pour différents cas d'études : (i) TMDI optimisé monté sur divers bâtiments de référence (*benchmark*) avec différents emplacements de la deuxième borne de l'inerter du TMDI; toutefois, ces bâtiments de référence sont caractérisés par des fréquences naturelles différentes ainsi que par un nombre d'étages différent ; (ii) deux bâtiments adjacents de hauteur différente couplés par un TMDI unique (SSTMDI) ainsi qu'un TID unique (SSTID), puis une extension du couplage avec TMDI/TID à unique en multiple TID/TMDI retro-couplés où plus d'un TID/TMDI individuel est utilisé; et (iii) comme dernière investigation un bâtiment de référence isolé à la base et équipé de TMDI, ainsi que de TMD pour but de comparaison. Les résultats sont présentés en termes de déplacement absolu au sommet du bâtiment, d'accélération absolue, de déplacement à la base (déplacement de l'isolateur), de l'effort de tranchant, de la course des dispositifs d'amortissement, d'énergie d'amortissement (énergie visqueuse dissipée), d'énergie de déformation et de réponses en énergie cinétique. Différentes excitations sismiques sont sélectionnées, qui ont un contenu fréquentiel différent.

## 5.2 Description des modèles structurels utilisés

Différentes configurations structurelles ont été envisagées pour montrer l'efficacité et les limites de l'amortisseur de masse accordée avec inerter (TMDI).

### 5.2.1 Cas d'étude I

Un bâtiment de trois étages est considéré comme un bâtiment en portique auto stable ayant différentes propriétés inertielles et élastiques, comme indiqué dans le tableau 5.1, avec la remarque que la matrice d'amortissement est considérée comme proportionnelle à la matrice de rigidité avec un coefficient de proportionnalité égal à  $2\zeta_1 / \omega_1$ , où  $\zeta_1 = 2\%$  est le taux d'amortissement critique de la forme du mode fondamental et  $\omega_1 = 4\pi$  (rad/s) est la fréquence naturelle fondamentale correspondant à une période naturelle de  $T = 0.5s$ . Les fréquences naturelles sont également indiquées dans le tableau 5.1. Ce bâtiment est utilisé comme structure primaire de référence par **Marian [1]** pour démontrer le potentiel du TMDI pour obtenir une solution de contrôle passif des vibrations beaucoup plus légère que le TMD classique. Ce bâtiment est le même que celui utilisé pour le processus de réglage des TMD ( $\beta = 0$ ) et les TMDI positionnés au dernier étage sous des excitations sismiques par **Caicedo et al [135]**. Les modes propres de la structure de référence sont illustrés à la figure 5.1A.

Tableau 5.1 Propriétés de bâtiment de référence à 3 étages, **Marian [1]**

Étage	Masse (10 <sup>3</sup> .kg)	Rigidité (10 <sup>5</sup> .N/m)	Amortissement (N.s/m)	Fréquences naturelles (Hz)	Facteur de participation modale de masse
1	30	30	9549	1.998	0.8058
2	30	30	9549	4.422	0.1655
3	30	10	3183	8.326	0.0287

### 5.2.2 Cas d'étude II

Le bâtiment à cinq étages envisagé dans ce cas représente la structure en acier de Kajima Shizuoka au Japon **Kurata et al [171]**. Il a été conçu conformément aux normes japonaises de conception de la résistance sismique sous la forme d'une structure en acier. La hauteur du bâtiment est de 19.75 m, ses dimensions en plan sont de 11.8 m x 24 m, la surface de plancher totale est de 1685.36 m<sup>2</sup>, et la masse totale est égale à 1102300 kg. Les masses concentrées de l'étage et la rigidité latérale du bâtiment sont présentées dans le tableau 5.2. Les coefficients d'amortissement de la structure sont déterminés en supposant un amortissement de Rayleigh tel que les deux premiers coefficients d'amortissement sont égaux à  $\zeta_1 = 2\%$ . Les cinq premières fréquences naturelles du bâtiment de Kajima-Shizuoka dans la direction de sa dimension en plan court sont données dans le tableau 5.2, **Ye et Nyangi [172]**. Le même bâtiment a également été utilisé pour étudier l'amortisseur TID ( $\mu = 0$ ) par **Shen et al [173]**, et **Ye et Nyangi [172]**. Les modes propres de la structure de référence sont présentés sur la figure 5.1B.

Tableau 5.2 Propriétés de bâtiment de référence à 5 étages, **Ye et Nyangi [172], Shen et al [173]**

Étage	Hauteur (m)	Masse (10 <sup>3</sup> .kg)	Rigidité (10 <sup>6</sup> .N/m)	Amortissement (10 <sup>3</sup> .N.s/m)	Fréquences naturelles (Hz)	Facteur de participation modale de masse
1	4.2	215.2	147	928.22	1.008	0.8281
2	3.6	209.2	113	713.530	2.825	0.1115
3	3.6	207.0	99	625.128	4.493	0.0368
4	3.6	204.8	89	561.984	5.797	0.0144
5	3.6	266.1	84	530.412	6.773	0.0091

### 5.2.3 Cas d'étude III

On considère un bâtiment de huit étages de type portique auto stable qui présente un comportement élasto-plastique bilinéaire. Les propriétés du bâtiment sont résumées dans le tableau 5.3 avec la remarque que la masse de chaque étage est identique et que leurs coefficients d'amortissement donnent un rapport d'amortissement de  $\zeta_1 = 0.38\%$ . Les fréquences naturelles du bâtiment sont également données dans le tableau 5.3. A noter que le bâtiment a été conçu conformément à l'Eurocode 8 (partie 1) pour la classe de sol B. Ce bâtiment a été employé par **Yang et al** [174], [175, 176]. Les modes propres de la structure de référence sont illustrés à la figure 5.1C.

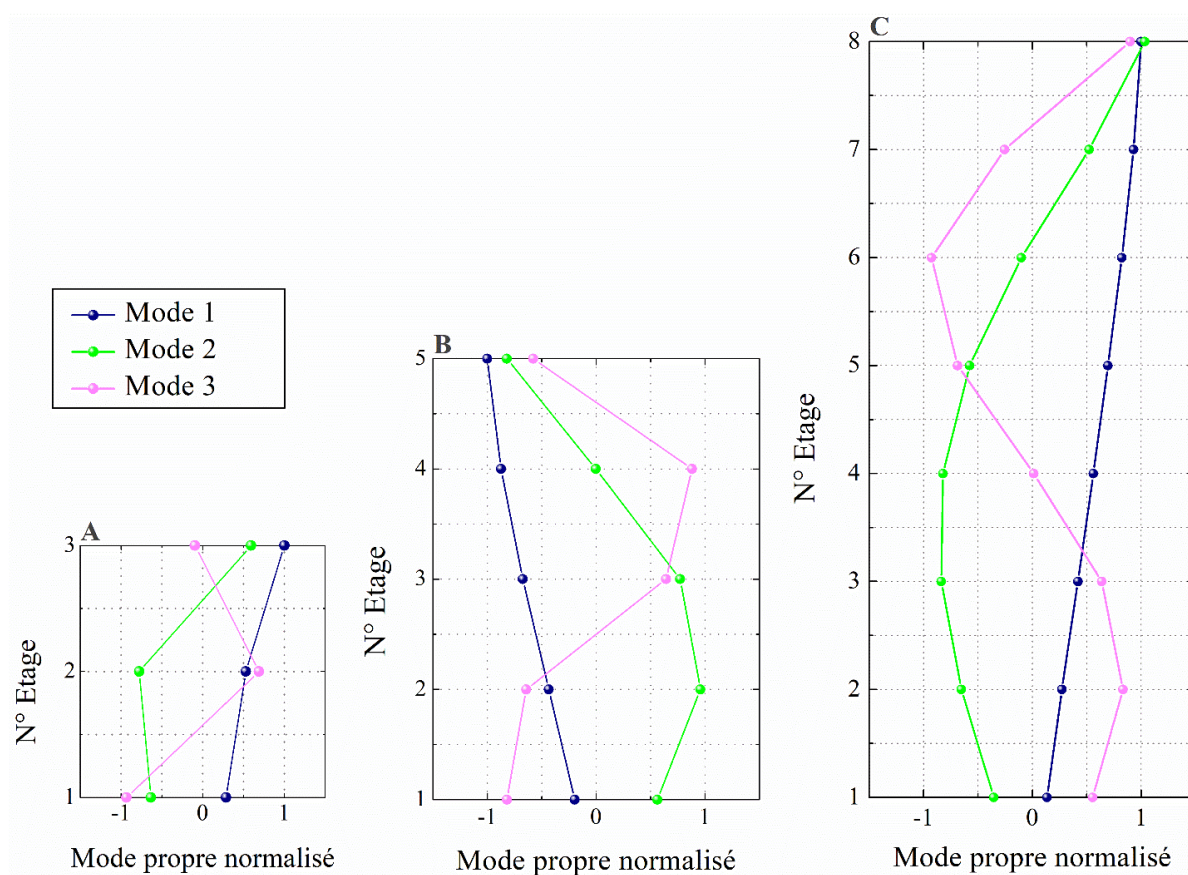


Figure 5.1 Les trois premiers modes propres des bâtiments de référence (A) à 3 étages (cas d'étude I), (B) à 5 étages (cas d'étude II) et (C) à 8 étages (cas d'étude III)

Tableau 5.3 Propriétés de bâtiment de référence à 8 étages, **Yang et al [177]**

Étage	Masse ( $10^3$ .kg)	Rigidité ( $10^8$ .N/m)	Amortissement ( $10^3$ .N.s/m)	Fréquences naturelles (Hz)	Facteur de participation modale de masse
1	345.6	3.4	490	0.834	0.8101
2		3.26	467	2.227	0.1102
3		2.85	410	3.590	0.0397
4		2.69	386	4.811	0.0181
5		2.43	348	5.875	0.0091
6		2.07	298	6.853	0.0057
7		1.69	243	7.885	0.0039
8		1.37	196	8.910	0.0031

#### 5.2.4 Cas d'étude IV

Ce cas d'étude concerne deux bâtiments adjacents. Un bâtiment (A) à quatre étages et un bâtiment (B) à cinq 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 5.4. Ces bâtiments non couplés ont été employés par **Palacios-Quiñonero et al [118]** pour illustrer l'efficacité de calcul de la procédure de réglage proposée et l'efficacité des stratégies de contrôle des vibrations TID multi-actionneurs.

Tableau 5.4 Paramètres structurels de deux bâtiments adjacents de 4 et 5 étages, **Palacios-Quiñonero et al [118], Kurata et al [171]**

Étage e (i)	Bâtiment (A)			Bâtiment (B)		
	$m_i \times 10^5$ (Kg)	$k_i \times 10^8$ (N/m)	$f_i$ (Hz)	$m_i \times 10^5$ (Kg)	$k_i \times 10^8$ (N/m)	$f_i$ (Hz)
1	2.152	1.470	1.2404	2.152	1.470	1.0082
2	2.092	1.130	3.4161	2.092	1.130	2.8246
3	2.070	0.990	5.3160	2.070	0.990	4.4929
4	2.661	0.840	6.7272	2.048	0.890	5.7974
5	-	-	-	2.661	0.840	6.7735

### 5.2.5 Cas d'étude V

Un bâtiment de huit étages isolés à la base à comportement élastoplastique bilinéaire est utilisé comme cas d'étude avec un système d'isolation sismique inélastique (*lead core rubber bearing* LRB). La masse, la rigidité et l'amortissement du système d'isolation sismique LRB sont considérés comme linéaires. Les propriétés du bâtiment cas d'étude sont présentées dans le tableau 5.5. La fréquence fondamentale du bâtiment à base fixe est de 0,834 Hz et celle du bâtiment isolé à la base est de 0,3512 Hz. Ce bâtiment a été utilisé par **Yang et al [177]** pour illustrer les performances d'un système d'isolation sismique LRB avec amortisseur à masse active (AMD).

Tableau 5.5. Propriétés de la structure de référence de 8 étages à base isolée, **Yang et al [174]**, **Yang et al [177]**

Étage	Hauteur (m)	Masse ( $10^3$ .Kg)	Rigidité ( $10^8$ .N/m)	Amortissement ( $10^3$ .KN.s/m)	Fréquences naturelles (Hz)
BIS	-	450	0.1805	26.17	0.3512
1	3.0	345.6	3.4	490	1.4816
2	3.0		3.26	467	2.7530
3	3.0		2.85	410	4.0094
4	3.0		2.69	386	5.1275
5	3.0		2.43	348	6.0985
6	3.0		2.07	298	7.0251
7	3.0		1.69	243	8.0225
8	3.0		1.37	196	9.040

Note : BIS-système d'isolation sismique à la base

### 5.2.6 Cas d'étude VI

Un bâtiment de 20 étages à base isolée (portique auto stable) avec des étages identiques. Les propriétés structurelles de chaque étage (masse, rigidité élastique et coefficient d'amortissement) sont énumérées dans le tableau 5.6. La fréquence fondamentale du bâtiment à base est de 0,704 Hz et celle du bâtiment isolé à la base est de 0,2588 Hz. Le rapport d'amortissement correspondant au premier mode vibratoire est  $\zeta_1 = 0.5\%$ . Ce bâtiment a été utilisé par **Di Matteo et al [178]** pour étudier l'amortisseur à colonne liquide accordé (*tuned liquid colonne damper* TLCD). Plus, **Yang et al [58]** ont utilisé le bâtiment isolé à la base pour les dispositifs de contrôle passif. Encore une fois, **Masnata et al [139]** ont utilisé le dispositif

amortisseur à masse accordée avec inerter (*tuned mass damper inerter* TMDI) passif pour le bâtiment isolé à la base. **Abdeddaim et al [179]** ont employé ce bâtiment isolé à la base pour étudier l'amortisseur magnéto-rhéologique en tenant compte l'effet de l'interaction sol structure (*soil structure interaction* SSI).

Tableau 5.6 Propriétés de la structure de référence à base isolée de 20 étages, **Yang et al [58]**

Étage	Hauteur (m)	Masse (10 <sup>3</sup> .kg)	Rigidité (10 <sup>3</sup> .N/m)	Amortissement (10 <sup>3</sup> .N.s/m)	Fréquences naturelles (Hz)
BIS	-	400	19.10 <sup>3</sup>	42.96	0.2588
1	3.0				1.4054
2	3.0	300	10 <sup>6</sup>	2261	2.7243
.	3.0				.
20	3.0				18.3253

Note : BIS-système d'isolation sismique à la base

### 5.3 Description des excitations sismiques

Les excitations sismiques sont représentées par un ensemble de huit accélérations sismiques naturelles représentatives de la littérature, qui appartiennent à l'ensemble proposé par le FEMA P695 de champ lointain et de champ proche **Council [180]**. Les accélérogrammes sont représentés en détail dans le tableau 5.7.

Ce groupe d'accélérogrammes comprend à la fois des séismes de champ proche et de champ lointain. La figure 5.2 montre le spectre de fréquence des accélérogrammes, calculé en appliquant la transformée de Fourier rapide (*fast fourier transform* FFT). Il convient de noter que les accélérogrammes présentent des contenus fréquentiels variés, ce qui constitue des conditions idéales pour réaliser un processus de réglage plus réaliste.

Tableau 5.7 Enregistrements sismiques utilisés dans l'analyse, **Council [180]**

Type	N°	Séisme	Date	Magnitude	Station d'enregistrement	PGA (g)	PGV (cm/s)
Champ proche	1	Nahanni, Canada	1985	6.8	Site 1	1.201	40.626
	2	Superstition Hills-02	1987	6.5	Parachute Test Site	0.384	53.058
	3	Kocaeli, Turkey	1999	7.5	Izmit	0.165	22.330
	4	Chi-Chi, Taiwan	1999	7.6	TCU067	0.319	51.295
Champ lointain	5	San Fernando	1971	6.6	Pacoima Dam	1.096	60.521
	6	Friuli	1976	6.5	Tolmezzo-Diga Ambiesta	0.364	21.367
	7	Loma Prieta	1989	6.9	Los Gatos Presentation Centre	0.619	53.153
	8	Manjil	1990	7.3	Abhar	0.213	56.252



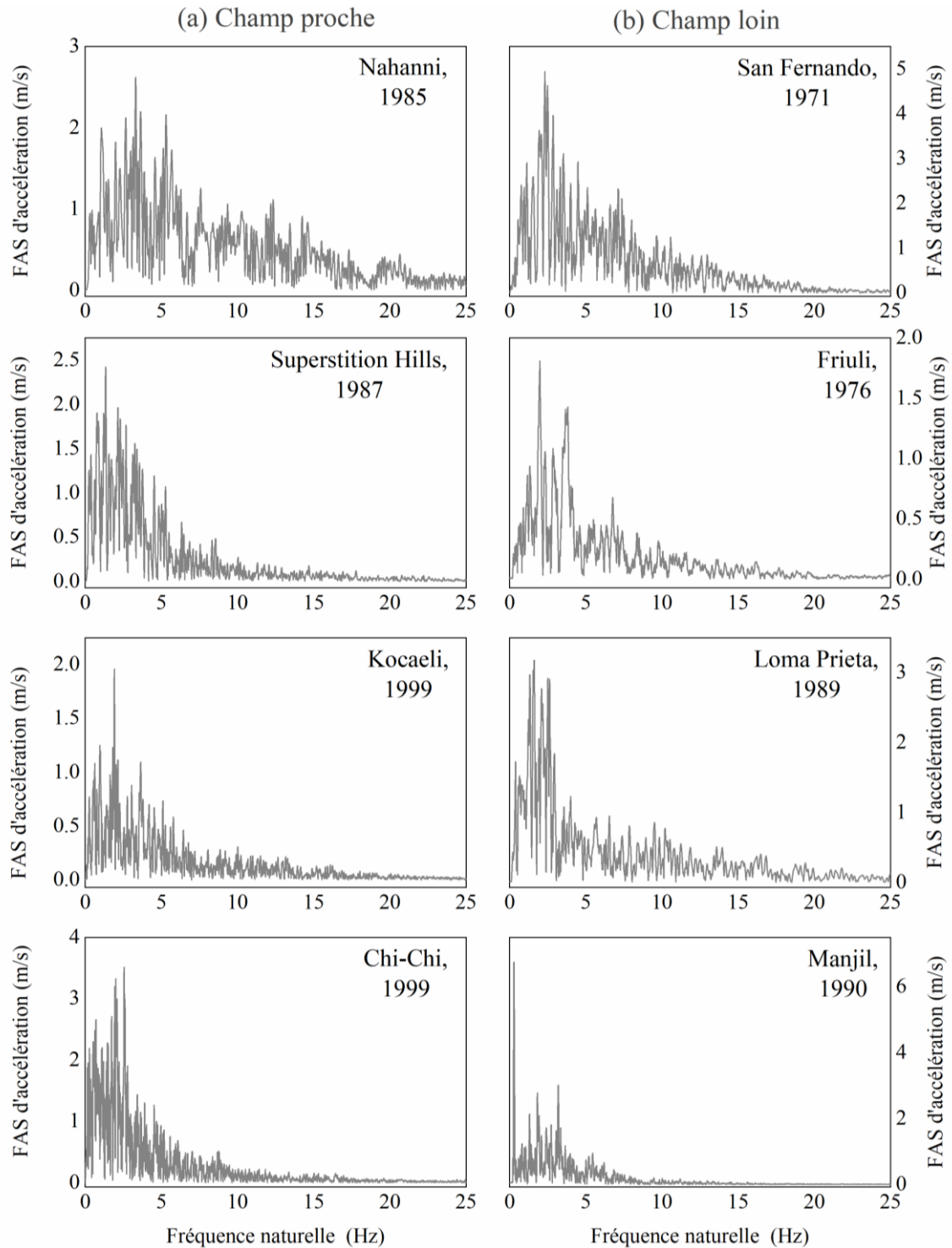


Figure 5.2 Contenu fréquentiel spectre d'amplitude de Fourier (Fourier amplitude spectrum FAS) des mouvements sismiques naturels réels considérés

#### 5.4 Description de l'optimisation

Différentes formules de réglage peuvent être utilisées pour concevoir le dispositif de contrôle passif, à savoir l'amortisseur à masse accordée avec inerter (*tuned mass damper inerter*). La méthode la plus répandue est celle proposée par **Marian et Giaralis [10]**, **Marian et Giaralis**

[99] qui consiste à utiliser une formule de réglage appropriée. Néanmoins, la définition d'un réglage approprié n'est pas suffisante pour obtenir une réponse optimale d'une structure réelle équipée d'un dispositif de contrôle TMDI. Cela signifie que pour obtenir une telle performance de la structure, il faut trouver les paramètres optimaux du dispositif de contrôle passif. En définissant la fonction objective basée sur l'exigence structurelle de réduction de la réponse dynamique et les variables de conception pour les dispositifs de contrôle passif, les paramètres de conception sont obtenus par le processus d'optimisation. A cette fin, les paramètres existant dans le dispositif de contrôle passif TMDI, sont définis comme des variables de conception ; par conséquent, en optimisant ces paramètres, conformément à l'exigence de toute structure, les réponses dynamiques peuvent être réduites de manière significative. En outre, la sélection d'une fonction objectif appropriée est d'une grande importance pour évaluer la performance du système de contrôle, défini par la norme  $H_\infty$  fonction de transfert du déplacement au sommet du bâtiment.

$$\begin{aligned}
 \text{Trouve : } & f_d, \zeta_d, \mu, \beta \\
 \text{Minimiser : } & \max \left( \left| \text{Déplacement}_{\text{Sommet}} \right|_{\text{avec TMD/TMDI}} \right) \\
 \text{Soumis à : } & f_d^{\min} \leq f_d \leq f_d^{\max} \\
 & \zeta_d^{\min} \leq \zeta_d \leq \zeta_d^{\max} \\
 & \mu^{\min} \leq \mu \leq \mu^{\max} \\
 & \beta^{\min} \leq \beta \leq \beta^{\max}
 \end{aligned} \tag{5,1}$$

Les variables de conception dont les valeurs optimales doivent être trouvées sont le rapport fréquentiel, le taux d'amortissement, le rapport de masse et le rapport d'inertance.

Dans les cas I, II et III, les paramètres définissant le problème sont les suivants :  $f_d, \zeta_d, \mu$  et  $\beta$ . Le problème de la conception optimale comporte deux aspects : le premier consiste à choisir un rapport de masse approprié  $\mu$  et  $\beta$  pour le TMDI ; le second consiste à trouver les paramètres optimaux  $f_d$  et  $\zeta_d$  associés à chaque couple  $(\mu, \beta)$  qui minimisent/maximisent la fonction objectif (FO). Le tableau 5.8 indique la limite (min, max) de l'optimisation lorsque le TMD ( $\beta = 0$ ) / TMDI est positionné au sommet de la structure.

Tableau 5.8 Valeurs des paramètres dans l'optimisation TMD/TMDI

Variables de conception	Min	Max	
Rapport fréquentiel ( $f_d$ )	0.5	1.5	<i>Note: l'objectif est de minimiser le déplacement maximal au sommet du bâtiment à la fonction de</i>
Taux d'amortissement ( $\zeta_d$ )	0.0	1.0	
Paramètres fixés		Values	<i>transfert par la norme <math>H_\infty</math></i>
Rapport de masse ( $\mu$ )	0.005		
Rapport d'inertance ( $\beta$ )	0.6		

Dans le cas IV de deux bâtiments adjacents reliés par un amortisseur de type TID (*single shared tuned inerter damper SSTID*) ainsi que par un TMDI (*single shared tuned mass damper inerter SSTMDI*), toutes les propriétés dynamiques sont optimisées, c'est-à-dire qu'aucune d'entre elles n'est fixe comme le montre le tableau 5.9 où les valeurs min-max pour le dispositif SSTID et le dispositif SSTMDI ne sont pas les mêmes. Dans le SSTID (AS1), l'objectif est d'obtenir un absorbeur de vibrations sans masse en appliquant une configuration à inerter pure avec un faible coefficient d'amortissement et une grande rigidité et inversement pour le SSTMDI (AS2), la masse de TMD sélectionnée est d'environ  $\mu = 0.1$  de la masse de l'étage supérieur et l'inertance choisie est similaire à la masse de l'étage complet.

Tableau 5.9 Valeur des propriétés dynamiques dans l'optimisation TMDI/TID, **Palacios-Quiñonero et al [126]**

Paramètres	AS1 (SSTID)		AS2 (SSTMDI)		<i>Note: l'objectif est de minimiser le déplacement inter-étage des bâtiments adjacents à la fonction de transfert par la norme <math>H_\infty</math></i>
	Min	Max	Min	Max	
$m_d$ (Kg)	$10^{-1}$	1.2	$2 \times 10^3$	$24 \times 10^3$	
$c_d$ (N.s/m)	50	$5 \times 10^4$	$5 \times 10^3$	$5 \times 10^6$	
$k_d$ (N/m)	$5 \times 10^4$	$5 \times 10^7$	$5 \times 10^3$	$5 \times 10^6$	
$b$ (Kg)	$5 \times 10^3$	$6 \times 10^4$	$2 \times 10^4$	$24 \times 10^4$	

*Note : SSTID-single shared tuned damper inerter; SSTMDI-single shared tuned mass damper inerter.*

*Note. Lors de la protection sismique de bâtiments adjacents, une attention particulière doit être accordée à la réduction des déplacement inter-étage et les distances de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement. Pour les bâtiments comportant un petit nombre d'étages, les valeurs réduites du déplacement inter-étage conduisent toujours à des distances de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement entre bâtiments. Compte tenu*

de ce fait, nous nous concentrerons sur la réduction de la réponse globale du déplacement inter-étage, **Palacios-Quiñonero et al [118]**

Dans le cas IV, les deux bâtiments adjacents sont équipés respectivement d'un TMD rétro-couplé (*backward shared tuned mass damper* BDTMD), d'un TID rétro-couplé (*backward shared tuned inerter damper* BSTID) et d'un TMDI rétro-couplé (*backward shared tuned mass damper inerter* BSTMDI). Cependant, plus d'unités TMD, TID et TMDI sont mises en œuvre dans les deux bâtiments adjacents. Il convient de noter qu'un dispositif TMD pur peut être obtenu en sélectionnant un ensemble de limites de paramètres satisfaisant les critères suivants  $b_{\min} = b_{\max} = 0$ . De même, un dispositif TID simple sera obtenu avec  $m_{d,\min} = m_{d,\max} = 0$  et  $b_{\min} > 0$ . La sélection des limites appropriées des paramètres est un élément important dans la procédure de réglage. Les valeurs particulières présentées dans le tableau 5.10 ont été sélectionnées comme suit :

La valeur maximale de  $m_{d,\max} = 10^5$  Kg pour les masses du TMD, correspond à environ 0,5 des masses de l'étage. Cette masse maximale élevée a été choisie pour obtenir un dispositif TMD idéal couplé à l'envers (BSTMD) avec des caractéristiques de haute performance, **Xiang et Nishitani [181]**, qui peut être pris comme référence dans l'évaluation des performances du dispositif TMDI/TID rétro-couplé (BSTMDI/BSTID). Pour les coefficients d'amortissement et de rigidité du TMD rétro-couplé (BSTMD), nous avons choisi les limites maximales suivantes  $c_{d,\max} = 10^6$  N.s/m et  $k_{d,\max} = 5.0 \times 10^7$  N/m, respectivement. Ces valeurs ont été ajustées en observant les caractéristiques de la réponse en fréquence du dispositif TMD rétro-couplé obtenu. Pour faciliter une comparaison significative, les mêmes limites maximales de rigidité et d'amortissement ont été utilisées dans les conceptions TID partagées à l'envers. Pour le partage à l'envers TMDI/TID, nous avons supposé que les dispositifs inerter peuvent fournir un facteur d'amplification de masse de deux ou plusieurs ordres de magnitude, **Papageorgiou et al [79]**. En conséquence, nous avons choisi la limite maximale d'inertance  $b_{\max} = 10^6$  Kg, ce qui implique que la masse réelle des éléments inertiels requis serait, dans le plus faible des cas, de l'ordre de 0,05 de la masse des étages. Ce choix permet de concevoir des dispositifs TMDI/TID partagés à l'envers qui constituent une alternative légère aux TMD massifs à haute performance partagés à l'envers. Après avoir fixé les valeurs des limites minimales, les valeurs des limites maximales  $c_{d,\min} = 10^4$  N.s/m,  $k_{d,\min} = 5 \times 10^5$  N/m et  $b_{\min} = 10^4$  kg, ont été calculés en autorisant l'intervalle de variation de deux ordres de magnitude, qui se sont montrés suffisamment grands

pour produire des résultats positifs et suffisamment étroits pour l'efficacité des calculs. Les masses du TMD retro-couplé ont nécessité un intervalle de variation plus large, et la limite minimale correspondante a été fixée à  $m_{d,\min} = 10^2$  kg. Le tableau 5.10 a rassemblé les limites minimale-maximale pour les trois dispositifs TMD, TID et TMDI rétro-couplés, respectivement.

Tableau 5.10 Valeur des propriétés dynamiques dans l'optimisation des TMDs, TIDs, et TMDIs, **Palacios-Quiñonero et al [118]**

Paramètres	AS3 (BSTMD)		AS4 (BSTID)		AS5 (BSTMDI)	
	Min	Max	Min	Max	Min	Max
$m_d$ (Kg)	$10^2$	$10^5$	$10^{-1}$	1.2	$10^2$	$10^5$
$c_d$ (N.s/m)	$10^4$	$10^6$	$10^4$	$10^6$	$10^4$	$10^6$
$k_d$ (N/m)	$5 \times 10^5$	$5 \times 10^7$	$5 \times 10^4$	$5 \times 10^7$	$5 \times 10^5$	$5 \times 10^7$
$b$ (Kg)	-	-	$10^4$	$10^6$	$10^4$	$10^6$

*Note: BSTMD- backward shared tuned mass damper; BSTID-backward shared tuned damper inerter; BSTMDI- backward shared tuned mass damper inerter.*

Dans les cas V et VI, trois différents systèmes de contrôle passif des vibrations sont examinés et comparés lorsque le paramètre définissant l'inertier (inertance) est considéré comme nul : (1) un TMD conventionnel pour un faible rapport de masse ( $\mu > 0$ ); (2) un TMD non conventionnel pour un rapport de masse élevé ( $\mu_{eq} = \beta + \mu$ ); et (3) un TMDI ( $\mu > 0, \beta > 0$ ). L'intervalle des valeurs de réglage est présenté dans le tableau 5.11 pour ces différents dispositifs de contrôle passif des vibrations.

Tableau 5.11 Valeurs des paramètres dans l'optimisation TMD/TMDI

Variables de conception	Min	Max	
Rapport fréquentiel ( $f_d$ )	0.5	1.5	<i>Note: l'objectif est de minimiser le déplacement à la base par la norme <math>H_\infty</math> à la fonction de transfert</i>
Taux d'amortissement ( $\zeta_d$ )	0.0	1.0	
Paramètres fixés	Valeurs		
Rapport de masse ( $\mu$ )	0.01		
Rapport inertance ( $\beta$ )	0.20		

Il convient de noter que des considérations architecturales pratiques suggèrent que l'inertier relie la masse attachée à l'étage immédiatement au-dessus ou au-dessous du  $i_d$ -ième étage. Les cas dans lesquels  $|i_d - i_b| = 3$ , sont également examinés dans cette section. Un tel lien peut être mis en œuvre, par exemple, en considérant des ouvertures de dalle suffisamment grandes, qui peuvent également être utilisées dans des applications TMD de type pendulaire, par exemple, le bâtiment Taipei 101, à Taiwan, **Giaralis et Taflanidis [182]**.

La prise en compte de certains cas de grandes masses attachées  $m_d$  (masse ajoutée jusqu'à la masse d'un étage complet) est jugée utile pour permettre des comparaisons avec des TMDs de grande masse pour la protection sismique des structures, comme le suggère la littérature récente. Il convient de noter que la force d'inertier qui doit être transférée à la structure primaire peut également être un problème dans les applications pratiques, **Giaralis et Taflanidis [182]**.

Les paramètres de conception optimisés pour les cas I, II et III obtenus par l'application de l'optimisation par algorithme génétique (GA) sont résumés dans le tableau 5.12. Le TMDI est constitué d'un TMD classique situé au  $i_d$ -ième étage de la structure primaire comprenant une masse  $m_d$  attachée à la structure via un ressort linéaire de rigidité  $k_d$  et un *dashpot* linéaire de coefficient d'amortissement  $c_d$ . La masse est attachée à l'étage  $i_b$ -ième par un dispositif d'inertance  $b$ . Pour  $b = 0$  (pas d'inertier), le TMDI coïncide avec un TMD classique attaché au  $i_d$ -ième étage.

Comme on peut le constater, les fréquences optimales des TMD et des TMDI se situent autour de la première fréquence modale  $\sim 1$  de la structure dans tous les cas, sauf dans un petit nombre de cas pour les TMDIs. Cela s'explique par le fait que le facteur de participation de la masse modale du premier mode est assez important,  $\sim 0,8$  (voir les tableaux 5.1-5.3). Ainsi, les rapports optimaux de masse et d'inertance sont traités comme une variable fixe pré-spécifiée pour les TMDs et les TMDIs.

Ce mode domine la réponse de la structure, et donc les fréquences optimisées des TMDs et TMDIs sont autour de la première fréquence modale de la structure. Une variation des fréquences optimales ( $f_d$ ) des TMDI de valeurs élevées à des valeurs plus basses lorsque le  $i_b$ -ième étage est changé en étage inférieur et vice versa, est observée pour les rapports d'amortissement optimaux ( $\zeta_d$ ) des TMDIs sauf pour le cas du TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ ). La valeur « 0 » signifie que la deuxième borne de l'inertier est connectée au sol. Le taux d'amortissement optimal des TMDs est toujours inférieur  $\sim 0.07$  à celui des TMDIs.

Enfin, il a été conclu que le fait de changer l'emplacement du TMDI ( $i_d, i_b$ ) de l'étage à un étage inférieur ou supérieur a un effet important sur les paramètres optimaux ( $f_d, \zeta_d$ ).

Tableau 5.12 Les paramètres optimaux des TMDs et TMDIs pour les trois structures de référence contrôlées

Variables de conception		TMD		TMDI	
		( $i_d=3$ )	( $i_d=3, i_b=2$ )	( $i_d=3, i_b=1$ )	( $i_d=3, i_b=0$ )
3-étage	Rapport fréquentiel ( $f_d$ )	0.983	0.734	0.563	0.500
	Taux d'amortissement ( $\zeta_d$ )	0.073	0.687	0.554	0.428
	Rapport de masse ( $\mu$ )	0.005		0.005	
	Rapport d'inertance ( $\beta$ )	-		0.6	
Variables de conception		TMD		TMDI	
		( $i_d=5$ )	( $i_d=5, i_b=4$ )	( $i_d=5, i_b=3$ )	( $i_d=5, i_b=2$ )
5-étage	Rapport fréquentiel ( $f_d$ )	0.984	1.098	1.000	0.719
	Taux d'amortissement ( $\zeta_d$ )	0.069	0.172	0.472	0.537
	Rapport de masse ( $\mu$ )	0.005		0.005	
	Rapport d'inertance ( $\beta$ )	-		0.6	
Variables de conception		TMD		TMDI	
		( $i_d=8$ )	( $i_d=8, i_b=7$ )	( $i_d=8, i_b=6$ )	( $i_d=8, i_b=5$ )
8-étage	Rapport fréquentiel ( $f_d$ )	0.987	1.100	1.100	0.981
	Taux d'amortissement ( $\zeta_d$ )	0.069	0.155	0.546	0.750
	Rapport de masse ( $\mu$ )	0.005		0.005	
	Rapport d'inertance ( $\beta$ )	-		0.6	

Afin d'illustrer la flexibilité et l'efficacité des dispositifs de contrôle passif des vibrations (par exemple, un amortisseur de masse accordé avec inerter, un amortisseur avec inerter accordé), nous avons considéré un système particulier à deux bâtiments équipés de deux dispositifs de contrôle passif différents : (i) un seul TID couplé (SSTID) nommé AS1 ; et (ii) un seul TMDI couplé (SSTMDI) nommé AS2. Grâce à un inerter, les deux bâtiments peuvent être couplés ou reliés l'un à l'autre. En outre, une motivation supplémentaire de cette approche est le fait de permettre la conception d'un système d'absorption des vibrations d'une masse pratiquement négligeable pour la protection sismique de deux bâtiments adjacents. Par conséquent, le processus d'optimisation fournit les valeurs des paramètres dynamiques des configurations AS1 et AS2 affichées dans le tableau 5.13.

Tableau 5.13. Propriétés dynamiques optimales de TID et TMDI

Paramètres	$m_d$ (Kg)	$c_d$ (N.s/m)	$k_d$ (N/m)	$b$ (Kg)
AS1 (SSTID)	1.199	$4.129 \times 10^4$	$9.690 \times 10^5$	$2.146 \times 10^4$
AS2 (SSTMDI)	$8.273 \times 10^3$	$62.12 \times 10^4$	$5 \times 10^3$	$23.67 \times 10^4$

La solution obtenue est atteinte avec les valeurs des paramètres particuliers collectés, comme illustré dans la figure 5.3. Pour la configuration AS3, AS4 et AS5, respectivement. Les configurations AS3, AS4 et AS5 facilitent la comparaison du comportement des TMDs classiques, des TIDs et des TMDIs, respectivement.

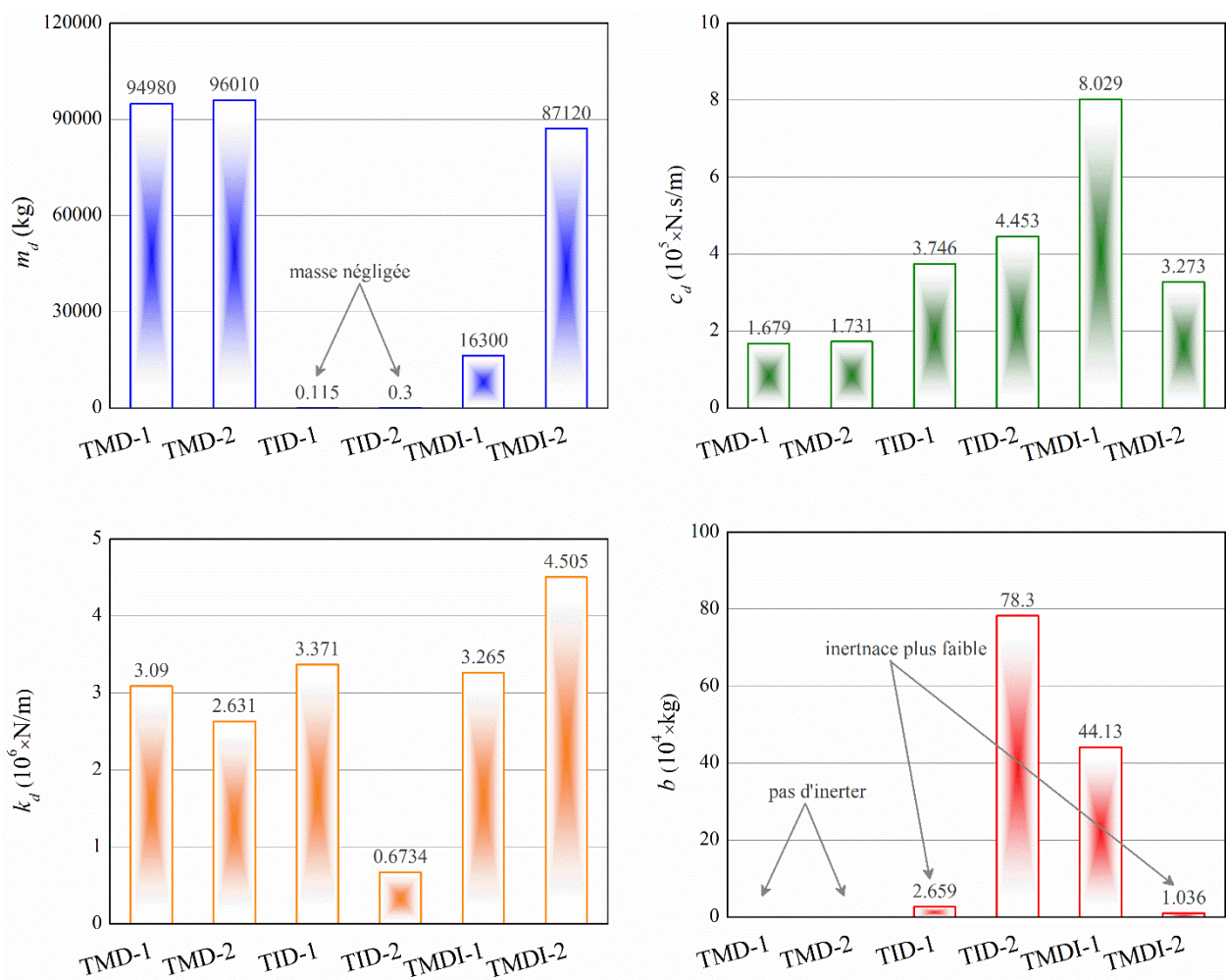


Figure 5.3 Sélection des paramètres TMDs, TIDs et TMDIs pour les deux bâtiments adjacents contrôlés

Les tableaux 5.14-5.15 présentent les paramètres de conception optimaux pour les trois scénarios envisagés pour les structures à base isolée de 8 et 20 étages. Comme on peut le voir, les fréquences optimisées  $\sim 1$  se situent autour de la première fréquence modale de la structure isolée à la base. En outre, le taux d'amortissement optimisé pour le TMD non conventionnel et



Tableau 5.14. Sélection des paramètres optimaux de la structure isolée à la base de 8 étages équipée de TMD et TMDI

Variables de conception	Rapport de masse ( $\mu$ )	Rapport d'inertance ( $\beta$ )	Rapport fréquentiel ( $f_d$ )	Taux d'amortissement ( $\zeta_d$ )
TMD conventionnel	0.01	-	0.9929	0.0549
TMD non conventionnel	0.21	-	0.8682	0.2364
TMDI	0.01	0.20	0.9063	0.2313

le TMDI est presque le même  $\sim 0.23$ . Pour le TMD conventionnel, le taux d'amortissement optimisé est inférieur à  $\sim 0.05$ . Notons que le TMD conventionnel fixe un faible rapport de masse ( $\mu$ ) et que le TMD non conventionnel fixe un rapport de masse élevé équivalent ( $\mu_{eq} = \beta + \mu$ ). Le même rapport de masse élevé équivalent est donné et distribué au TMDI par le ( $\beta, \mu$ ).

Tableau 5.15. Sélection des paramètres optimaux de la structure isolée à la base de 20 étages équipée de TMD et TMDI

Variables de conception	Rapport de masse ( $\mu$ )	Rapport d'inertance ( $\beta$ )	Rapport fréquentiel ( $f_d$ )	Taux d'amortissement ( $\zeta_d$ )
TMD conventionnel	0.01	-	0.9924	0.0565
TMD non conventionnel	0.21	-	0.8599	0.2407
TMDI	0.01	0.20	0.8984	0.2370

## 5.5 Résultats

### 5.5.1 Structures de référence contrôlées

#### 5.5.1.1 Cas d'étude I

Afin d'illustrer l'efficacité du dispositif de contrôle passif TMDI, un bâtiment de référence à 3 étages modélisé comme un système à plusieurs degrés de liberté (NDDL) avec masse concentrée, représenté sur la figure 5.4a, est sélectionné. Ce modèle de référence a été largement étudié, et plusieurs scénarios de contrôle ont été proposés pour son contrôle des vibrations, **Giaralis et Marian [102]**, **Caicedo et al [135]**. 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'inertie puisse couvrir plus d'un étage. Pour cela, trois scénarios sont considérés où le TMDI est placé dans le bâtiment de référence. Cependant, le TMDI est constitué d'un TMD classique situé à

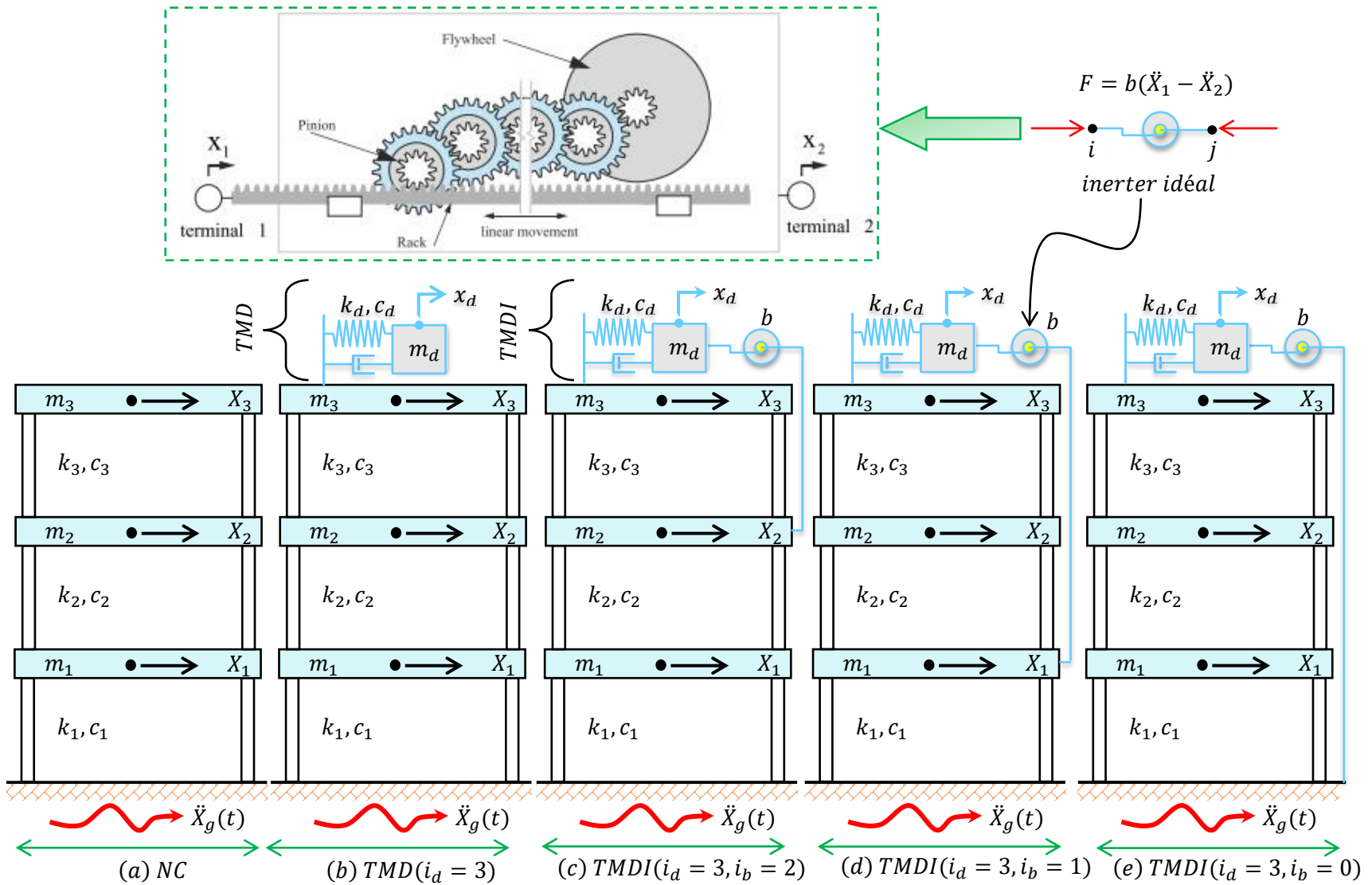


Figure 5.4 Modèle de bâtiment de référence à 3 étages installé avec TMD ( $i_d=3$ ), installé avec TMDI ( $i_d=3, i_b=3$ ), installé avec TMDI ( $i_d=3, i_b=2$ ), et installé avec TMDI ( $i_d=3, i_b=1$ ).

l' $i_d$ -ième étage de la structure primaire comprenant une masse  $m_d$  attachée au bâtiment via un ressort linéaire de rigidité  $k_d$  et un *dashpot* linéaire de coefficient d'amortissement  $c_d$ . La masse attachée est reliée à l'étage  $i_b$ -ième par un dispositif inerter d'inertance  $b$ , comme le montrent les figures 5.4c-5.4e. Notons que pour  $b = 0$  (pas d'inerter), le TMDI coïncide avec un TMD classique attaché à l'étage  $i_d$ -ième affiché dans la figure 5.4b est pris comme référence (quatrième scénario) à des fins de comparaison. Les paramètres des quatre scénarios, un correspondant au TMD (sans inerter), ainsi que trois aux bâtiments de référence équipés de TMD, ont été optimisés par algorithme génétique et rapportés dans le tableau 5.12.

L'efficacité et le comportement des différents scénarios de contrôle peuvent être inspectés à partir de leurs courbes de réponse en domaine fréquentiel. Les fonctions de transfert pour le déplacement et l'accélération au sommet du bâtiment sont présentées à la figure 5.5. Pour faciliter la visualisation, les fonctions de transfert sont normalisées par le pic de la fonction de transfert du système non contrôlé (NC). Aussi, l'intervalle de fréquence est ici normalisé par la fréquence fondamentale du bâtiment  $\omega_1$ . À titre de référence, la réponse en fréquence du bâtiment non contrôlé est également représentée avec un seul pic dominant.

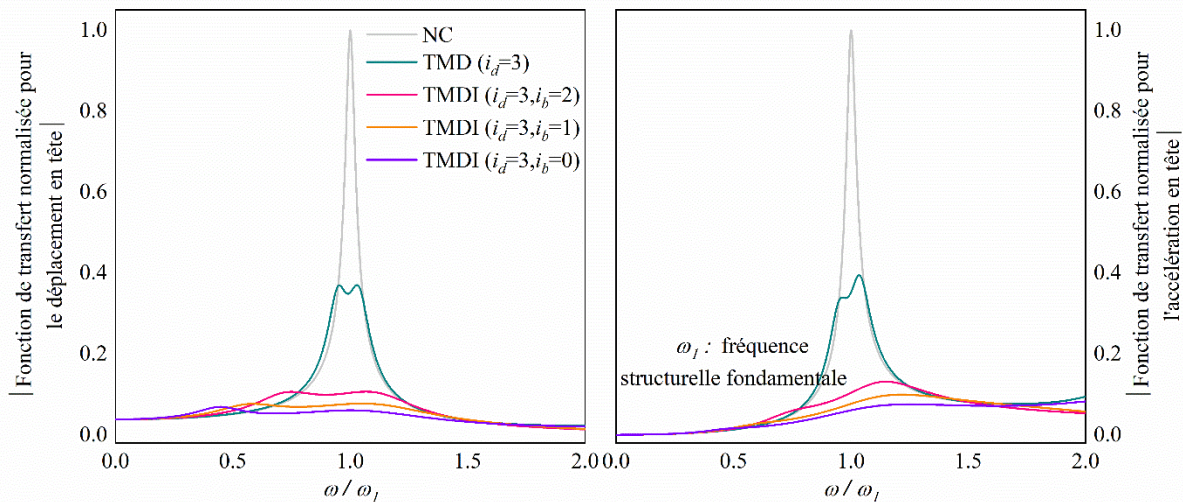


Figure 5.5 Fonction de transfert de fréquence du déplacement (gauche) et de l'accélération (droite) du bâtiment de référence à 3 étages pour les NC, TMD ( $i_d=3$ ), TMDI ( $i_d=3, i_b=3$ ), ( $i_d=3, i_b=2$ ), et ( $i_d=3, i_b=1$ )

On remarque que le déplacement et l'accélération sont tous deux dominés par le premier mode, le mode supérieur. La fonction de transfert du bâtiment à contrôle optimal avec TMD présente deux

pics dominants de même amplitude dans le déplacement et un second pic plus élevé que le premier dans l'accélération. Le premier correspond à une fréquence de 0,95 Hz, et le deuxième à 1,03 Hz. Les courbes montrent que les trois scénarios de pic de réponse des TMDIs sont significativement plus bas que le cas NC et le TMD à la première et à la deuxième fréquence de résonance. Par conséquent, le TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ ) est le plus efficace pour contrôler la réponse globale. Il est évident que les scénarios TMDI entraînent un comportement fondamentalement différent de celui du scénario TMD classique. Ces courbes démontrent les avantages des absorbeurs de vibrations à inerter qui permettent d'atténuer considérablement les vibrations induites par les séismes par rapport au TMD en utilisant le même rapport de masse. Il est intéressant de noter qu'autant l'abaissement du niveau d'étage où l'inerter est connecté  $i_b$ -ième autant la réponse de contrôle diminue de manière significative.

Pour évaluer plus en détail l'efficacité de différents scénarios de contrôle du TMDI par rapport au scénario classique du TMD pour les structures excitées par les séismes, nous avons considéré la réponse dynamique sous différents aspects. Pour cela, le déplacement maximum et l'accélération absolue au sommet du bâtiment, le déplacement relatif maximum relatif de la masse secondaire attachée, l'effort de cisaillement à la base et la force maximale de l'inerter entre ses bornes pour le bâtiment de référence de 3 étages précédemment considéré, équipé d'un TMD et d'un TMDI avec la même masse attachée et la même inertance, sont obtenus pour une série de 8 enregistrement sismiques en champ proche et en champ lointain, comme indiqué dans le tableau 5.16. Les résultats pertinents pour la structure primaire non contrôlée sont également inclus dans le tableau 5.16. Par rapport à l'absence de contrôle (NC), les pourcentages de réduction obtenus sont indiqués entre parenthèses : Une valeur négative indique une amplification ; une valeur positive signifie une réduction.

En moyenne (tableau 5.16), le TMD permet de réduire de 23 % et 21 % le déplacement et l'accélération de la réponse de pic par rapport à la structure primaire non contrôlée. Sous TMDI ( $i_d=3, i_b=2$ ), on obtient une réduction moyenne de 64% et 54% en termes de déplacement maximal du dernier étage et de réduction de l'accélération par rapport à la réponse de la structure primaire non contrôlée. Alors qu'une réduction du déplacement et de l'accélération de la réponse de pic de 70% et 59% est respectivement observée pour TMDI ( $i_d=3, i_b=1$ ) par rapport à la réponse de pic non contrôlée. Encore une fois, dans le cas d'un TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ ), l'inerter attaché au sol atteint

Tableau 5.16 Suite

Réponse Séisme	Déplacement (cm)					Course TMD (cm)			
	NC	TMD ( $i_d=3$ )	TMDI ( $i_d=3, i_b=2$ )	TMDI ( $i_d=3, i_b=1$ )	TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ )	TMD ( $i_d=3$ )	TMDI ( $i_d=3, i_b=2$ )	TMDI ( $i_d=3, i_b=1$ )	TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ )
Nahanni	10.034	7.600 (24.3%)	3.909 (61%)	3.593 (64.2%)	<b>2.560</b> <b>(74.5%)</b>	31.494	<b>1.690</b>	2.713	3.357
Superstition Hills	9.131	8.056 (11.8%)	3.622 (60.3%)	3.109 (66%)	<b>2.921</b> <b>(68%)</b>	34.884	<b>1.708</b>	2.243	2.905
Kocaeli	5.530	3.902 (29.4%)	1.887 (65.9%)	1.474 (73.3%)	<b>1.213</b> <b>(78.1%)</b>	19.925	<b>0.799</b>	0.984	1.465
Chi-Chi	14.726	9.570 (35%)	5.092 (65.4%)	4.075 (72.3%)	<b>3.033</b> <b>(79.4%)</b>	53.984	<b>2.563</b>	3.481	4.250
San Fernando	27.790	22.375 (19.5%)	11.360 (59.1%)	8.618 (69%)	<b>6.103</b> <b>(78%)</b>	102.447	<b>5.377</b>	6.170	6.329
Friuli	9.927	6.343 (36.1%)	2.731 (72.5%)	2.608 (73.7%)	<b>2.080</b> <b>(79%)</b>	38.598	<b>1.163</b>	1.585	2.278
Loma Prieta	14.650	11.755 (19.8%)	5.409 (63.1%)	4.127 (71.8%)	<b>3.571</b> <b>(75.6%)</b>	55.021	<b>2.398</b>	3.057	4.007
Manjil	9.113	7.580 (16.8%)	3.027 (66.8%)	2.584 (71.6%)	<b>2.092</b> <b>(77%)</b>	36.659	<b>1.218</b>	1.566	1.749
<b>Moyenne</b>	12.613	9.648 (23.5%)	4.629 (63.3%)	3.774 (70.1%)	<b>2.947</b> <b>(76.6%)</b>	46.627	<b>2.115</b>	2.725	3.293

Note : les valeurs en gras indiquent les meilleures pour chaque enregistrement sismiques

Tableau 5.16. Réponse de pic pour une suite de 8 mouvements sismiques pour un bâtiment de référence à 3 étages

Réponse Séisme	Accélération (g)					Effort tranchant / $W$				
	NC	TMD		TMDI		NC	TMD		TMDI	
		$(i_d=3)$	$(i_d=3, i_b=2)$	$(i_d=3, i_b=1)$	$(i_d=3, i_b=0)$		$(i_d=3)$	$(i_d=3, i_b=2)$	$(i_d=3, i_b=1)$	$(i_d=3, i_b=0)$
Nahanni	2.001	1.717 (14.2%)	1.542 (22.9%)	1.473 (26.4%)	<b>1.212</b> <b>(39.4%)</b>	1.435	1.393 (2.9%)	1.392 <b>(3%)</b>	1.587 (-10.6%)	1.728 (-20.4%)
Superstition Hills	1.674	1.584 (5.4%)	0.773 (53.8%)	0.651 (61.1%)	<b>0.589</b> <b>(64.8%)</b>	0.906	0.854 (5.7%)	0.533 (41.2%)	0.472 (47.9%)	0.392 <b>(56.7%)</b>
Kocaeli	1.000	0.723 (27.7%)	0.305 (69.5%)	0.314 (68.6%)	<b>0.277</b> <b>(72.3%)</b>	0.512	0.398 (22.3%)	0.231 (54.9%)	0.245 (52.1%)	0.187 <b>(63.5%)</b>
Chi-Chi	2.479	1.705 (31.2%)	0.973 (60.8%)	0.870 (64.9%)	<b>0.696</b> <b>(71.9%)</b>	1.510	1.079 (28.5%)	0.707 (53.2%)	0.629 (58.3%)	0.435 <b>(71.2%)</b>
San Fernando	4.664	3.685 (21%)	1.930 (58.6%)	1.738 (62.7%)	<b>1.472</b> <b>(68.4%)</b>	2.746	2.233 (18.7%)	1.583 (42.4%)	1.275 (53.6%)	1.054 <b>(61.6%)</b>
Friuli	1.681	1.267 (24.6%)	0.696 (58.6%)	0.655 (61%)	<b>0.580</b> <b>(65.5%)</b>	1.000	0.634 (36.6%)	0.513 (48.7%)	0.502 (49.8%)	0.393 <b>(60.7%)</b>
Loma Prieta	2.411	1.817 (24.6%)	1.030 (57.3%)	0.832 (65.5%)	<b>0.696</b> <b>(71.1%)</b>	1.393	1.036 (25.6%)	0.703 (49.5%)	0.580 (58.4%)	0.476 <b>(65.8%)</b>
Manjil	1.374	1.148 (16.4%)	0.596 (56.6%)	0.554 (59.7%)	<b>0.423</b> <b>(69.2%)</b>	0.830	0.690 (16.9%)	0.462 (44.3%)	0.423 (49%)	0.288 <b>(65.3%)</b>
<b>Moyenne</b>	2.161	1.706 (21.1%)	0.981 (54.6%)	0.886 (59%)	<b>0.743</b> <b>(65.6%)</b>	1.291	1.039 (19.5%)	0.765 (40.7%)	0.714 (44.7%)	0.619 <b>(52.1%)</b>

Note :  $W$ - est le poids total de la structure  $W=m_{tot} g$ , and  $g$  est l'accélération due à la gravité

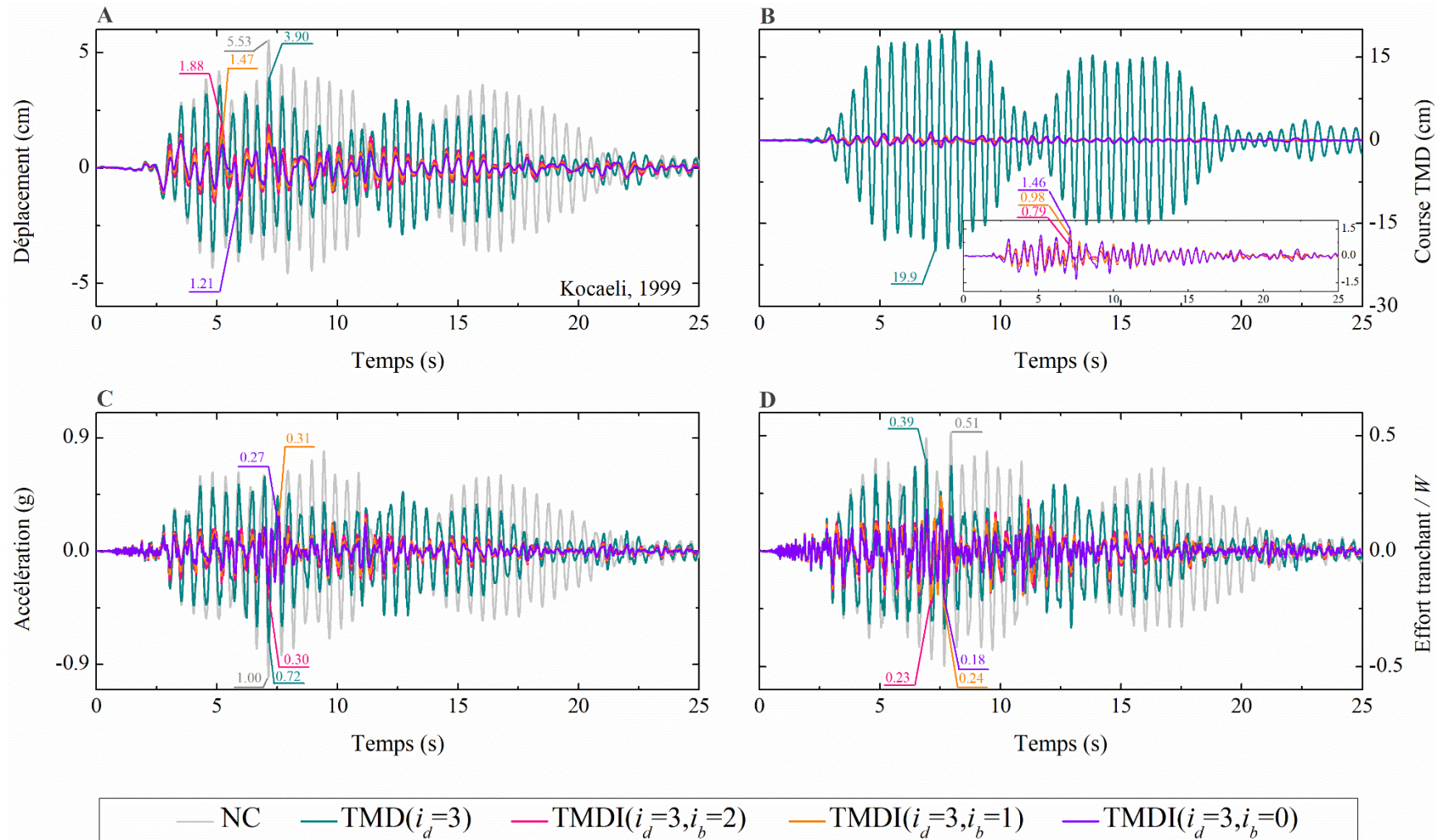


Figure 5.6 Réponse en histoire de temps non contrôlée et contrôlée de (A) déplacement au sommet ; (B) course TMD ; (C) accélération au sommet, et (D) effort tranchant à la base sous le séisme de Kocaeli, 1999 d'un bâtiment de référence de 3 étages

une réduction de plus de 76% et 65% du déplacement et de l'accélération de la réponse de pic par rapport à la réponse de pic non contrôlée correspondante.

En plus du déplacement de pic au dernier étage (au sommet) ainsi que de l'accélération, une autre quantité importante d'intérêt pour la conception pratique des amortisseurs de masse/inertiel est ce qu'on appelle la course de pic de la masse secondaire, c'est-à-dire le déplacement de pic relatif de la masse TMD/TMDI par rapport à l'étage auquel la masse est attachée. Cela s'explique par le fait que les exigences accrues en matière de course de TMDI nécessitent un plus grand espace pour placer un TMDI en toute sécurité dans la structure hôte, de sorte qu'il n'y ait pas de martèlement/collision local. Pour la structure de cas d'étude, la course de pic est calculée par  $x_5(t) - x_{i_d}(t)$  qui est collecté.

Dans le tableau 5.16, on constate que tous les scénarios TMDI donnent un déplacement plus faible que le scénario TMD. Cela est dû à la masse physique plus faible et à l'inertance majeure, ce qui entraîne un déplacement plus faible du dispositif, en l'occurrence le TMDI. Notamment, cet aspect peut être particulièrement avantageux dans des cas pratiques où l'espace destiné à accueillir le dispositif est limité, **Masnata et al [138]**. Ces résultats sont en accord avec les résultats décrits par **Di Matteo et al [183]**, **Petrini et Giaralis [184]**. Les observations ci-dessus en termes de réponse de pic sont confirmées par les historiques temporels des réponses montrées dans la figure 5.6.

L'effort de cisaillement maximal à la base du bâtiment de référence contrôlé et non contrôlé est également illustré pour les huit enregistrements sismiques. La réponse et la réduction correspondante sont données dans le tableau 5.16. Les mauvaises performances de réduction sont obtenues pour les deux scénarios TMDI ( $i_d=3, i_b=1$ ) et TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ ) dans le cas du mouvement sismique de Nahanni, en raison de la nature fortement impulsive de cet accélérogramme. Comme attendu, la réduction maximale de l'effort tranchant moyen à la base est obtenue par TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ ), égale à 52%.

Enfin, la figure 5.7 représente la force maximale développée dans l'inertier en fonction de chaque mouvement sismique ; cette force est donnée par  $F = b(\ddot{x}_d - \ddot{x}_b)$  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 l'avant-dernier étage.



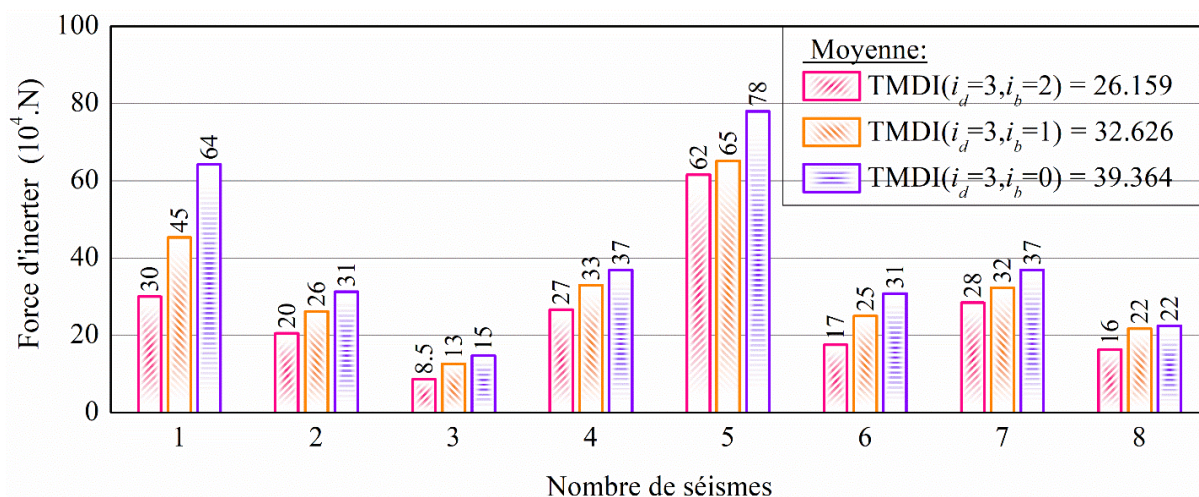


Figure 5.7 Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertier des trois scénarios TMDI soumis aux huit séismes naturels

Autant l'abaissement du niveau inférieur où l'inertier est connecté, autant l'augmentation de la force de l'inertier est constatée. C'est parce que l'accélération relative devient plus élevée. La force d'inertier maximale la plus élevée est obtenue par TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ ) sous le mouvement sismique de San Fernando. Le pic moyen de la force d'inertier pour les scénarios TMDI ( $i_d=3, i_b=2$ ), TMDI ( $i_d=3, i_b=1$ ) et TMDI ( $i_d=3, i_b=0$ ) est respectivement de  $26 \times 10^4$  N,  $32 \times 10^4$  N et  $39 \times 10^4$  N.

### 5.5.1.2 Cas d'étude II

Le bâtiment de référence est un bâtiment réel de 5 étages dont les caractéristiques dynamiques sont indiquées dans le tableau 5.2. Cependant, le bâtiment modélisé en tant que portique auto stable à un degré de liberté en translation à chaque étage, comme le montre la figure 5.8 (cas d'étude II). Ce bâtiment a été largement utilisé dans la littérature pour étudier l'emploi de dispositifs de contrôle passif de l'amortisseur avec inertier accordée (*tuned inerter damper TID*), **Ye et Nyangi [172]**, **Shen et al [173]**. Trois scénarios de TMDI sont comparés au dispositif TMD le plus courant afin d'étudier lequel de ces quatre scénarios est le plus performant en termes de réponse structurelle (voir, Figure 5.8b-5.8e), dont les paramètres de conception optimaux sont listés dans le Tableau 5.12 et qui sont déterminés en utilisant la procédure d'optimisation AG. Les performances de contrôle du TMDI, ainsi que des scénarios contrôlés par le TMD, ont été réalisés dans le domaine fréquentiel puis dans le domaine temporel à l'aide d'un ensemble de huit excitations sismiques présentant différentes caractéristiques et provenant de l'ensemble FEMA P695 décrit en détail dans la section 5.2, **Council [180]**. Une analyse fréquentielle est développée afin de comprendre le

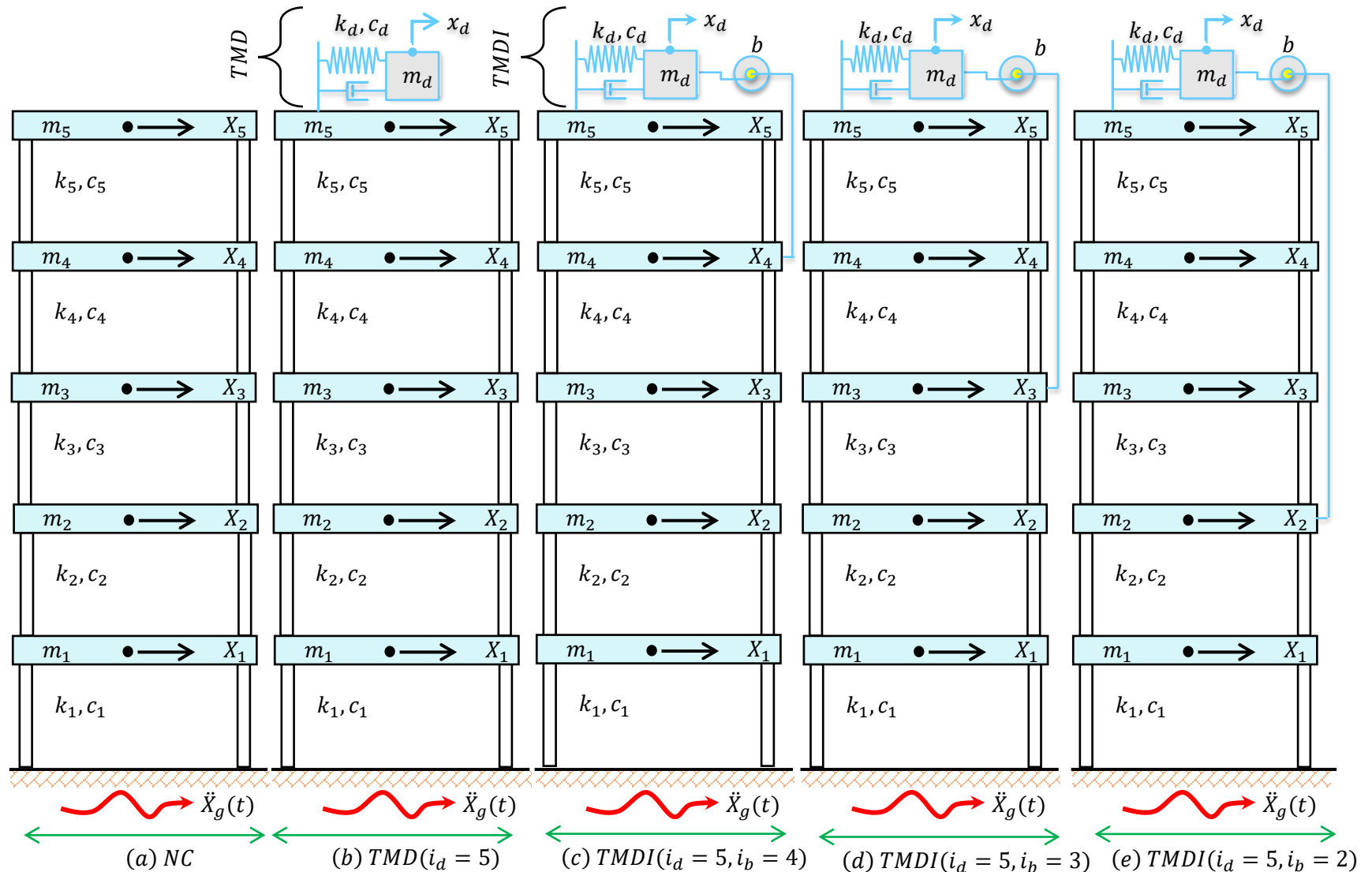


Figure 5.8 Modèle de bâtiment de référence à 5 étages installé avec TMD ( $i_d=5$ ), installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ), et installé avec TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ).

comportement dynamique de chaque scénario de contrôle. La fonction de transfert du déplacement et de l'accélération du bâtiment de référence sans contrôle est comparée à celle du bâtiment de référence contrôlé équipé de différents scénarios TMDI et TMD, respectivement, au dernier étage du bâtiment de référence à 5 étages, comme le montre la figure 5.9. Les premiers pics de déplacement, ainsi que la fonction de transfert d'accélération du bâtiment original non contrôlé, du bâtiment contrôlé avec le scénario TMD, et avec les scénarios TMDI, apparaissent autour de  $\omega / \omega_1 = 1$ , ce qui signifie autour de la première fréquence naturelle  $\omega_1 = \omega$  (6.33 rad/s, cohérent avec 1.008 Hz rapporté dans le Tableau 5.2). Comme on peut le constater, la présence d'un dispositif de contrôle passif a réduit l'amplitude de la réponse en fréquence du bâtiment de référence non contrôlé (NC).

Enfin, selon l'analyse de fréquence, pour les différents scénarios de contrôle, le scénario de contrôle TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ) est le système de contrôle structurel le plus efficace, suivi par le scénario de contrôle TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ) pour réduire à la fois le déplacement et l'amplitude de la réponse d'accélération dont les rapports de masse physique sont les mêmes que ceux du TMD en comparaison avec le TMD.

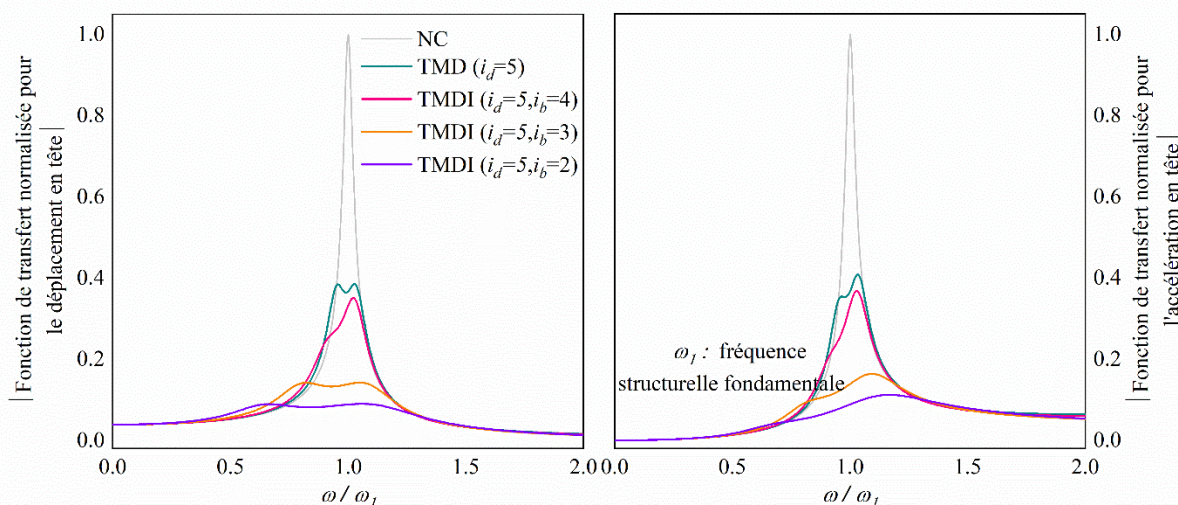


Figure 5.9 Fonction de transfert de fréquence du déplacement (gauche) et de l'accélération (droite) du bâtiment de référence à 5 étages pour les cas NC, TMD ( $i_d=5$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), ( $i_d=5, i_b=3$ ), et ( $i_d=5, i_b=2$ )

Pour valider encore l'efficacité du contrôle des différents scénarios du TMD/TMDI, une analyse de l'histoire temporelle du bâtiment de référence soumis à huit excitations sismiques réels (mesurés lors des séismes de 1985 Nahanni, 1987 Superstition, 1999 Kocaeli, 1999 Chi-Chi, 1971 San

Fernando, 1976 Friuli, 1989 Loma Prieta, et 1990 Manjil) est effectuée. Les informations sur les mouvements sismiques sont résumées dans le tableau 5.7 et la figure 5.2. Cinq quantités de réponse : (a) le déplacement maximal du dernier étage, (b) la course maximale des TMD/TMDI, (c) l'accélération maximale du dernier étage, (d) l'effort de cisaillement maximal à la base, et (e) la force maximale d'inertie sont évaluées et comparées pour évaluer la performance de contrôle de la structure lors d'actions sismiques. Les comparaisons des cinq quantités de réponse pour les structures non contrôlées NC, TMD ( $i_d=5$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ), et TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ) contrôlées sont présentées dans le tableau 5.17 et la figure 5.10, respectivement. Par rapport au cas non-contrôlé, les pourcentages de réduction obtenus sont indiqués entre parenthèses: une valeur négative indique une amplification ; une valeur positive signifie une réduction.

Le pourcentage moyen de réduction du déplacement pour les scénarios TMD ( $i_d=5$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ), et TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ) est respectivement de  $\sim 10\%$ ,  $\sim 15\%$ ,  $34\%$ , et  $\sim 48\%$ . On constate que la plus forte réduction du déplacement de pic moyen est obtenue par le scénario de contrôle TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ). La plus forte diminution du déplacement maximal du bâtiment de référence est obtenue pour le TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ) soumis à séisme Kocaeli.

D'autre part, le pourcentage moyen de réduction de l'accélération pour les scénarios TMD ( $i_d=5$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ), et TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ )  $\sim 10\%$ ,  $\sim 16\%$ ,  $\sim 24\%$ , est de  $\sim 29\%$ , respectivement. On constate que la plus forte réduction de l'accélération de pic moyenne est obtenue par le scénario de contrôle TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ). En regardant les valeurs maximales de chaque séisme, la plus forte diminution de l'accélération maximale du bâtiment de référence est obtenue pour le scénario de contrôle TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ) soumis au séisme Kocaeli. Au contraire, la meilleure performance de la réduction de la réponse du scénario de contrôle avec TMD ( $i_d=5$ ) est observée pour le séisme de Manjil. On observe également une variation de la performance supérieure des différents scénarios de contrôle avec TMDI par rapport au scénario de contrôle avec TMD et à celui sans contrôle.

En particulier, un point important que nous étudions est la quantification de la course maximale de la masse supplémentaire dans les scénarios TMD/TMDI, qui est d'une importance significative pour l'applicabilité pratique du dispositif d'amortissement TMD/TMDI. Dans tous les cas, l'inclusion d'un inerter est très bénéfique pour réduire le déplacement relatif de la masse attachée ; cette réduction est plus importante pour les masses attachées plus petites. De plus, les scénarios de contrôle avec TMDI affectent l'amplitude de la course.

Tableau 5.17 Suite

Réponse Séisme	Déplacement (cm)				Course TMD (cm)				
	NC	TMD	TMDI		TMD	TMDI			
		( $i_d=5$ )	( $i_d=5, i_b=4$ )	( $i_d=5, i_b=3$ )	( $i_d=5, i_b=2$ )	( $i_d=5$ )	( $i_d=5, i_b=4$ )	( $i_d=5, i_b=3$ )	( $i_d=5, i_b=2$ )
Nahanni	21.410	18.559 (13.3%)	16.493 (23%)	11.224 (47.6%)	<b>8.951</b> <b>(58.2%)</b>	89.395	5.564	<b>4.198</b>	4.560
Superstition Hills	18.570	17.279 (7%)	16.465 (11.3%)	13.066 (29.6%)	<b>9.969</b> <b>(46.3%)</b>	71.471	4.933	<b>4.303</b>	5.905
Kocaeli	13.970	10.696 (23.4%)	9.242 (33.8%)	5.346 (61.7%)	<b>4.439</b> <b>(68.2%)</b>	61.976	3.462	<b>2.019</b>	2.431
Chi-Chi	22.811	21.846 (4.2%)	21.355 (6.4%)	17.119 (25%)	<b>12.148</b> <b>(46.7%)</b>	85.519	6.021	<b>5.821</b>	6.515
San Fernando	30.307	29.021 (4.2%)	27.479 (9.3%)	20.615 (32%)	<b>15.635</b> <b>(48.4%)</b>	121.766	7.635	<b>8.206</b>	9.230
Friuli	9.060	8.703 (3.9%)	7.989 (11.8%)	5.895 (34.9%)	<b>4.361</b> <b>(51.9%)</b>	30.436	<b>2.179</b>	2.639	3.180
Loma Prieta	17.086	15.786 (7.6%)	15.450 (9.6%)	15.718 (8%)	<b>13.784</b> <b>(19.3%)</b>	75.393	<b>4.364</b>	5.376	8.702
Manjil	11.443	8.985 (21.5%)	8.796 (23.1%)	6.474 (43.4%)	<b>5.780</b> <b>(49.5%)</b>	38.617	2.142	<b>2.128</b>	2.832
<b>Moyenne</b>	18.082	16.360 (9.5%)	15.409 (14.8%)	11.932 (34%)	<b>9.383</b> <b>(48.1%)</b>	71.821	4.537	<b>4.336</b>	5.419

Note : les valeurs en gras indiquent les meilleures pour chaque enregistrement sismique

Tableau 5.17 Réponse de pic pour une suite de 8 mouvements sismiques pour un bâtiment de référence à 5 étages

Réponse Séisme	Accélération (g)					Effort tranchant/W				
	NC	TMD ( $i_d=5$ )	TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ) ( $i_d=5, i_b=3$ ) ( $i_d=5, i_b=2$ )		NC	TMD ( $i_d=5$ )	TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ) ( $i_d=5, i_b=3$ ) ( $i_d=5, i_b=2$ )		NC	
Nahanni	1.411	1.296 (8.2%)	1.289 (8.6%)	<b>1.176</b> <b>(16.7%)</b>	1.222 (13.4%)	1.264	1.188 (6%)	<b>1.199</b> <b>(5.1%)</b>	1.275 (-0.9%)	1.258 (0.5%)
Superstition Hills	0.782	0.672 (14.1%)	<b>0.640</b> <b>(18.2%)</b>	0.685 (12.4%)	0.653 (16.5%)	0.537	0.500 (6.9%)	<b>0.460</b> <b>(14.3%)</b>	0.519 (3.4%)	0.547 (-1.9%)
Kocaeli	0.634	0.526 (17%)	0.474 (25.2%)	0.356 (43.8%)	<b>0.289</b> <b>(54.4%)</b>	0.456	0.388 (14.9%)	0.383 (16%)	0.290 (36.4%)	<b>0.253</b> <b>(44.5%)</b>
Chi-Chi	1.247	1.196 (4.1%)	1.070 (14.2%)	0.877 (29.7%)	<b>0.783</b> <b>(37.2%)</b>	0.716	0.684 (4.5%)	0.681 (4.9%)	0.668 (6.7%)	<b>0.648</b> <b>(9.5%)</b>
San Fernando	2.052	1.776 (13.5%)	1.623 (20.9%)	<b>1.485</b> <b>(27.6%)</b>	1.490 (27.4%)	1.498	1.219 (18.6%)	<b>1.140</b> <b>(23.9%)</b>	1.248 (16.7%)	1.212 (19.1%)
Friuli	0.592	0.558 (5.7%)	0.548 (7.4%)	0.483 (18.4%)	<b>0.372</b> <b>(37.2%)</b>	0.501	0.495 (1.2%)	0.483 (3.6%)	0.357 (28.7%)	<b>0.303</b> <b>(39.5%)</b>
Loma Prieta	1.101	1.084 (1.5%)	1.004 (8.8%)	0.961 (12.7%)	<b>0.880</b> <b>(20.1%)</b>	0.743	0.728 (2%)	0.704 (5.2%)	0.694 (6.6%)	<b>0.679</b> <b>(8.6%)</b>
Manjil	0.613	0.479 (21.9%)	0.444 (27.6%)	0.369 (39.8%)	<b>0.331</b> <b>(46%)</b>	0.349	0.296 (15.2%)	0.320 (8.3%)	<b>0.279</b> <b>(20.1%)</b>	0.297 (14.9%)
<b>Moyenne</b>	1.054	0.948 (10.1%)	0.887 (15.8%)	0.799 (24.2%)	<b>0.752</b> <b>(28.7%)</b>	0.758	0.687 (9.4%)	0.671 (11.5%)	0.666 (12.1%)	<b>0.650</b> <b>(14.2%)</b>

Note :  $W$ - est le poids total de la structure  $W=m_{tot} g$ , and  $g$  est l'accélération due à la gravité

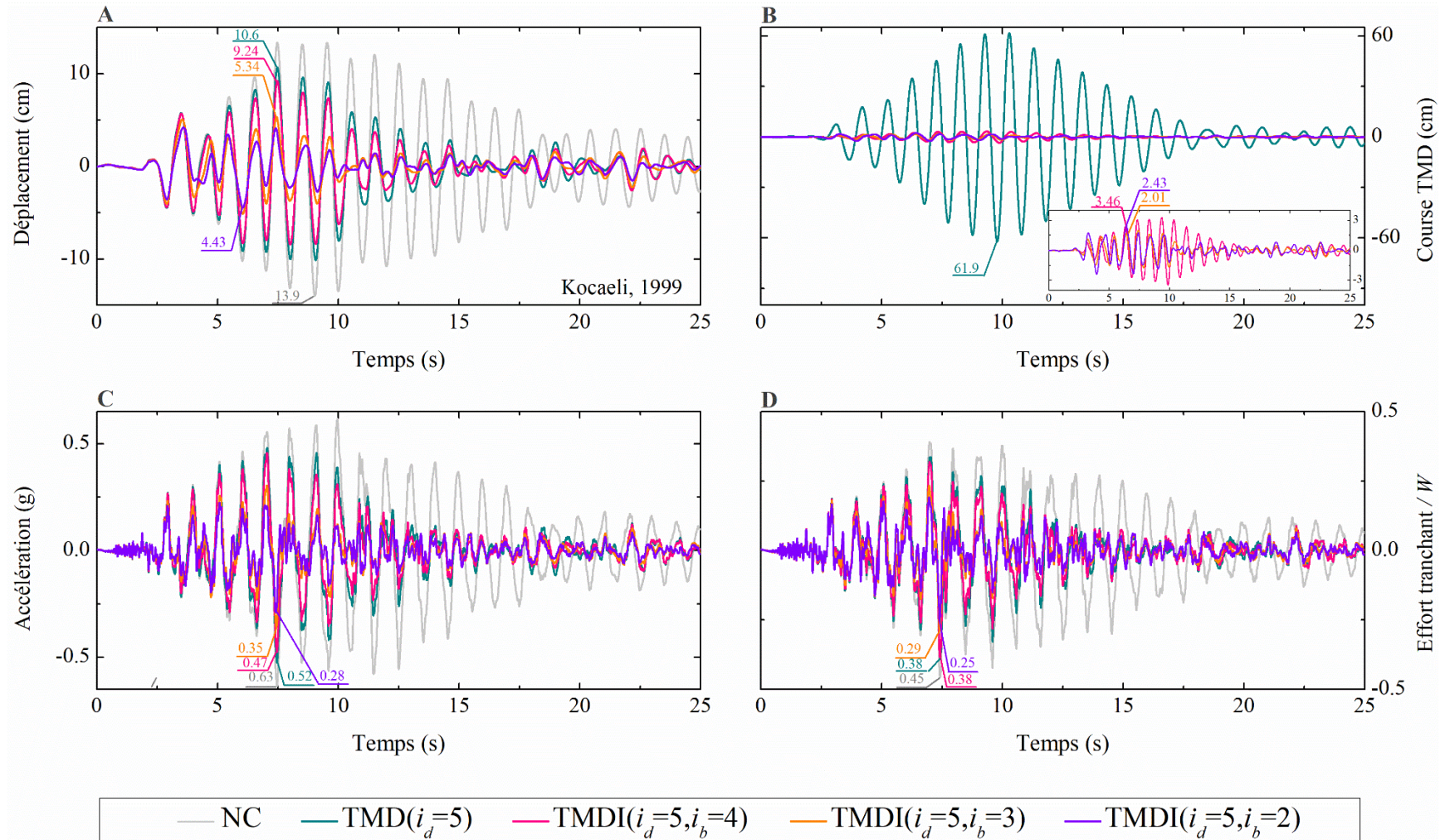
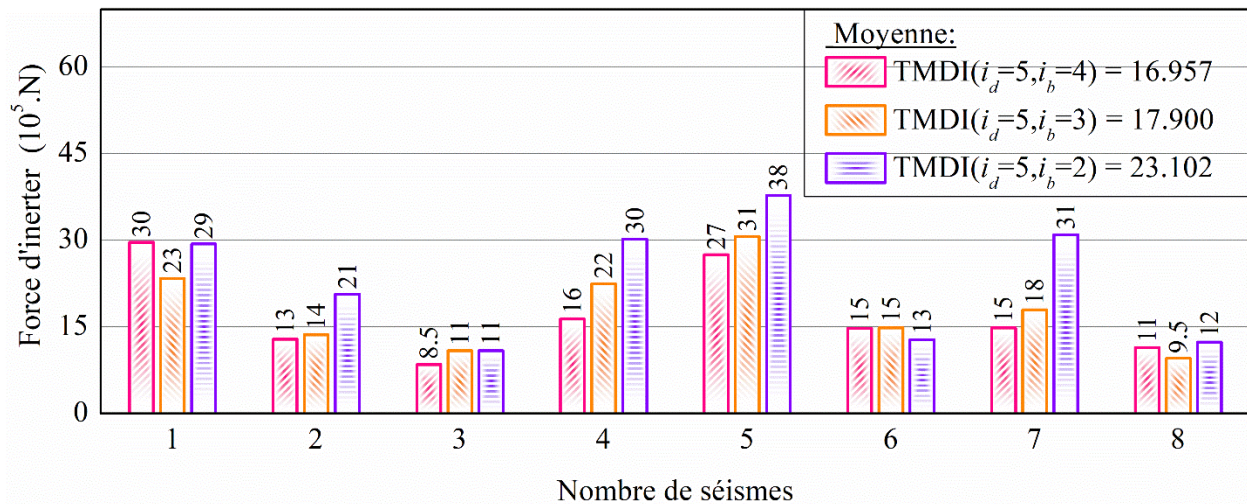


Figure 5.10 Réponse historique temporelle non contrôlée et contrôlée de (A) déplacement au sommet ; (B) course TMD ; (C) accélération au sommet, et (D) effort tranchant à la base sous le séisme de Kocaeli, 1999 d'un bâtiment de référence de 5 étages

Il est intéressant de noter qu'une grande course de TMD/TMDI peut être inacceptable, nécessitant ainsi un grand espace dans le bâtiment pour accueillir la demande de déplacement de cette masse secondaire, **De Domenico et Ricciardi [14]**. L'effort de cisaillement maximal à la base des différents scénarios de contrôle TMD/TMDI et sans contrôle du bâtiment de référence est étudié pour huit enregistrements sismiques réels dont le contenu fréquentiel est différent. Les valeurs maximales et les pourcentages de réduction par rapport à la réponse sans contrôle sont indiqués dans le tableau 5.17.

La plus mauvaise performance de réduction est obtenue pour TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ) durant le séisme de superstition Hills, qui est d'environ  $\sim -2\%$ . Alors que, la meilleure réduction est atteinte par un TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ) durant le séisme de Kocaeli, qui est d'environ  $\sim 44\%$ . En moyenne, tous les scénarios de contrôle TMD/TMDI ont des performances presque similaires avec une brève supériorité pour le TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ). Les observations ci-dessus en termes de réponse maximales sont confirmées par les historiques temporels des quantités de réponse comme ceux montrés dans la figure 5.10.

La réduction de la course décrite ci-dessus est facilement attribuée à la force d'inertier  $F = b(\ddot{x}_d - \ddot{x}_b)$  appliquée à la masse attachée  $m_d$ , sur la base de considérations relatives à l'équilibre des forces. À cet égard, il est important de mesurer la valeur maximale de cette force, car elle doit être absorbée localement par la structure principale au niveau d'étage  $i_b$ . A cette fin, dans la Figure 5.11, la force maximale de l'inertier est tracée en fonction du rapport d'inertance pour des rapports de masse attachée  $\mu$  et un rapport d'inertance  $\beta$  fixes.





*Figure 5.11 Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertier des trois scénarios TMDI soumis aux huit séismes naturels*

En ce qui concerne les valeurs réelles de la force maximum TMDI pour la structure de cas d'étude et l'intensité sismique, il est observé que la force d'inertier varie et s'étend de  $8.5 \times 10^5$  N à  $38 \times 10^5$  N dépendant principalement de la masse attachée et d'une manière plus faible des scénarios TMDI. En regardant la légende à la Figure 5.11 dont la moyenne est indiquée pour les scénarios de contrôle avec TMDI ( $i_d=5, i_b=4$ ), TMDI ( $i_d=5, i_b=3$ ) et TMDI ( $i_d=5, i_b=2$ ) sont  $\sim 17 \times 10^5$  N,  $\sim 18 \times 10^5$  N et  $23 \times 10^5$  N, respectivement.

### 5.5.1.3 Cas d'étude III

Le troisième bâtiment utilisé comme cas d'étude N° III est un bâtiment de référence réel à 8 étages qui peut être modélisé comme un système à plusieurs degrés de liberté (NDDL) avec un seul degré de liberté en translation à chaque étage, comme le montre la figure 5.12a. La raison de l'étude de plusieurs cas I, II et III (3 étages, 5 étages et 8 étages) est de couvrir une large variété de structures avec diverses fréquences. La figure 5.13 présente une variation de la période naturelle dominante en fonction du nombre d'étages ou de la hauteur du bâtiment. Des informations détaillées sur le bâtiment de 8 étages se trouvent dans le tableau 5.3. Ce bâtiment a été employé par **Yang et al [175]**, **Yang et al [176]** et **Yang et al [174]** pour étudier l'amortisseur de masse accordée (TMD), l'amortisseur de masse actif (AMD), le système d'isolation sismique à la base (BIS), etc.

Dans ce cas d'étude, des scénarios de contrôle passif différents sont entrepris pour évaluer l'efficacité du TMDI par rapport au TMD pour la même masse fixe attachée en réduisant la réponse structurelle. Ces différents scénarios de contrôle sont présentés de manière schématique dans les Figures 5.12b-5.12e. Notez que le TMDI, ainsi que le dispositif de contrôle passif du TMD, sont modélisés comme un DDL supplémentaire positionné à la partie supérieure du bâtiment.

De cette manière, la force produite par le dispositif inertier est directement liée au paramètre d'inertance  $b$  et proportionnelle à l'accélération relative du dispositif, **Masnata et al [138]**. À cet égard, les paramètres de conception optimaux du TMD, ainsi que du bâtiment équipé du TMDI, peuvent être trouvés directement à l'aide d'algorithmes de minimisation numérique bien connus, appelés algorithmes génétiques (AG), dont la procédure consiste uniquement à minimiser la fonction objective sélectionnée (voir le tableau 5.12). Enfin, l'influence du TMDI par rapport à le

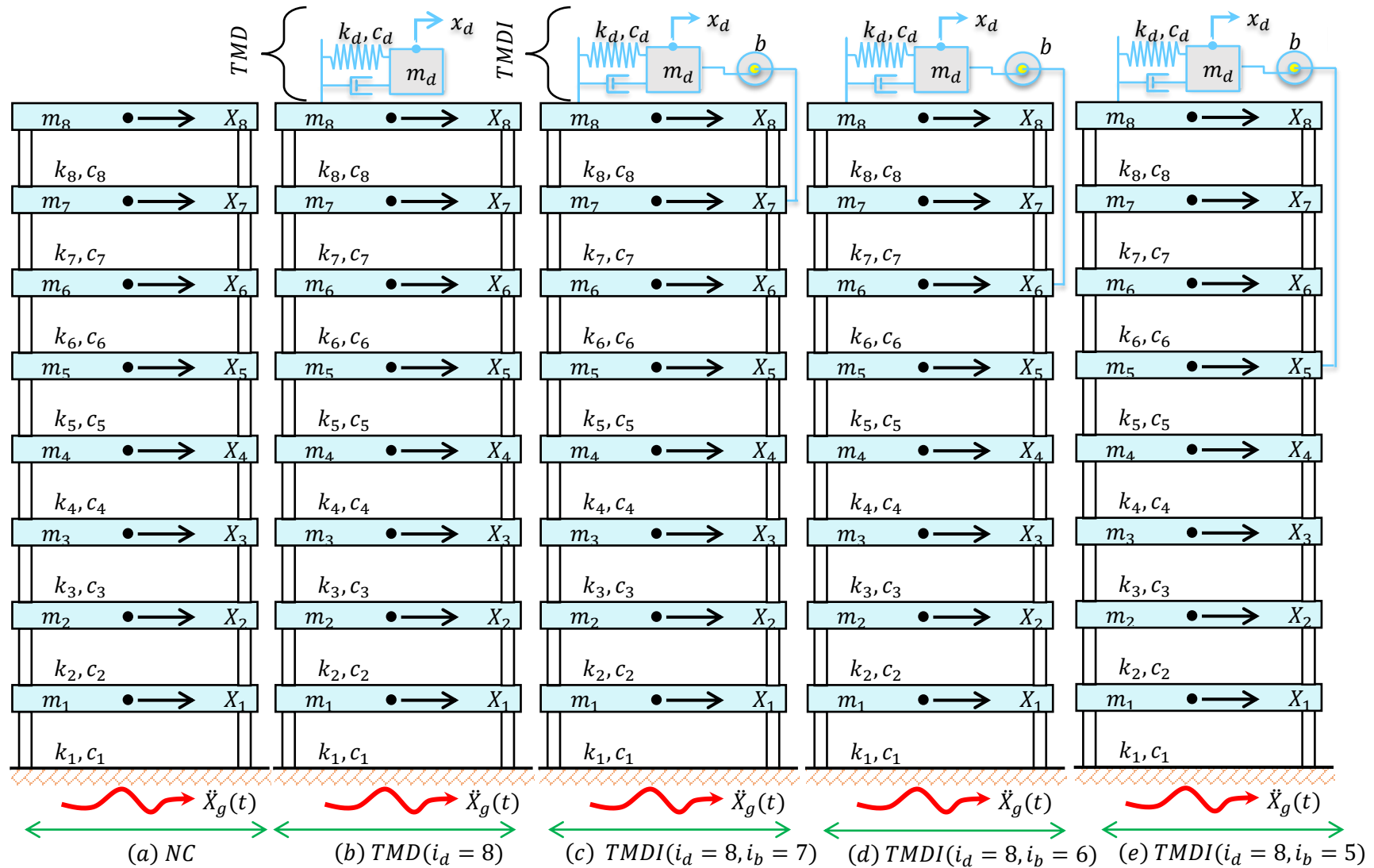


Figure 5.12 Modèle de bâtiment de référence à 8 étages installé avec TMD ( $i_d=8$ ), installé avec TMDI ( $i_d=8, i_b=7$ ), installé avec TMDI ( $i_d=8, i_b=6$ ), installé avec TMDI ( $i_d=8, i_b=5$ ).

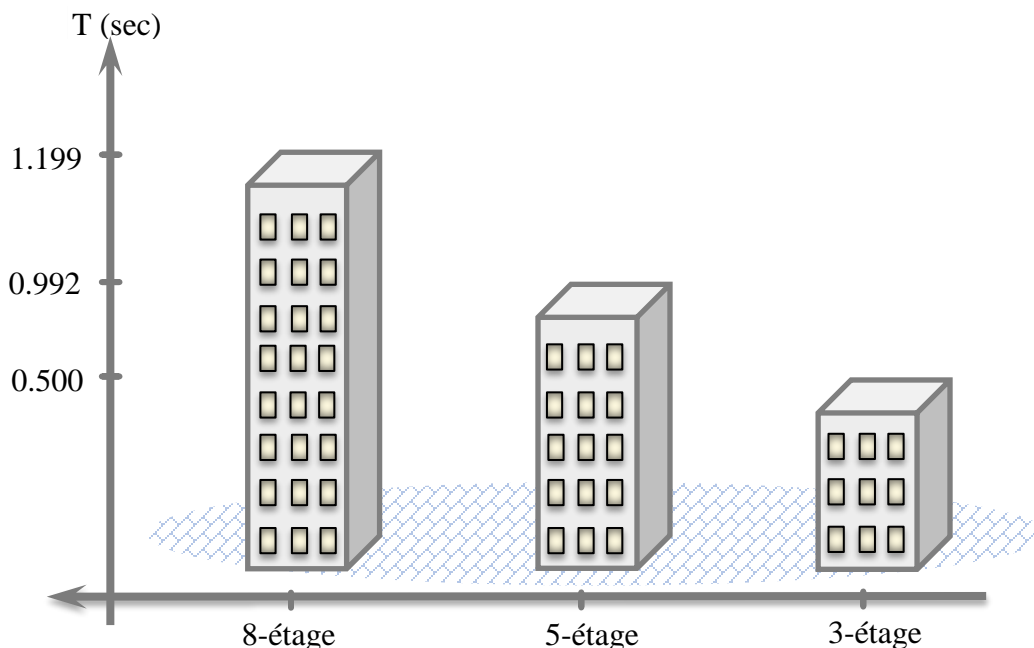


Figure 5.13 L'effet de la période naturelle dominante par rapport à la hauteur du bâtiment

TMD du bâtiment de référence sur la performance du contrôle est étudiée en détail dans le domaine temporel et ensuite dans le domaine fréquentiel.

Les connaissances en matière d'analyse dans le domaine fréquentiel et temporel peuvent fournir des informations préliminaires, utiles pour comprendre la dynamique du système et son comportement. L'efficacité des différents scénarios de contrôle de TMD et TMDI utilisés dans le bâtiment de référence de 8 étages étudié pour réduire le déplacement, l'accélération et l'effort de cisaillement à la base sous les séismes Nahanni, 1985 ; Superstition, 1987 ; Kocaeli, 1999 ; Chi-Chi, 1999 ; San Fernando, 1971 ; Friuli, 1976 ; Loma Prieta, 1989 ; et Manjil, 1990. Les quantités de réponse sans contrôle pour le bâtiment de référence sont données dans le tableau 5.18. Ce tableau montre le pourcentage de réduction des quantités de réponse contrôlées par rapport à l'absence de contrôle (NC) pour les différents séismes réels considérés. Notons qu'une valeur positive signifie une réduction ; une valeur négative indique une amplification.

Le déplacement maximum dans le bâtiment de référence est réduit en installant le TMDI ( $i_d=8, i_b=5$ ) suivi du TMDI ( $i_d=8, i_b=6$ ). Néanmoins, le TMD ( $i_d=8$ ) a montré une performance presque similaire à celle du TMDI ( $i_d=8, i_b=6$ ) et même sous les différents excitations sismiques, supérieure et meilleure. En outre, une réduction maximale du déplacement de 68% est obtenue en installant le TMDI ( $i_d=8, i_b=5$ ) soumis au séisme de Manjil . Une confirmation de cette observation

peut être faite en regardant le pourcentage moyen de réduction du déplacement pour les scénarios de contrôle TMD ( $i_d=8$ ), TMDI ( $i_d=8, i_b=7$ ), TMDI ( $i_d=8, i_b=6$ ), et TMDI ( $i_d=8, i_b=5$ ) sont respectivement ~15%, ~12%, ~28%, et ~43%. Il est utile de mentionner que le TMD ( $i_d=8$ ) fournit une réduction de réponse légèrement meilleure que le TMDI ( $i_d=8, i_b=7$ ). Cela est dû au fait que, d'une part, le résultat est moyen pour différents mouvements sismiques, et que l'efficacité des différents scénarios de contrôle n'est pas uniforme pour tous les types d'excitations sismiques, c'est-à-dire que les caractéristiques d'excitations sismiques ont une grande influence sur la réponse et son contrôle. On observe que le scénario de contrôle TMDI ( $i_d=8, i_b=5$ ) fournit une réduction supplémentaire de 30 % des réponses par rapport au scénario de contrôle TMD ( $i_d=8$ ).

L'accélération maximum du bâtiment de référence est réduite en installant un TMDI dans différents scénarios de contrôle ainsi qu'un TMD, avec une amélioration ascendante de la performance sauf dans le scénario de contrôle TMD ( $i_d=8$ ). Ceci peut être confirmé en regardant la réponse moyenne de l'accélération. Bien que les trois scénarios des TMDIs étudiés soient efficaces, la réduction maximale de la réponse sismique est obtenue en installant le TMDI ( $i_d=8, i_b=5$ ) dans le bâtiment de référence. Lorsque le bâtiment de référence est soumis aux enregistrements sismiques, le TMDI ( $i_d=8, i_b=5$ ) a fourni la meilleure performance en réduisant l'accélération absolue de 13% à 68%. On constate que, bien que la fonction objective soit définie pour minimiser le déplacement, la réponse en accélération est également réduite de manière significative. Cette observation apparaît clairement dans les moyennes et dans le cas d'étudié III plutôt que dans le reste des cas d'étude (I et II).

L'efficacité du TMD, ainsi que des scénarios de contrôle du TMD, peut être examinée par sa course, qui a été recueillie dans le tableau 5.18, sous différentes excitations sismiques. Notons que le déplacement des TMD/TMDI n'est pas limité, ce qui, dans une structure réelle, pourrait être restrictif pour des raisons pratiques, **Stanikzai et al [5]**.

Dans tous les cas, les performances des trois scénarios de contrôle de TMDI ont toujours été supérieures et ont permis de réduire considérablement la course par rapport au scénario de contrôle de TMD durant les mouvements sismiques considéré. Ceci est attribué au fait que c'est un avantage significatif du TMDI par rapport au TMD. Il relaxe les exigences de la course de l'amortisseur, et l'espace requis entre la masse attachée et la structure primaire pour éviter l'entrechoquement qui est souvent critique dans la conception des TMD, **Giaralis et Petrini [107]**.

Tableau 5.18 Suite

Réponse Séisme	Déplacement (cm)				Course TMD (cm)				
	NC	TMD	TMDI		TMD	TMDI			
		( $i_d=8$ )	( $i_d=8, i_b=7$ )	( $i_d=8, i_b=6$ )	( $i_d=8, i_b=5$ )	( $i_d=8$ )	( $i_d=8, i_b=7$ )	( $i_d=8, i_b=6$ )	( $i_d=8, i_b=5$ )
Nahanni	20.201	16.805 (16.8%)	18.059 (10.6%)	14.749 (27%)	<b>11.275</b> <b>(44.2%)</b>	85.416	3.985	3.413	<b>2.977</b>
Superstition Hills	41.446	37.336 (9.9%)	36.030 (13.1%)	29.490 (28.8%)	<b>19.450</b> <b>(53.1%)</b>	182.511	8.593	6.509	<b>5.933</b>
Kocaeli	11.602	11.501 (0.9%)	11.445 (1.4%)	10.598 (8.7%)	<b>9.223</b> <b>(20.5%)</b>	41.521	2.176	<b>2.172</b>	2.361
Chi-Chi	37.740	31.147 (17.5%)	32.907 (12.8%)	28.147 (25.4%)	<b>26.023</b> <b>(31%)</b>	156.762	8.139	<b>6.157</b>	7.165
San Fernando	45.258	43.215 (4.5%)	42.863 (5.3%)	35.190 (22.2%)	<b>29.413</b> <b>(35%)</b>	174.474	10.609	<b>7.470</b>	8.576
Friuli	9.820	9.502 (3.2%)	9.010 (8.2%)	9.102 (7.3%)	<b>8.492</b> <b>(13.5%)</b>	33.867	<b>2.009</b>	2.100	2.205
Loma Prieta	36.067	30.365 (15.8%)	30.338 (15.9%)	24.683 (31.6%)	<b>18.617</b> <b>(48.4%)</b>	135.955	7.382	<b>5.296</b>	6.405
Manjil	29.707	17.969 (24.4%)	22.461 (24.4%)	13.961 (53%)	<b>9.380</b> <b>(68.4%)</b>	90.542	4.815	2.649	<b>2.276</b>
<b>Moyenne</b>	28.980	24.730 (14.7%)	25.389 (12.4%)	20.740 (28.4%)	<b>16.484</b> <b>(43.1%)</b>	112.631	5.964	<b>4.471</b>	4.737

Note : les valeurs en gras indiquent les meilleures pour chaque enregistrement sismique

Table 5.18 Réponse de pic pour une suite de 8 mouvements sismiques pour un bâtiment de référence à 8 étages

Réponse Séisme	Accélération (g)					Effort tranchant/ $W$				
	NC	TMD ( $i_d=8$ )	( $i_d=8, i_b=7$ )	TMDI ( $i_d=8, i_b=6$ )	( $i_d=8, i_b=5$ )	NC	TMD ( $i_d=8$ )	( $i_d=8, i_b=7$ )	TMDI ( $i_d=8, i_b=6$ )	( $i_d=8, i_b=5$ )
Nahanni	1.848	1.758 (4.9%)	1.275 (31%)	1.098 (40.6%)	<b>0.997</b> <b>(46%)</b>	1.223	1.182 (3.4%)	<b>1.151</b> <b>(5.9%)</b>	1.175 (3.9%)	1.221 (0.2%)
Superstition Hills	1.512	1.457 (3.6%)	1.286 (14.9%)	0.902 (40.3%)	<b>0.622</b> <b>(58.9%)</b>	0.796	0.680 (14.6%)	0.707 (11.2%)	0.590 (25.9%)	<b>0.522</b> <b>(34.4%)</b>
Kocaeli	0.619	0.636 (-2.7 %)	0.445 (28.1%)	0.384 (38%)	<b>0.321</b> <b>(48.1%)</b>	0.315	0.298 (5.4%)	0.295 (6.3%)	0.249 (21%)	<b>0.222</b> <b>(29.5%)</b>
Chi-Chi	1.477	1.311 (11.2%)	1.175 (20.4%)	1.076 (27.1%)	<b>0.828</b> <b>(43.9%)</b>	0.762	0.613 (19.6%)	0.607 (20.3%)	0.574 (24.7%)	<b>0.544</b> <b>(28.6%)</b>
San Fernando	2.798	2.535 (9.4%)	2.035 (27.3%)	1.706 (39%)	<b>1.794</b> <b>(35.9%)</b>	1.640	1.445 (11.9%)	1.486 (9.4%)	<b>1.051</b> <b>(35.9%)</b>	1.116 (32%)
Friuli	0.993	0.973 (2%)	0.752 (24.3%)	0.474 (52.3%)	<b>0.537</b> <b>(45.9%)</b>	0.419	0.420 (-0.2%)	0.415 (1%)	<b>0.409</b> <b>(2.4%)</b>	0.470 (-12.2 %)
Loma Prieta	1.889	1.792 (5.1%)	1.492 (21%)	1.165 (38.3%)	<b>0.847</b> <b>(55.2%)</b>	0.791	0.736 (7%)	0.768 (2.9%)	0.641 (19%)	<b>0.595</b> <b>(24.8%)</b>
Manjil	0.919	0.685 (25.5%)	0.677 (26.3%)	0.475 (48.3%)	<b>0.341</b> <b>(62.9%)</b>	0.538	0.405 (24.7%)	0.419 (22.1%)	0.343 (36.2%)	<b>0.265</b> <b>(50.7%)</b>
<b>Moyenne</b>	1.507	1.393 (7.6%)	1.142 (24.2%)	0.910 (39.6%)	<b>0.786</b> <b>(47.8%)</b>	0.811	0.722 (11%)	0.731 (9.9%)	0.629 (22.4%)	<b>0.619</b> <b>(23.7%)</b>

Note :  $W$ - est le poids total de la structure  $W=m_{tot} g$ , and  $g$  est l'accélération due à la gravité

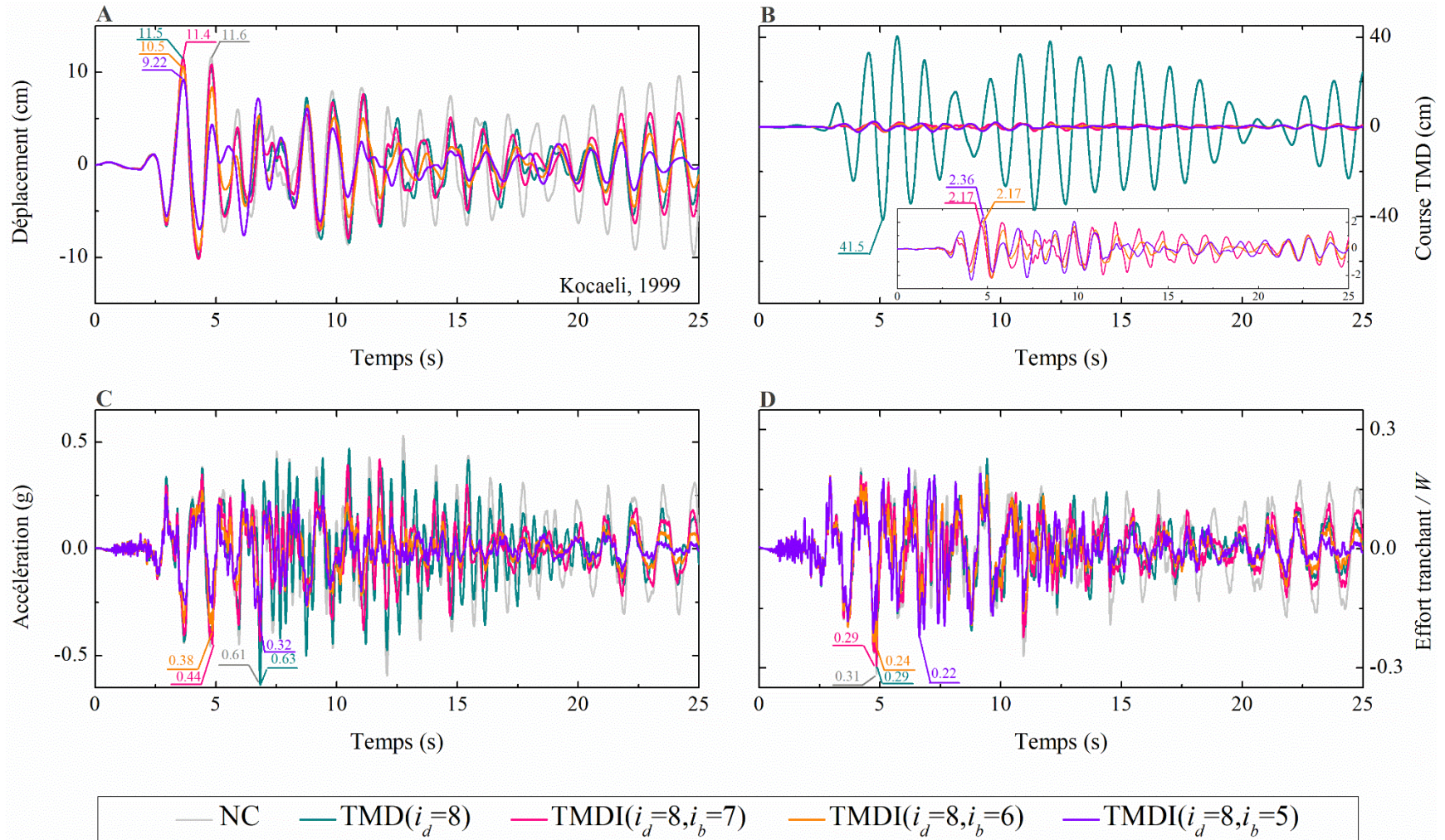


Figure 5.14 Réponse historique temporelle non contrôlée et contrôlée de (A) déplacement au sommet ; (B) course TMD ; (C) accélération au sommet, et (D) effort tranchant à la base sous le séisme de Kocaeli, 1999 d'un bâtiment de référence de 8 étages

Le paramètre crucial dans la conception d'un bâtiment contre les forces sismiques est l'effort de cisaillement à la base. Il est généralement prévu que les scénarios de contrôle de la réponse vibratoire (TMD, TMDI) réduisent l'effort de cisaillement à la base induit dans la structure. Pour la réduction de l'effort de cisaillement à la base, la performance des différents schémas étudiés n'est pas uniforme sous diverses excitations sismiques. Néanmoins, le TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=5$ ) a généralement montré une meilleure performance (l'effort de cisaillement à la base est réduit d'environ 51% sous le séisme de Manjil) par rapport aux autres scénarios de contrôle en l'occurrence TMD ( $i_d=8$ ), TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=7$ ), et TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=6$ ). Dans quelques cas, l'effort de cisaillement à la base dans le scénario de contrôle avec TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=5$ ) peut augmenter par rapport au scénario sans contrôle (NC). On peut le noter pour le séisme du Friuli.

Les tendances des observations ci-dessus en termes de réponse maximum sont encore visualisées à partir des historiques temporels des quantités de réponse décrites dans la figure 5.14.

Etant donné que le bâtiment équipé de TMDI prend en compte trois scénarios de contrôle différents, TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=7$ ), TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=6$ ), et TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=5$ ), il est ici considéré comme essentiel de mesurer les quantités de force de résistance générées par l'inertier. En effet, cette quantité est importante pour la conception pratique. En outre, la magnitude des forces d'inertier est également associée au coût des dispositifs et peut nécessiter des mesures de conception spéciales au niveau des connexions des dispositifs à la structure primaire afin d'accommoder les forces exercées localement en toute sécurité, **Wang et Giaralis [185]**. À cette fin, la figure 5.15 présente les valeurs maximales de la force d'inertier en fonction de diverses excitations sismiques et les différents scénarios de contrôle de TMDI. On constate que la force d'inertier est toujours plus grande. En général, la force d'inertier la plus élevée est de l'ordre de  $12 \times 10^6$  N, ce qui fait référence au scénario de contrôle TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=7$ ) soumis au séisme de Nahanni. Par exemple, la force d'inertier maximale est toujours supérieure au scénario de contrôle TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=7$ ) sauf dans le cas du séisme de Kocaeli. Une confirmation de la supériorité du scénario de contrôle TMDI ( $i_d=8$ ,  $i_b=7$ ) peut être remarquée sur la moyenne obtenue, comme indiqué dans la même figure. Il est intéressant de noter que les trois scénarios de contrôle TMDI ont la même masse d'inertance optimale  $\beta$ , comme le montre le tableau 5.12.



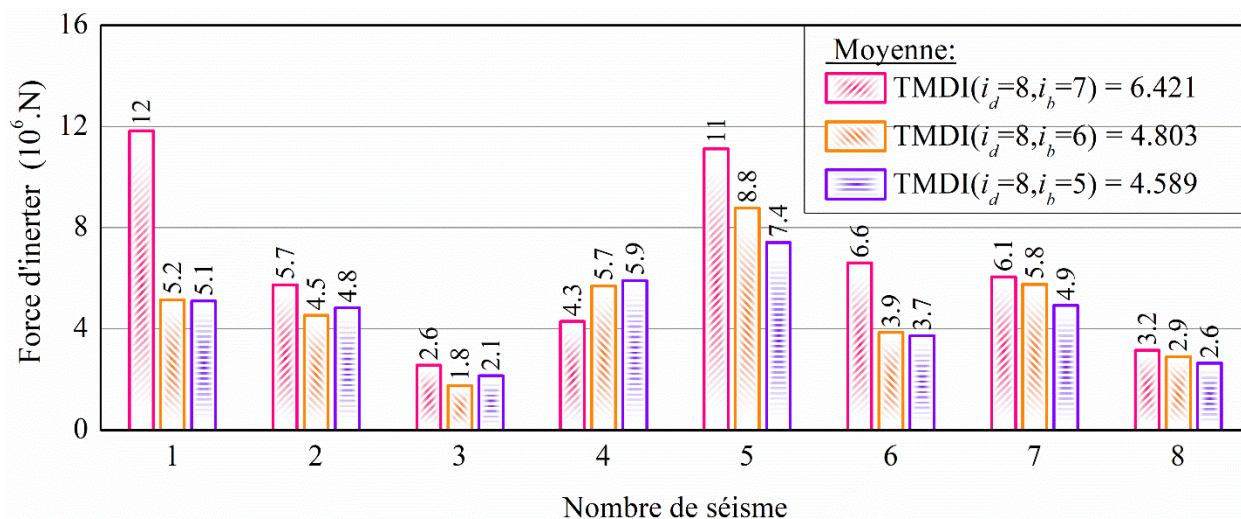


Figure 5.15 Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertier des trois scénarios TMDI soumis aux huit séismes naturels

La différence de performance entre TMDI et TMD dans différents scénarios de contrôle peut être mieux comprise en traçant la courbe de réponse de la fonction de transfert.

En ce qui concerne le domaine des fréquences (la réponse de la fonction de transfert), l'attention est centrée sur le déplacement et l'accélération absolue du bâtiment de référence. La figure 5.13 présente la réponse de la fonction de transfert du déplacement au sommet et la réponse de l'accélération absolue comme un cas exemplaire. Dans ce cas, la bande de fréquences est normalisée par la fréquence dominante du bâtiment  $\omega_1$ . Les fonctions de transfert pour tous les scénarios, y compris l'absence de contrôle (NC), sont normalisées par le pic de la fonction de transfert de l'absence de contrôle (NC). La figure donne une estimation de la réponse de la fonction de transfert pour les quatre scénarios de contrôle et indique l'absence de contrôle à des fins de comparaison. On peut observer que les pics de la fréquence naturelle du premier mode sont divisés en deux pics lorsque les scénarios de contrôle TMD et TMDI sont utilisés. Cependant, les pics de séparation des scénarios de contrôle avec TMDI ( $i_d=8, i_b=7$ ) et TMDI ( $i_d=8, i_b=6$ ) sont difficiles à observer. Par exemple, on constate que le scénario de contrôle TMDI ( $i_d=8, i_b=5$ ) fournit une plus grande réduction du premier pic de résonance jusqu'à 90% dans la fonction de transfert du déplacement et de l'accélération absolue. Encore une fois, le pic de résonance du scénario de contrôle TMD ( $i_d=8$ ) est plus faible par rapport au scénario de contrôle TMDI ( $i_d=8, i_b=7$ ) dans la fonction de transfert du déplacement et de l'accélération absolue ; Ceci pourrait être la raison de la

légère supériorité de la réduction dans les deux moyennes ainsi que sous certains séismes dans le déplacement et l'accélération de la réponse de variation de temps indiqué dans le tableau ci-dessus.

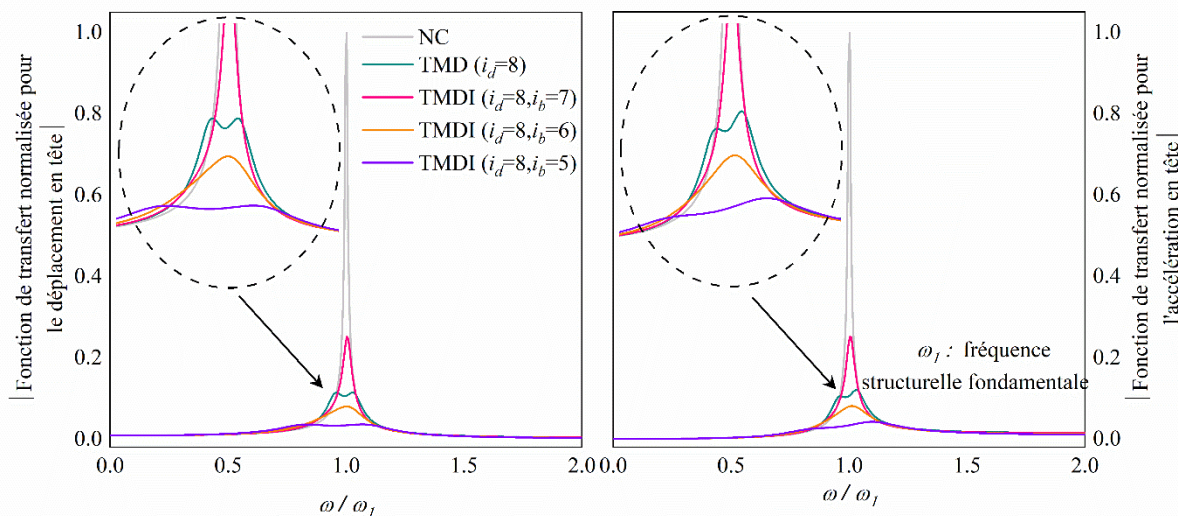


Figure 5.16 Fonction de transfert de fréquence du déplacement (gauche) et de l'accélération (droite) du bâtiment de référence à 8 étages pour les cas NC, TMD ( $i_d=8$ ), TMDI ( $i_d=8, i_b=7$ ), ( $i_d=8, i_b=6$ ), et ( $i_d=8, i_b=5$ )

## 5.5.2 Contrôle de deux bâtiments adjacents

### 5.5.2.1 Cas d'étude IV : Deux bâtiments adjacents avec un nombre différent d'étages équipés de TID et TMDI partagé unique (SSTID et SSTMDI)

Deux bâtiments adjacents à portique auto stable ont été sélectionnés ; ces bâtiments adjacents ont été utilisés précédemment par **Palacios-Quiñonero et al [118]**. Les bâtiments sont modélisés comme des systèmes à plusieurs degrés de liberté (N-DDL) et schématisés dans la figure 5.17.

Le bâtiment (A) comprend quatre étages, et le bâtiment (B) cinq étages. Les propriétés dynamiques de deux bâtiments adjacents, telles que la masse, l'amortissement et la rigidité, sont résumées dans le tableau 5.4. La méthode d'amortissement de Rayleigh, ( $C = \lambda_1 M + \lambda_2 K$ ) avec  $\zeta_s = 2\%$  comme amortissement critique pour le premier et second mode est utilisée pour déterminer les matrices d'amortissement des bâtiments (A) et (B), respectivement.

La seconde borne de l'inertier 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, ainsi que le TID, peuvent coupler deux bâtiments adjacents.

En outre, la configuration schématique du dispositif TID et TMDI est illustrée visuellement à la figure 5.18. D'autre part, la Figure 5.17a montre un seul TID positionné au niveau de l'étage

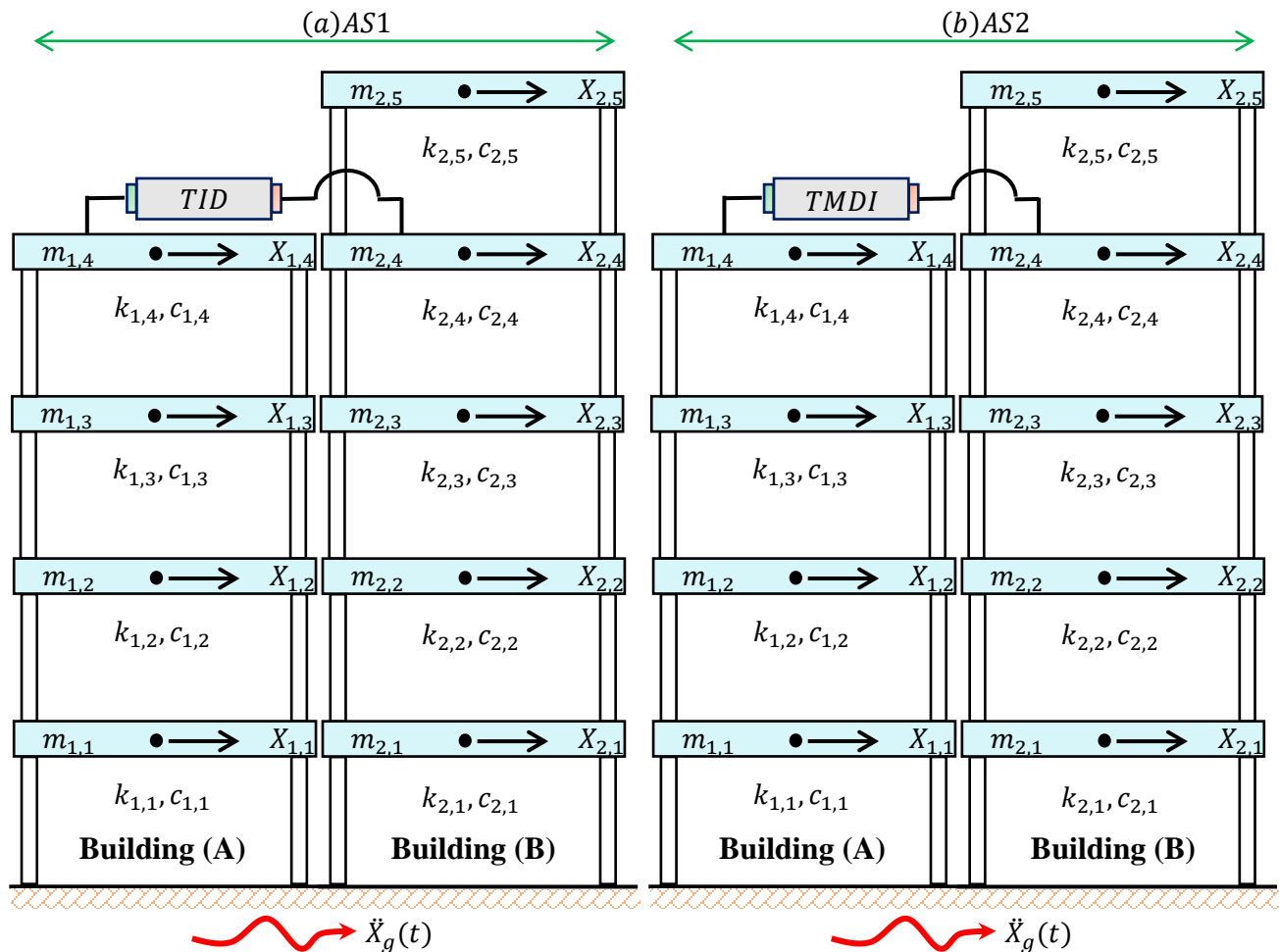


Figure 5.17 Deux scénarios de bâtiments couplés : (a) le premier scénario - bâtiments couplés AS1 équipés de TID ; (b) le second scénario - bâtiments couplés AS2 équipés de TMDI

supérieur du bâtiment (A) et via un inerter idéal connecté à l'étage situé sous le dernier étage du bâtiment (B). De même, la Figure 5.17b montre un seul TMDI positionné au niveau du dernier étage du bâtiment (A) et via un inerter idéal connecté à l'étage situé sous le toit du bâtiment (B).

En d'autres termes, un dispositif TID utilisé pour connecter des bâtiments adjacents est un TID couplé unique (*single shared tuned inerter damper SSTID*) et de même, un dispositif TMDI utilisé pour connecter des bâtiments adjacents est un TMDI couplé unique (*single shared tuned mass damper inerter SSTMDI*). Un schéma comprenant deux bâtiments adjacents équipés d'un seul TID nommé (AS1) et, de même, un schéma comprenant deux bâtiments adjacents équipés d'un seul

TMDI nommé (AS2) sont présentés. Les deux schémas sont des systèmes couplés. Tandis que les inertiels dans AS1 et AS2 couplent les étages des bâtiments adjacents.

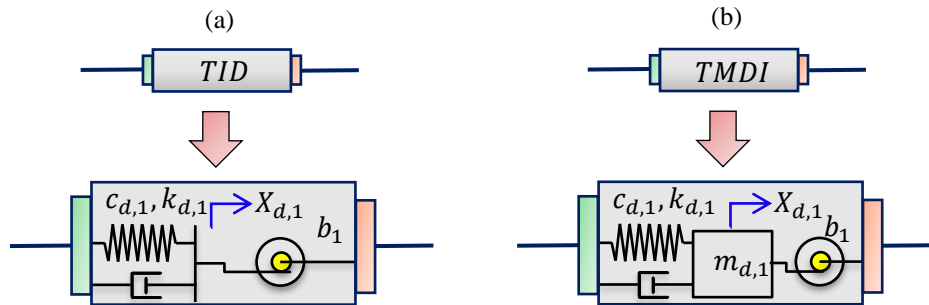


Figure 5.18 Vue schématique sur les TID et TMDI positionnés dans les bâtiments adjacents

Pour examiner les performances de contrôle d'un TID partagé unique, ainsi que d'un TMDI, connecté à des bâtiments adjacents, les paramètres de réglage sont optimisés à l'aide de l'algorithme génétique. Cependant, l'optimisation est réalisée dans le domaine de la fréquence. La norme  $H_\infty$  de la fonction de transfert de déplacement entre les étages globaux des deux bâtiments est choisie comme fonction objectif. Pour calculer les paramètres optimaux des deux schémas de contrôle, AS1 et AS2 (par exemple, la masse, l'inertance, l'amortissement et la rigidité), les limites supérieures et inférieures ont été tirées de l'équation présentée par **Palacios-Quiñonero et al [126]**; Ces limites sont illustrées dans le tableau 5.9. Les paramètres optimaux des schémas de contrôle AS1 et AS2 sont déterminés à l'aide de l'algorithme génétique d'optimisation. Par exemple, les paramètres de conception optimaux obtenus pour les deux schémas de contrôle (AS1 et AS2) sont rassemblés dans le tableau 5.13.

Les meilleurs paramètres obtenus sont ensuite utilisés pour effectuer une analyse fréquentielle et temporelle sur des enregistrements sismiques. Le résultat de la réponse est donné en termes de déplacement maximal entre les étages, la distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement, le déplacement de la course du TMD, la force d'inertier et l'énergie d'amortissement.

Pour donner une vue intuitive du comportement des systèmes de contrôle passif (TID et TMDI), la réponse en fréquence de déplacement entre les étages correspondant aux deux schémas de contrôle AS1 et AS2, par rapport à la réponse non contrôlée (NC) est représentée sur la figure 19a, où la ligne grise présente la valeur singulière maximale de la fonction de transfert des bâtiments adjacents non contrôlés (NC), dont la référence naturelle est prise en compte. La ligne bleu marine

et la ligne argentée représentent toutes deux la valeur singulière maximale de la fonction de transfert des schémas de contrôle AS1 et AS2, respectivement.

En observant les courbes de la figure, deux faits principaux peuvent être clairement appréciés : (i) les deux premiers pics de la réponse NC sont liés aux fréquences dominantes des bâtiments. Alors que les valeurs de pic dans les schémas de contrôle AS1 et AS2 correspondent aux valeurs optimales obtenues (fonction de coût), qui sont  $J=0.1211$  et  $J=0.1192$ , respectivement ; et (ii) une réduction des valeurs de pic est plus de 60% (voir Tableau 5.19) produite par les deux schémas de contrôle avec un avantage mineur du schéma de contrôle AS2 par rapport au schéma de contrôle AS1 (voir Tableau 5.19). La réponse de la structure non contrôlée (NC) a une valeur de pic fixe  $J=0.3631$ , comme le rapportent également les auteurs **Palacios-Quiñonero et al [118]**. On observe une légère supériorité du schéma de contrôle AS1 par rapport au schéma de contrôle AS2, entre 2 et 3 Hz. Les performances du schéma de contrôle AS2 dans les troisièmes et quatrièmes pics de résonance sont nettement meilleures que celles du schéma de contrôle AS1 par rapport à la NC, entre 3 et 5 Hz.

Tableau 5.19 La fonction de coût de la valeur singulière maximale de la réponse en fréquence avec et sans contrôle (NC, AS1, et AS2)

Fonction de coût ( $J$ )	NC	AS1	AS2
Déplacement entre les étages	0.3631	0.1211 (66.6%)	<b>0.1192</b> <b>(67%)</b>
La distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement	0.9499	0.3154 (66.7%)	<b>0.2636</b> <b>(72.2)</b>

La réponse en fréquence de l'écart de séparation minimal requise pour empêcher le martèlement correspond aux deux schémas de contrôle AS1 et AS2 en fonction de la réponse NC. La figure 5.19b utilise le même nuancier que celui de la figure précédente. L'examen des courbes montre que les deux systèmes de contrôle produisent une réduction significative des pics de fréquence principaux (voir tableau 5.19). Un examen plus approfondi révèle que le niveau de réduction n'est pas similaire à la distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement et que le schéma de contrôle AS2 obtient de meilleures performances. Ce schéma de contrôle produit également une réduction appréciable de certains pics de fréquence. Alors que l'AS2 semble légèrement surpasser l'AS1 en réduisant le second pic de résonance situé entre 2 et 3 Hz. Les performances du schéma de contrôle AS2 sont nettement meilleures dans les troisièmes et quatrièmes pics de résonance par rapport au cas NC que celles du schéma de contrôle AS1 entre 3 et 5 Hz.

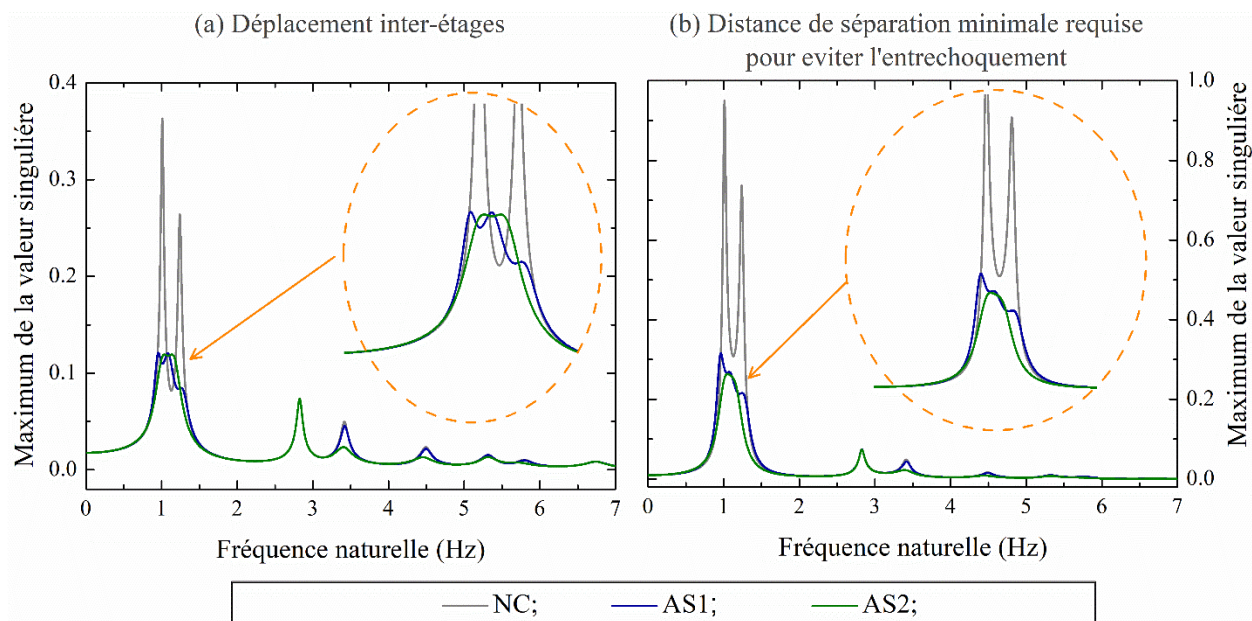


Figure 5.19 (a) Déplacements entre les étages et (b) distance minimale requise pour éviter les réponses en fréquence du l'entrechoquement pour les bâtiments adjacents contrôlés et non contrôlés

Après l'examen des deux schémas de contrôle dans le domaine fréquentiel, y compris le cas NC, le modèle state-space est adopté pour résoudre l'équation du mouvement dans le domaine temporel sous les excitations naturelles de mouvement sismique considérées. Une fois encore, les paramètres optimaux obtenus par la procédure d'optimisation sont utilisés pour étudier l'efficacité des dispositifs proposés dans le domaine temporel sous l'effet d'un séisme naturel réel. La figure 5.2 et le tableau 5.7 fournissent des informations détaillées sur les séismes et leur fréquence.

Les valeurs maximales des déplacements absolus entre étages obtenues dans le bâtiment A sont présentées sur la figure 5.20 sous des excitations sismiques en champ lointain et en champ proche, où la ligne grise avec le cercle correspond au cas NC, la ligne bleu marine avec le triangle représente le schéma de contrôle AS1 (SSTID), le schéma de contrôle AS2 (SSTMDI) est symbolisé par la ligne argentée avec étoile. Les courbes de la figure 5.20 montrent que les deux systèmes de contrôle atteignent un bon niveau de réduction des valeurs maximales des déplacements entre les étages par rapport à la réponse NC. Ainsi, par exemple, la valeur maximale du déplacement entre les étages de la réponse NC dans le bâtiment (A) est produite principalement au niveau du deuxième étage et se situe entre  $\sim 2$  et 8,5 cm. Pour le schéma de contrôle AS1 (SSTID), la valeur maximale du déplacement entre les étages dans le bâtiment (A) est observée au niveau des troisième, quatrième et même deuxième étages. Il a une valeur comprise entre 1,85 et

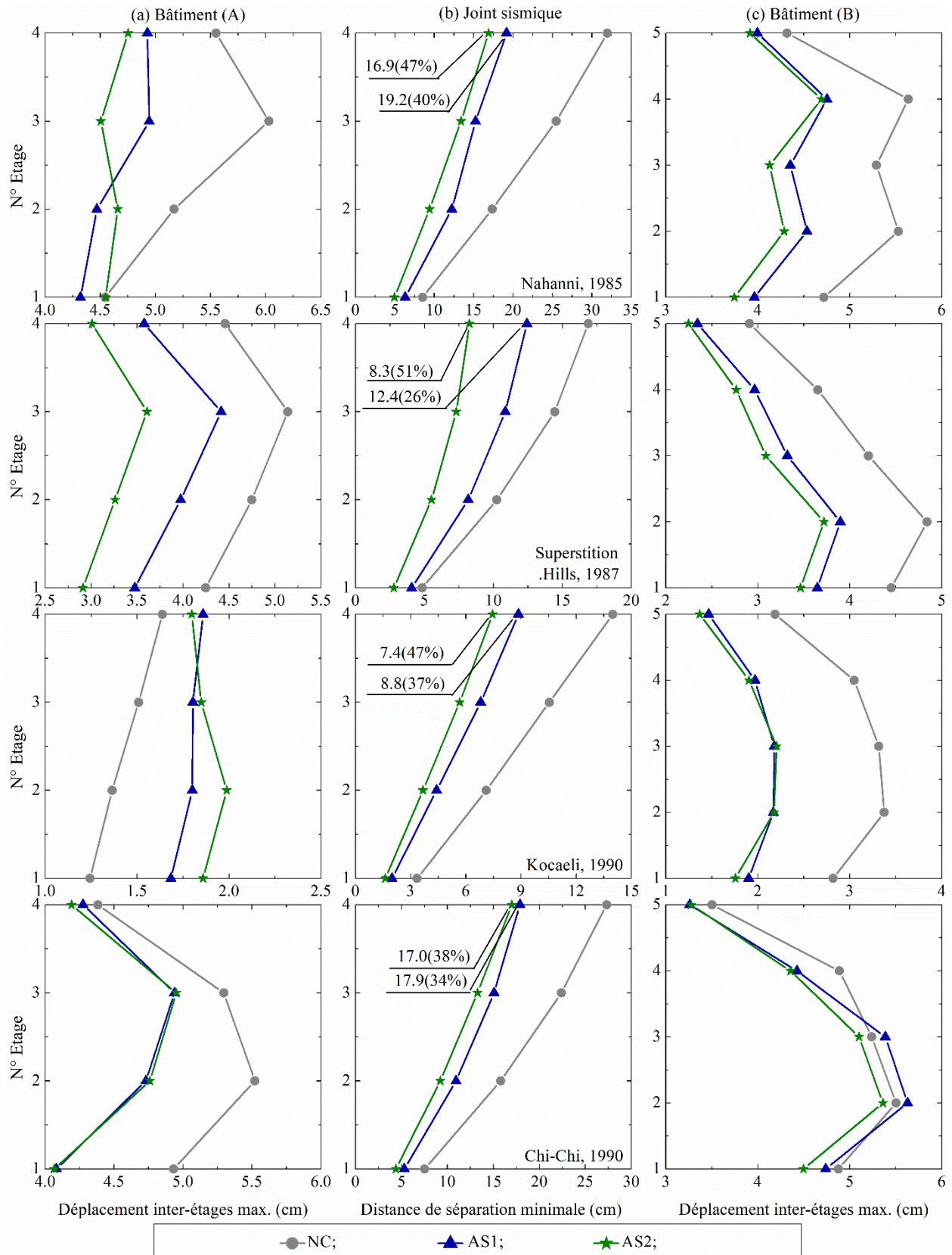
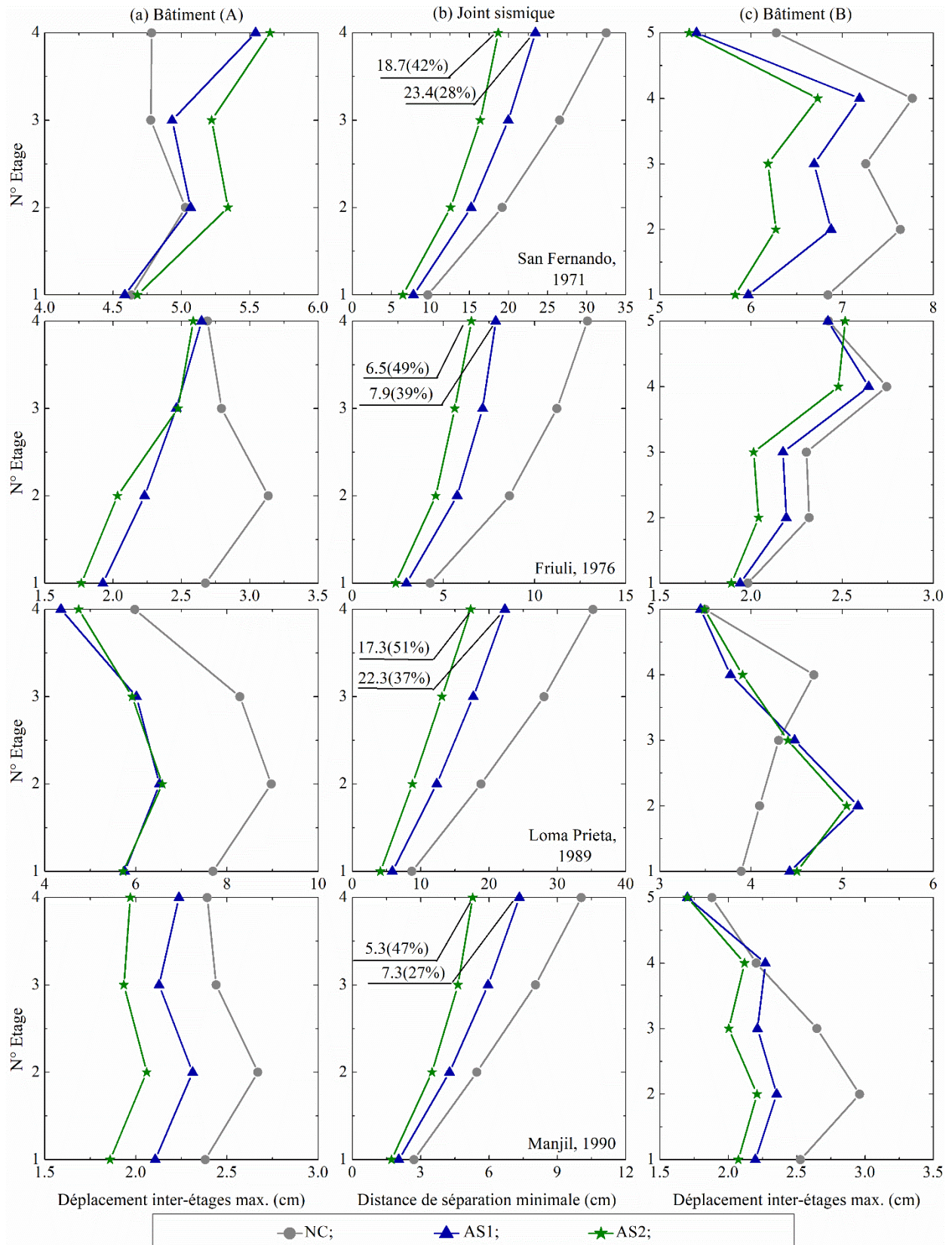


Figure 5.20 Suite





*Figure 5.20 Valeurs maximales de déplacement entre les étages et de la distance minimale requis pour éviter l'entrechoquement des deux bâtiments adjacents*

6,51 cm, soit une réduction comprise entre 0 et 28,86 %. De même, pour le schéma de contrôle AS2 (SSTMDI), la valeur maximale de déplacement entre les étages dans le bâtiment (A) est observée aux niveaux du troisième, quatrième et même du deuxième étage, sa valeur est comprise entre 1,79 et 6,57 cm, soit une réduction comprise entre 0 et 29,8%.

Les valeurs maximales absolues du déplacement entre les étages correspondant au bâtiment (B) sont présentées dans la même figure précédente. Une inspection rapide des courbes montre qu'une réduction similaire des valeurs de pic de la réponse sismique est atteinte par les schémas de contrôle AS1 et AS2 (SSTID, SSTMDI), qui produisent une réduction dans un intervalle compris entre ~3 et ~36%.

La distance minimale requise pour éviter les valeurs de pic d'entrechoquement à différents niveaux d'étages est tracée entre les deux bâtiments adjacents avec ou sans dispositifs de contrôle soumis aux excitations sismiques considérées, présentés dans la Figure 5.20. Nous utilisons toujours les mêmes couleurs, les mêmes styles de lignes et les mêmes symboles. Les pourcentages correspondants de réduction des valeurs de pic de la distance d'entrechoquement (la distance minimale requis pour éviter l'entrechoquement) par rapport à la réponse du cas non contrôlée NC sont rassemblés dans la même figure. Les résultats montrent que les deux systèmes de contrôle (AS1 et AS2) réduisent efficacement la distance d'entrechoquement. La plus grande valeur de pic de la distance d'entrechoquement est observée au niveau du dernier étage (quatrième étage). En regardant de plus près le pourcentage de réduction fourni par chaque schéma de contrôle par rapport au cas de réponse NC, on constate que le schéma de contrôle AS2 fournit toujours une réduction supplémentaire de la réponse par rapport au schéma de contrôle AS1, variant entre 3% et 25%. En outre, la valeur maximale la plus significative de la distance d'entrechoquement pour le cas NC est observée sous le séisme de Loma Prieta, qui a une valeur de 35 cm. En outre, la meilleure réduction de la distance d'entrechoquement pour les deux systèmes de contrôle est observée sous le séisme de Superstition Hills, qui est égale à 26% et 51% pour AS1 et AS2, respectivement.

La course de TMDI est rarement discutée dans la littérature, malgré le fait qu'elle soit critique pour une conception réaliste **Wang et Giaralis [186], Wang et Giaralis [187], Di Matteo *et al* [188] and Rupakhety *et al* [189]**. La course du TMDI, ainsi que le TID, est déterminée comme  $X_d - X_{1,4}$

et tracée dans la figure 5.21. Il est intéressant de noter que dans la présente étude, la masse dans le TID partagé unique (schéma de contrôle AS1) n'est en effet pas égale à zéro ( $m_d \neq 0$ ). En regardant la légende de la figure où la masse optimale  $m_d$  des deux dispositifs TMDI/TID est donnée. Comme on peut le constater, la course a varié entre 4,5 et 65 cm soumis à ces huit enregistrements sismiques. En examinant la valeur de la course des schémas de contrôle AS1 et AS2, on constate que le schéma de contrôle AS1 est toujours trois fois plus grand que le schéma de contrôle AS2. La raison en est liée à la différence dans la quantité de la masse, qu'elle soit pondérée ou légère. On peut en conclure que la masse légère du TMDI/TID produit des valeurs de pic de déplacement de course plus grandes, et que la masse pondérée du TMDI/TID produit des valeurs de pic de déplacement de course plus petites.

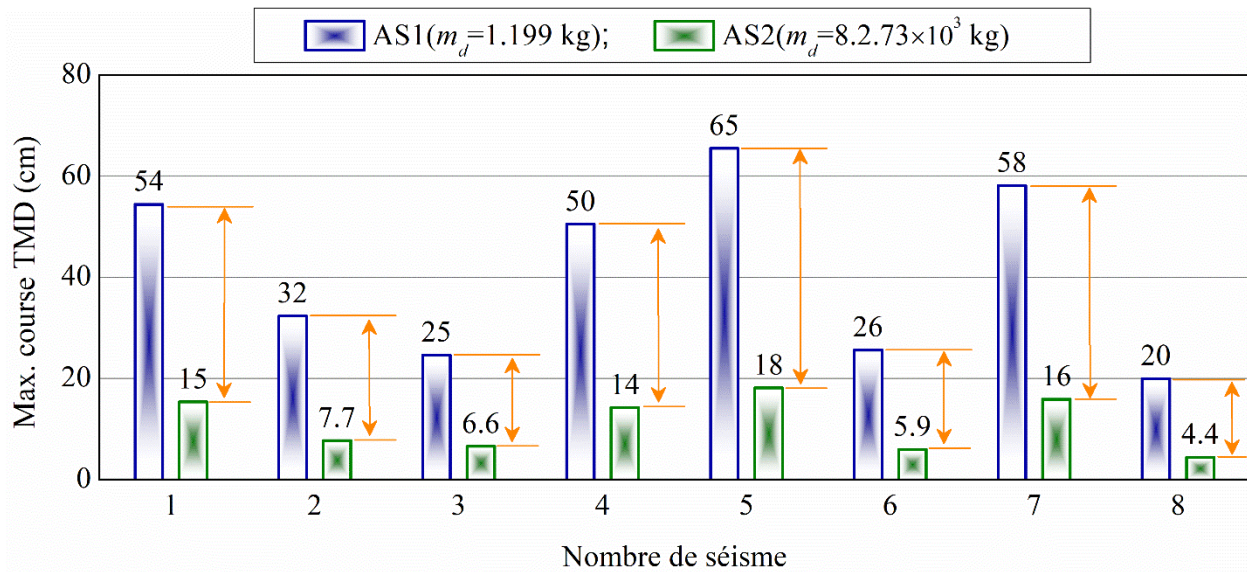


Figure 5.21 Histogrammes des valeurs maximales de course TMD des deux scénarios (AS1 et AS2) soumis aux huit séismes naturels

Pour étudier l'effet de l'inertier idéal sur le déplacement de la masse fixée, la figure 5.22 montre la force de résistance maximale de l'inertier pour les deux systèmes de contrôle (AS1 et AS2); cette force est déterminée comme le résultat du facteur d'inertance constant avec l'accélération relative maximale aux deux bornes de l'inertier, étant donné que la première borne est fixée en permanence à la masse du TMDI/TID, et que la seconde borne est fixée à l'étage de la masse du bâtiment, la formule utilisée est la suivante:  $F = b(\ddot{X}_{1,4} - \ddot{X}_d)$ . Une variation de la force d'inertier résistante dans

les deux schémas de contrôle est remarquée d'un séisme à l'autre. Cette variation concerne principalement la masse d'inertance, ce qui apparaît clairement dans la légende : la valeur optimale de l'inertance dans le schéma de contrôle AS2 est plus de 10 fois supérieure à celle du schéma de contrôle AS1. Un regard plus attentif sur les courbes montre que la force d'inertier maximale la plus forte est générée par les systèmes de contrôle AS2 soumis aux excitations sismiques de Nahanni et San Fernando. En outre, on constate que les valeurs de pic de la force d'inertier du schéma de contrôle AS2 sont toujours supérieures à celles du schéma de contrôle AS1.

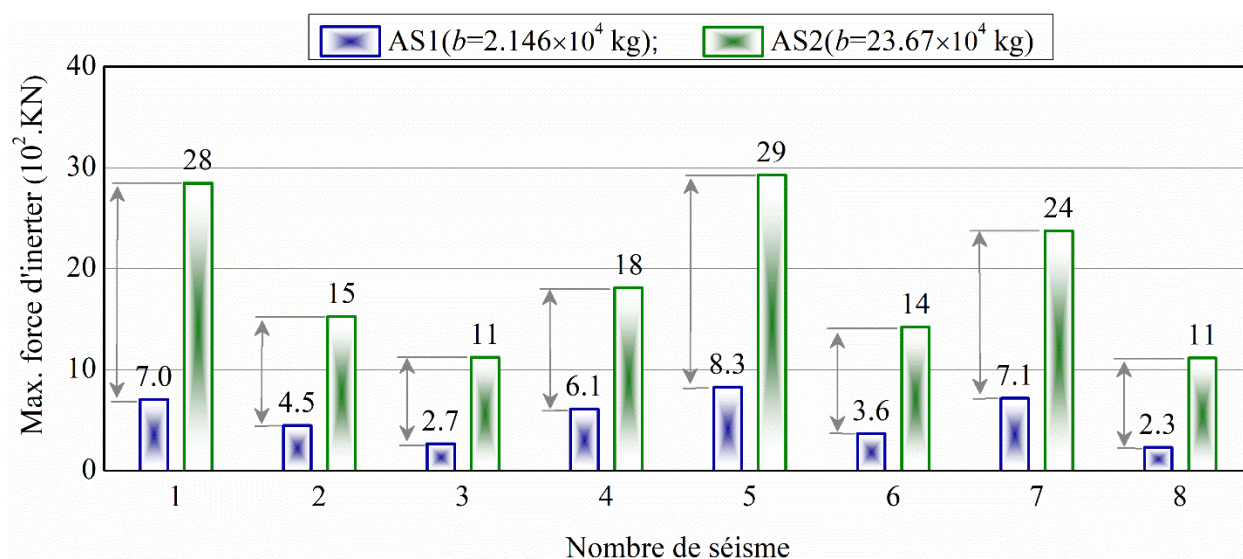


Figure 5.22 Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertier des deux scénarios (AS1 et AS2) soumis aux huit séismes naturels

L'inspection de l'énergie d'amortissement est utile pour comprendre le comportement dynamique et l'efficacité des schémas de contrôle définis précédemment. À cet égard, la formule d'estimation de l'énergie d'amortissement est définie comme suit :  $E_d = \int_0^t [C] \{ \dot{X}(t) \}^2 dt$ , pendant le séisme, l'énergie d'amortissement est connue comme la somme de l'énergie d'amortissement totale. La figure 5.23 présente un histogramme des valeurs maximales de l'énergie d'amortissement pour les deux bâtiments (A et B) avec et sans contrôle (NC, AS1, AS2) soumis respectivement à huit enregistrements sismiques réels.

L'énergie d'amortissement est normalisée par la valeur de pic des bâtiments non contrôlés (NC), dont une valeur inférieure à 1 indique une moindre énergie d'amortissement dissipée et supérieure à 1 indique une plus grande énergie d'amortissement dissipée.

Dans la figure 5.23a, les résultats montrent généralement que la réponse en énergie d'amortissement des deux bâtiments est considérablement réduite par les deux schémas de contrôle lorsqu'un TID et un TMDI sont utilisés comme dispositifs de connexion. En outre, sous les diverses excitations sismiques de Nahanni, Kocaeli, Chi-Chi et San Fernando, il est conclu que l'augmentation de l'énergie d'amortissement est significativement plus élevée dans le schéma de contrôle AS1 que dans le schéma de contrôle AS2 et NC.

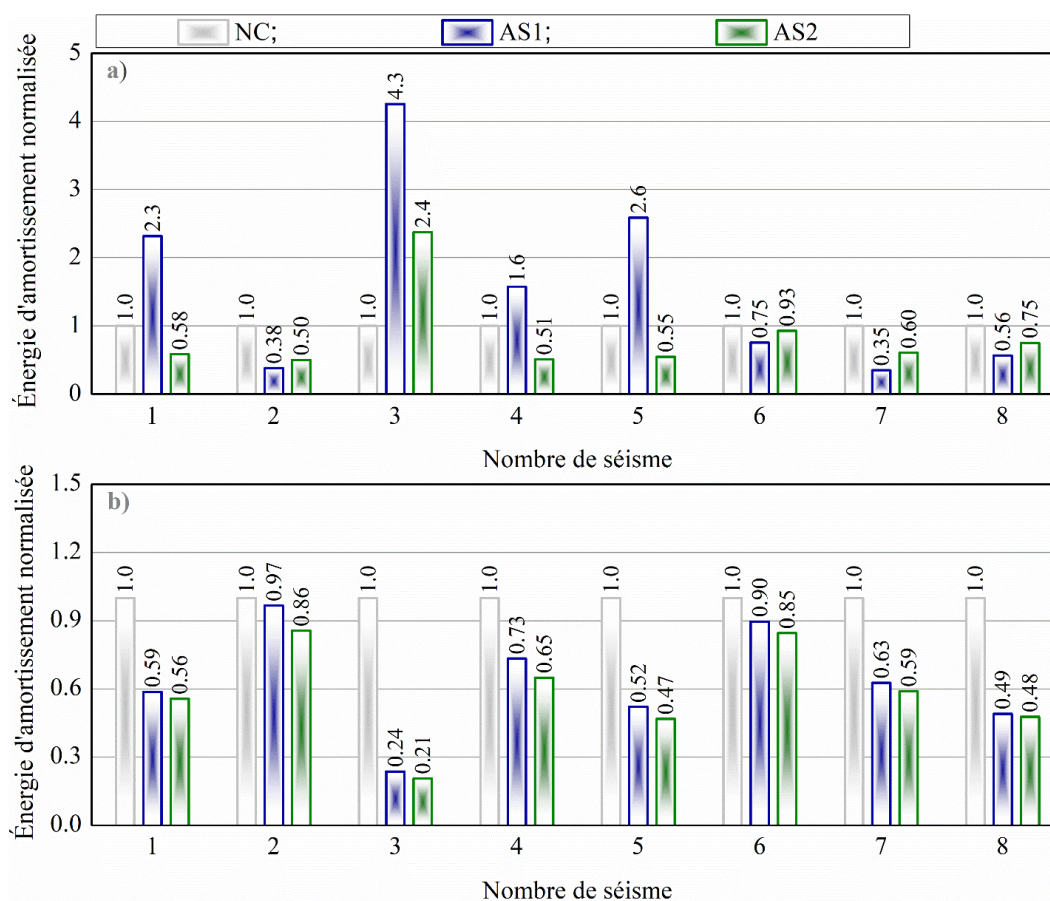


Figure 5.23 Histogrammes des valeurs maximales de l'énergie d'amortissement des bâtiments contrôlés et non contrôlés (a) du bâtiment (A) et (b) du bâtiment (B) sous diverses excitations sismiques

L'examen de l'histogramme de la Figure 5.23b, montre que l'énergie d'amortissement est réduite en couplant les deux bâtiments via un seul TID/TMDI partagé par rapport au système NC. La meilleure réduction de performance est observée sous l'excitation sismique de Kocaeli. Il est

conclu que l'augmentation de l'énergie d'amortissement est significativement plus forte dans le schéma de contrôle AS1.

#### 5.5.2.2 Cas d'étude IV : Deux bâtiments adjacents avec un nombre différent d'étages équipés de TMD, TID et TMDI rétro-partagé (BSTMD, BSTID et BSTMDI)

Pour contrôler la réponse dynamique causée par les modes de vibration supérieurs et pour éviter les dommages dus à l'entrechoquement de bâtiments adjacents, l'installation d'un MTMD s'est montrée une stratégie efficace, **Westermo [190]**. Dans le prolongement de ce concept, **Palacios-Quñonero et al [118]** ont testé trois configurations différentes de TMD et de TID, à savoir, (i) TMD dans chaque étage de systèmes adjacents de faible hauteur, appelés ci-après AS1 (ii) TID dans chaque étage de systèmes adjacents de faible hauteur, appelés AS2, et (iii) TIDs connectant chaque étage des systèmes adjacents de faible hauteur, appelés AS3. Ils ont conclu que les TID permettent une meilleure réduction des réponses que les TMD et que l'AS3 est la solution la plus favorable. Afin de valider les résultats de leurs conclusions et d'étudier l'efficacité des TMD/TID et TMDI multiples par rapport aux résultats obtenus précédemment pour les TID/TMDI partagés uniques (AS1, AS2) ou les SSTID, SSTMDI.

On considère un système de bâtiments adjacents reliés les uns aux autres. Le bâtiment (A) est un bâtiment de quatre étages, et le bâtiment (B) est un bâtiment de cinq étages, **Kurata et al [171]**. Le schéma des bâtiments de référence est présenté dans la figure 5.24a. Les deux bâtiments ont un nombre d'étages différent, comme le montre la figure. Les paramètres structurels de masse, de rigidité et de fréquences naturelles sont présentés dans le tableau 5.4.

La matrice d'amortissement du bâtiment (A) est supposée être proportionnelle à la matrice de rigidité, correspondant à environ 2 % du rapport d'amortissement du premier mode, tandis que le bâtiment (B) à 2 % du rapport d'amortissement du premier mode.

Trois scénarios de contrôle sont étudiés, appelés AS3, AS4 et AS5, qui sont illustrés dans les figures 5.24b, 5.24c et 5.24d, respectivement. Le cas AS3 d'amortisseur de masse accordée rétro-partagé (*backward shared tuned mass damper* BSTMD) est le scénario de contrôle qui contient plusieurs amortisseurs de masse accordée (sans inerter) représentés par TMD-1 et TMD-2 ; les deux sont installés au quatrième étage du bâtiment (A) et à l'étage en dessous du dernier étage du bâtiment (B), (voir Figure 5.24b). Le cas AS4 d'amortisseur à inerter accordé rétro-partagé (*backward shared tuned inerter damper* BSTID) est le scénario de contrôle qui contient plusieurs

amortisseurs à inerte accordés (masse négligeable) désignés par TID-1 et TID-2 positionnés de manière similaire à TMD-1 et TMD-2, respectivement (voir Figure 5.24c). Le scénario de contrôle AS5 d'amortisseur de masse accordée avec inerte rétro-partagé (*backward shared tuned mass damper inerter* BSTMDI) est similaire au scénario de contrôle AS4. Néanmoins, ce scénario de contrôle contient un multiple amortisseur de masse accordée avec inerte nommé TMDI-1 et TMDI-2, respectivement (voir Figure 5.24d). La principale différence entre les scénarios de contrôle est que si AS4 et AS5 sont des systèmes couplés, AS3 ne l'est pas. Cependant, le couplage a été réalisé grâce aux inerts passifs (voir Figure 5.24). Une vue schématique des dispositifs de contrôle passif TMD-1, TMD-2, TID-1, TID-2, TMDI-1 et TMDI-2 soit présentée à la Figure 5.25.

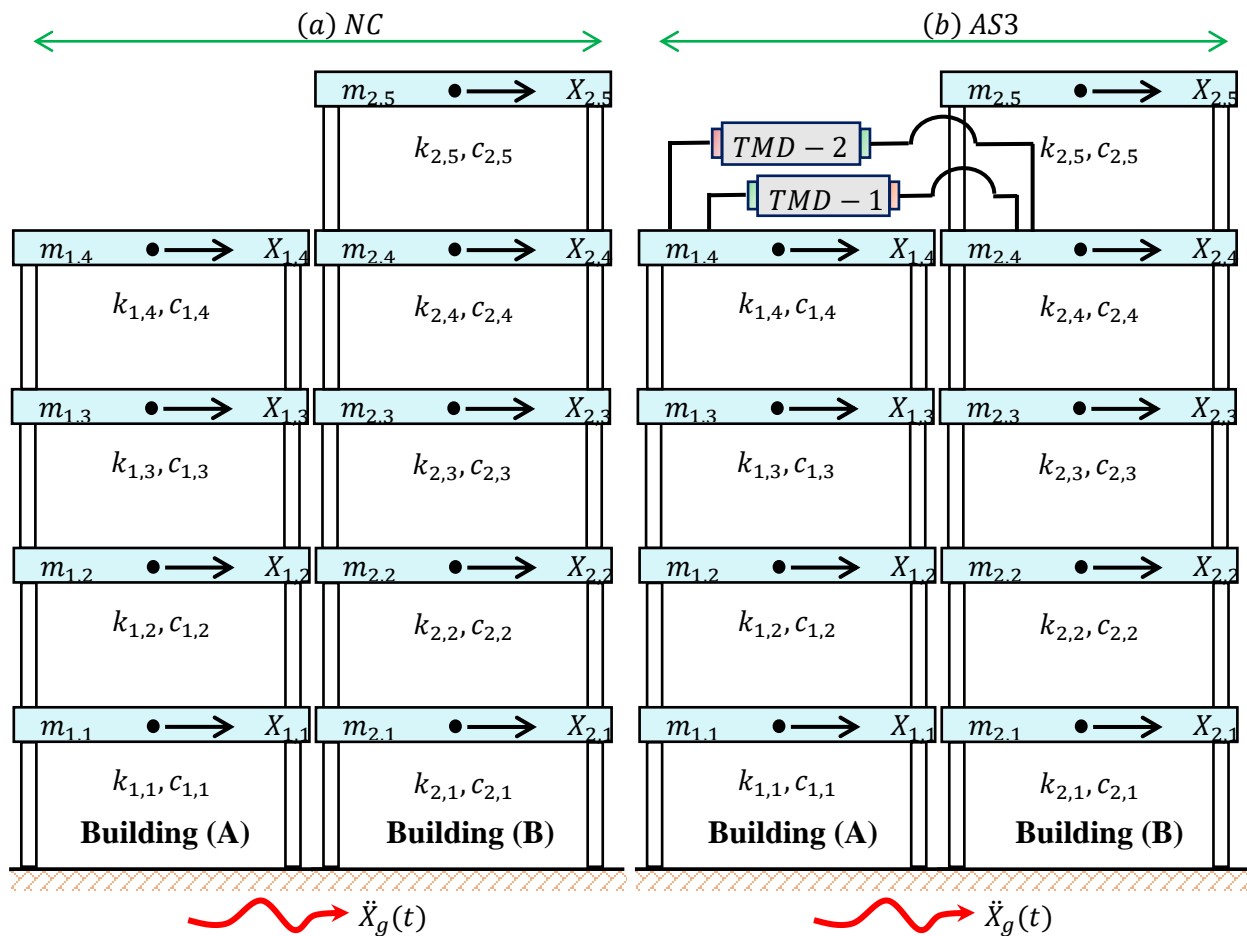


Figure 5.24 Suite

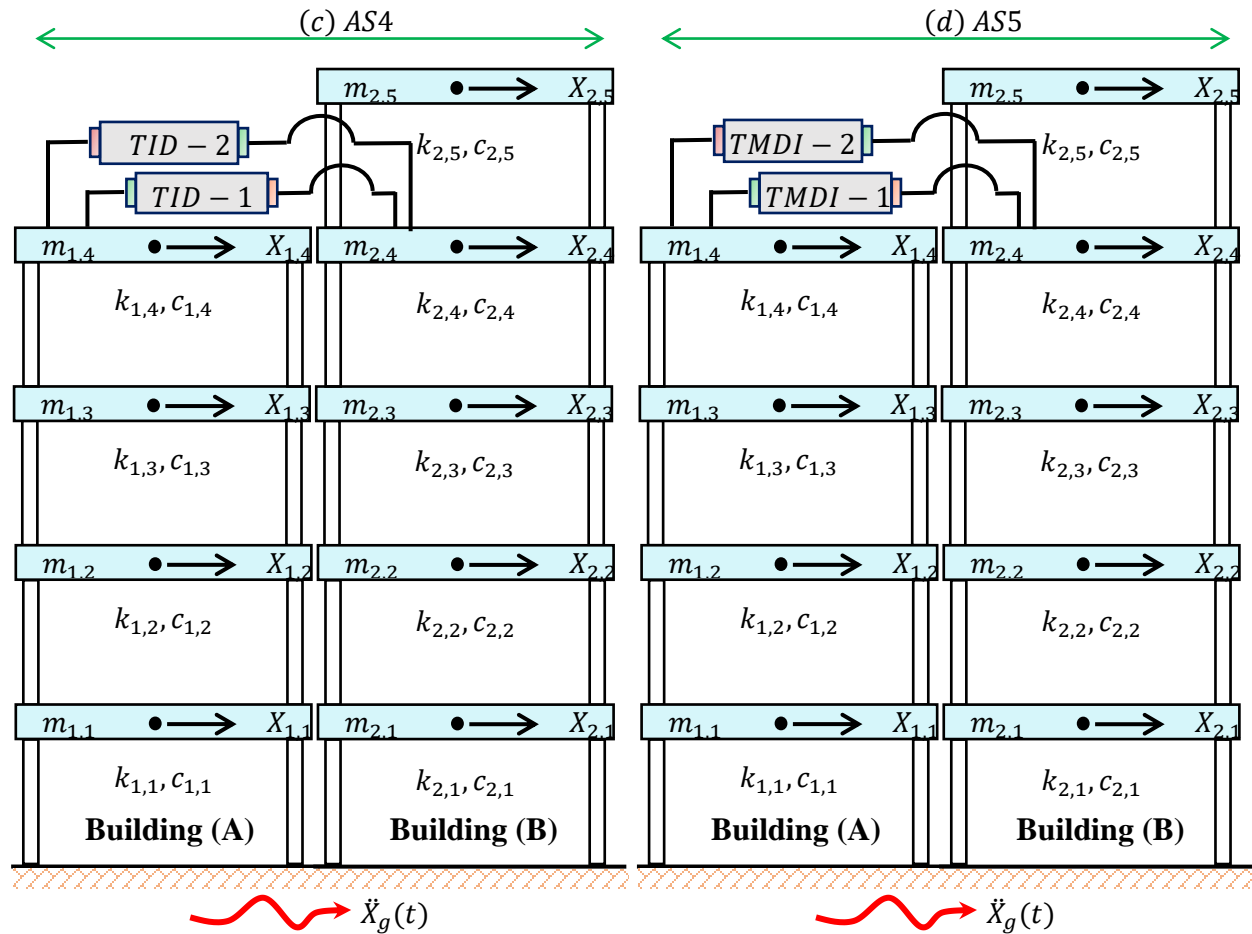


Figure 5.24 Quatre scénarios de contrôle des bâtiments reliés : (a) le premier scénario - bâtiments non reliés NC ; (b) le deuxième scénario - bâtiments reliés et équipés de TMD multiples AS3 ; (c) le troisième scénario - bâtiments reliés et équipés de TID multiples AS4 ; (d) le quatrième scénario - bâtiments reliés et équipés de TID multiples AS5

L'algorithme génétique (GA) a été développé et appliqué ensuite pour optimiser les paramètres du dispositif dans les scénarios de contrôle AS3, AS4 et AS5 afin d'obtenir la réponse minimale des bâtiments adjacents selon l'indice de performance. Les valeurs des limites inférieures et supérieures de chaque variable de conception à optimiser sont rassemblées dans le tableau 5.10, de façon similaire à celles indiquées par **Palacios-Quiñonero et al [118]**. La fonction de transfert de la norme  $H_\infty$  est utilisée, ce qui minimise les déplacements entre les étages des deux bâtiments. La figure 5.3 montre les résultats de l'optimisation de tous les dispositifs qui se réfèrent aux scénarios de contrôle tels que la masse, le coefficient d'amortissement, la rigidité et l'inertance. Il est intéressant de noter que l'AG peut gérer le comportement non linéaire de la structure causé soit

par de grands déplacements, soit par la non-linéarité des matériaux et les dommages, bien que dans cette étude la non-linéarité ne soit pas prise en compte.

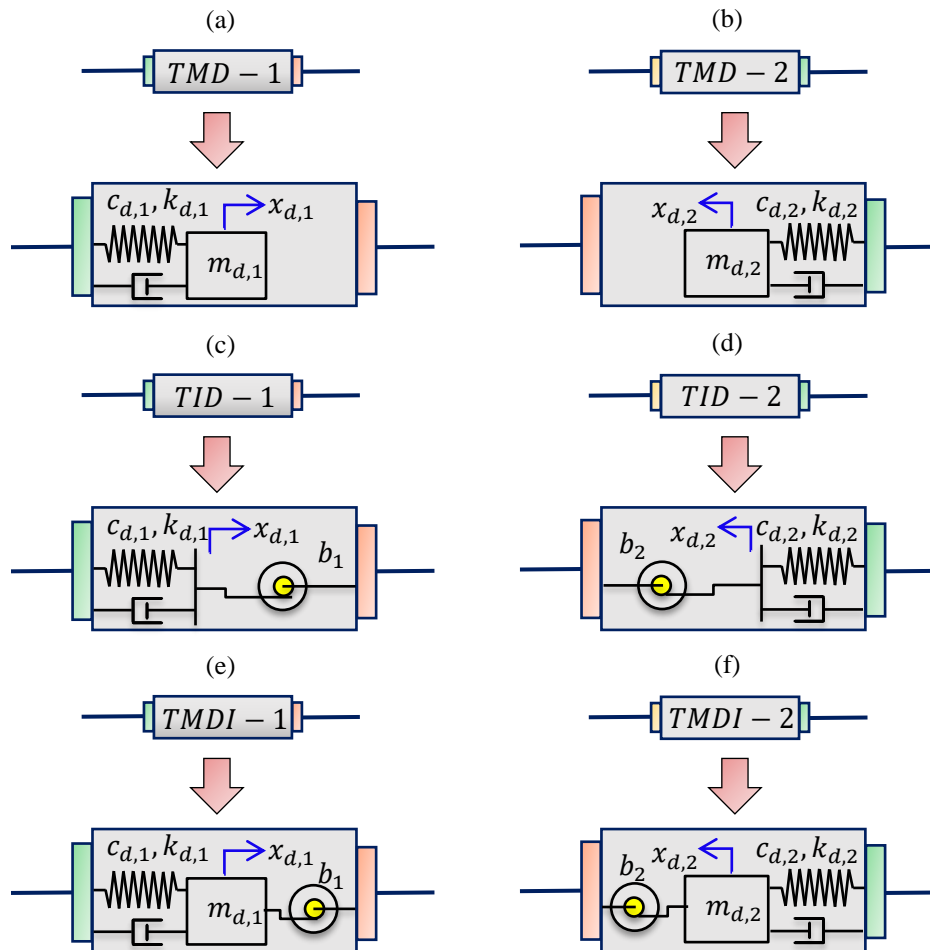


Figure 5.25 Vue schématique sur les TMD, TID et TMDI positionnés dans les bâtiments adjacents

En observant la figure, on constate que les dispositifs TMD-1 et TMD-2 ont la valeur de masse optimale la plus élevée, suivis par le dispositif TMDI-2. En outre, un plus petit coefficient d'amortissement optimal est remarqué dans les dispositifs TMD-1 et TMD-2. Ceci est dû au fait qu'il n'y a pas d'inertance dans les dispositifs TMD-1 et TMD-2. Cependant, la plus grande valeur d'inertance optimale est observée dans le dispositif TID-2, suivi par le dispositif TMDI-1.

Les valeurs singulières maximales des fonctions de réponse en fréquence (FRF) des déplacements entre les étages correspondant aux scénarios de contrôle NC, AS3, AS4 et AS5 sont comparées sur la Figure 5.26a, où la ligne grise présente la valeur singulière maximale de la fonction de transfert des bâtiments adjacents non contrôlés (NC), considérés comme une référence originale.



La ligne noire présente la valeur singulière maximale de la fonction de transfert du scénario de contrôle AS3. Les lignes rose et violette représentent la valeur singulière maximale de la fonction de transfert des scénarios de contrôle AS4 et AS5, respectivement. Il est intéressant de noter que les deux premiers pics de la réponse NC correspondent aux fréquences primaires des structures. La comparaison est supérieure au scénario de contrôle AS3 (BSTMD) suivi du scénario de contrôle AS5 (BSTMDI) dans la réduction du premier pic de résonance. Une réduction de la valeur du premier pic supérieure à 65% a été produite par les trois scénarios de contrôle AS3, AS4 et AS5 (voir tableau 5.20). Cependant, tous les scénarios de contrôle ont réduit le second pic de résonance avec la même amplitude relative. Un examen plus approfondi des courbes montre que l'amplitude du deuxième pic de résonance par rapport au premier pic de résonance augmente dans le scénario de contrôle AS3 et vice versa dans les scénarios de contrôle AS4 et AS5. Cela permet de conclure que les TMD dans le scénario de contrôle de l'AS3 ne peuvent contrôler que le premier pic de résonance.

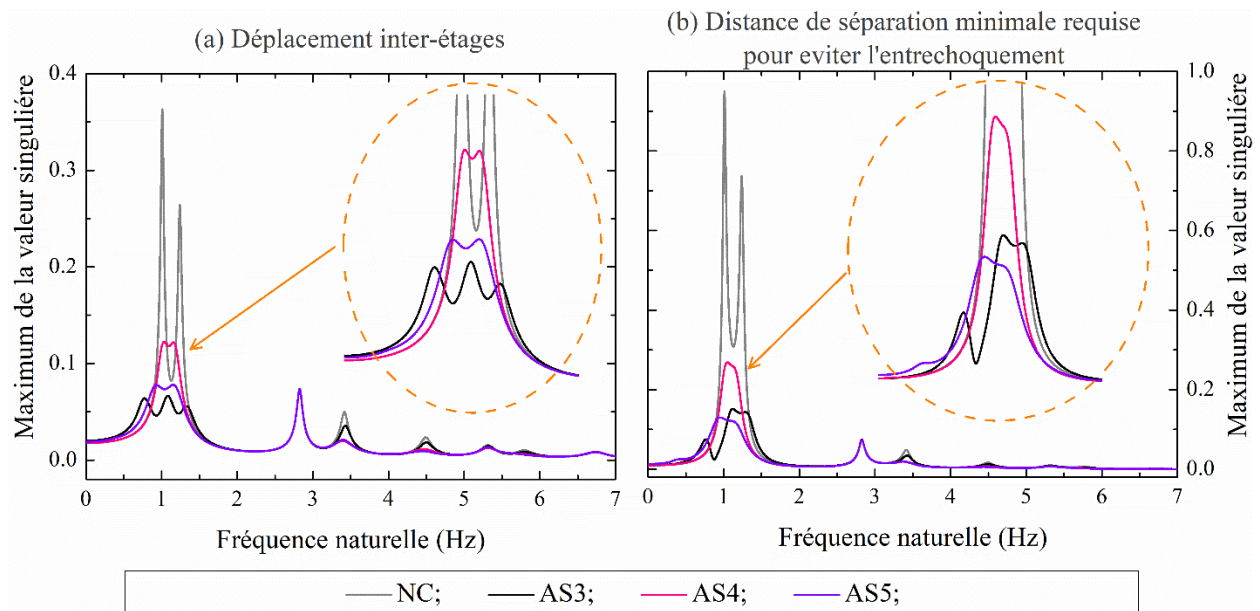


Figure 5.26 (a) Déplacements entre les étages et (b) distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement en fréquence réponses pour les bâtiments adjacents non contrôlés (NC) et contrôlés (AS3, AS4, AS5)

D'autre part, le scénario de contrôle AS5 suivi des scénarios de contrôle AS4 semble être plus performant que le scénario de contrôle AS3 pour réduire les troisième, quatrième et cinquième pic de résonance ; les amplitudes relatives de ces pics sont beaucoup plus basses que le premier pic de résonance.

Table 5.20 La fonction de coût de la valeur singulière maximale de la réponse en fréquence avec et sans contrôle (NC, AS3, AS4, and AS5).

Fonction de coût ( $J$ )	NC	AS3	AS4	AS5
Déplacement entre les étages	0.3631	<b>0.0736</b> (80%)	0.1224 (66.3%)	0.0779 (78.5%)
La distance minimale requis pour éviter l'entrechoquement	0.9499	0.1514 (84%)	0.2686 (71.7%)	<b>0.1299</b> (86%)

La valeur singulière maximale des fonctions de réponse en fréquence (FRF) de la distance minimale requise pour éviter l'entrechoquement correspondant aux trois scénarios de contrôle (AS3, AS4 et AS5) par rapport à la réponse non contrôlée (NC) est comparée sur la figure 5.26b, avec le même diagramme de couleur utilisé auparavant. Au vu des courbes dans leur ensemble, il est clair que tous les scénarios de contrôle réduisent de manière significative les pics de résonance de la fréquence primaire, et le tableau 5.20 confirme cette observation. De plus, il est clair que le scénario de contrôle AS5 surpasse le scénario de contrôle AS3 et le scénario de contrôle AS4 en fournissant une réduction de réponse dans le premier pic de résonance à environ 86%. De même, le scénario de contrôle AS5 produit une réduction appréciable des deuxième, troisième et quatrième pic de résonance.

Après avoir évalué les trois scénarios de contrôle, y compris le cas NC, dans l'analyse de l'historique des fréquences, le système de représentation d'état « State-space » est utilisé pour résoudre l'équation du mouvement dans l'analyse de l'historique des temps pour les diverses excitations sismiques réelles discutées précédemment.

Les valeurs de pic maximales des déplacements absolus entre les étages obtenus dans les bâtiments A et B sont présentées sur la figure 5.27 sous les excitations sismiques de Nahanni 1985, Superstition Hills 1987, Kocaeli 1990, Chi-Chi 1990, San Fernando 1971, Friuli 1976, Loma Prieta 1989, Manjil 1990, où la ligne grise avec un cercle correspond au cas NC, la ligne noire avec un cercle représente le scénario de contrôle AS3 (BSTMD), le scénario de contrôle AS4 (BSTID) est symbolisé par la ligne rose avec un carré, la ligne violette avec une étoile se réfère à l'AS5 (BSTMDI). Une analyse rapide des courbes révèle que le scénario de contrôle AS3 atteint une réduction supérieure des valeurs maximales de déplacement absolu entre les étages du bâtiment (A), avec une réduction allant de 24,5 à ~53% pour le bâtiment (A). Dans quelques cas, les scénarios de contrôle AS4 et AS5 entraînent une réduction supérieure à celle des scénarios de contrôle AS3. Parallèlement, les scénarios de contrôle AS3 et AS5 (SSTMD, SSTMDI) produisent

une bonne réduction des valeurs maximales de déplacement absolu entre les étages du bâtiment (B), avec une réduction de l'ordre de ~19 à 57% pour le bâtiment (B). Il convient également de mentionner que les valeurs maximales de déplacement absolu entre les étages du cas NC du bâtiment (A) sont généralement observées au deuxième étage. De même, les valeurs maximales de déplacement absolu entre les étages de NC du bâtiment (B) sont principalement observées au quatrième étage.

La figure 5.20 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. On peut constater que les trois scénarios de contrôle (AS3, AS4 et AS5) sont très efficaces dans le contrôle de la distance d'entrechoquement dont une réduction fournie plus de 35% par rapport au cas NC. La meilleure réduction de la distance d'entrechoquement est fournie par le scénario de contrôle AS3 sous le séisme de Kocaeli qui équivaut à 14 cm, qui est égal à 75,5%. 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 Loma Prieta égale à 35 cm. Le scénario de contrôle AS5 fournit une réduction beaucoup plus significative de la plus grande distance de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement, allant de 55 à ~71%. Dans deux cas, le scénario de contrôle AS3 apparaît plus performant que les scénarios de contrôle AS4 et AS5 pour contrôler la distance de séparation minimale requise pour éviter l'entrechoquement. Il apparaît que la plus grande distance d'entrechoquement est toujours observée à l'étage supérieur.

La figure 5.28 présente la course maximale des TMD pour toutes les excitations sismiques. La valeur optimale de la masse réelle pour chaque scénario de contrôle est affichée dans la légende. De ce dernier, on peut observer que le scénario de contrôle AS3 a la masse réelle la plus pondérée, suivi par le scénario de contrôle AS5. En outre, on constate qu'en l'absence d'inertier, la valeur de pic de course dans le scénario de contrôle AS3, plus que dans les autres scénarios de contrôle, varie de 8 à 47 cm. Cependant, lorsque l'inertier est introduit dans les scénarios de contrôle AS4 et AS5, la valeur de pic de course a considérablement diminué pour toutes les excitations sismiques, elle varie de 2 à 27 cm (presque la moitié par rapport au scénario de contrôle AS3). La plus grande valeur de pic de course est remarquée sous le séisme de San Fernando et a des valeurs de 35 et 47 cm (voir les figures 5.28a et 5.28b) obtenue par le scénario de contrôle AS3. En revanche, la plus

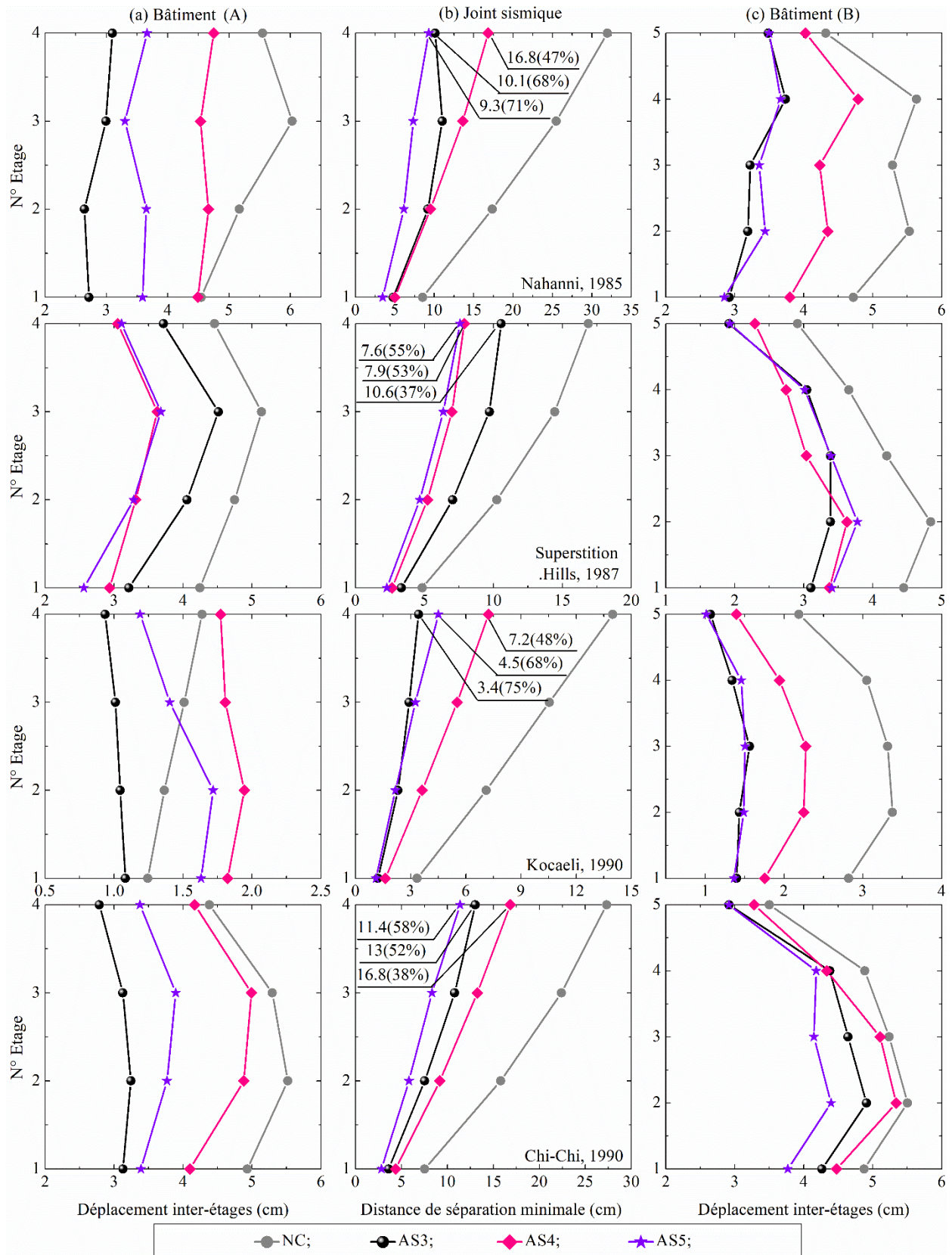


Figure 5.27 Suite

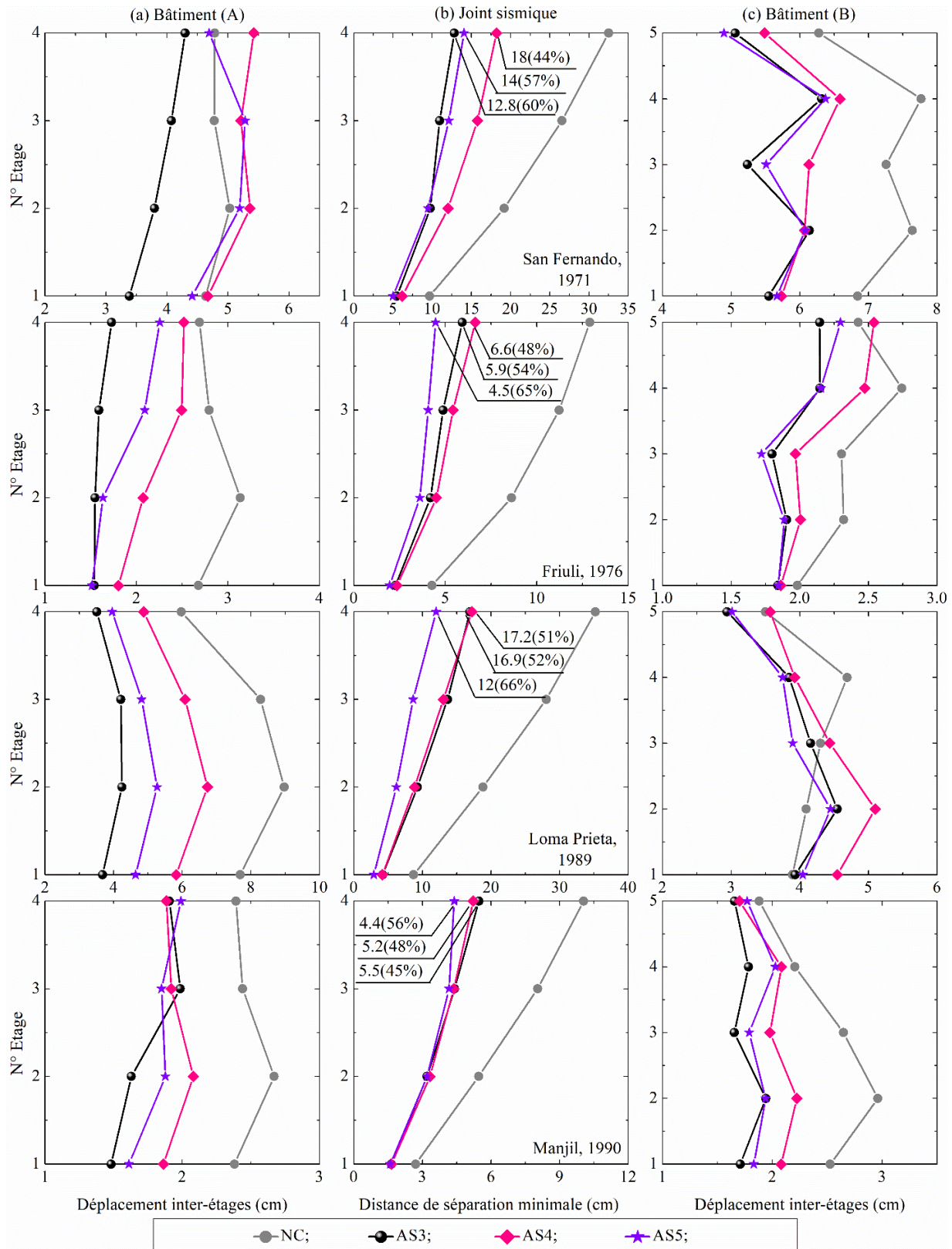


Figure 5.27 Valeurs maximales de déplacement entre les étages et de la distance minimale requis pour éviter l'entrechoquement des deux bâtiments adjacents

petite valeur de pic de course est observée sous le séisme de Manjil et a une valeur de 2 et 5,2 cm (voir les figures 5.28a et 5.28b). Cela montre que l'incorporation de l'inertier dans le TID et le TMDI est la clé pour réduire de manière significative la réponse de la course par rapport au TMD ; cela relaxe également les exigences de la course pour les dispositifs (TIDs, TMDIs). Bien que l'on observe que le scénario de contrôle AS5 atteint une valeur de course maximale supérieure à celle du scénario de contrôle AS4 pour toutes les excitations sismiques (voir Figure 5.28).

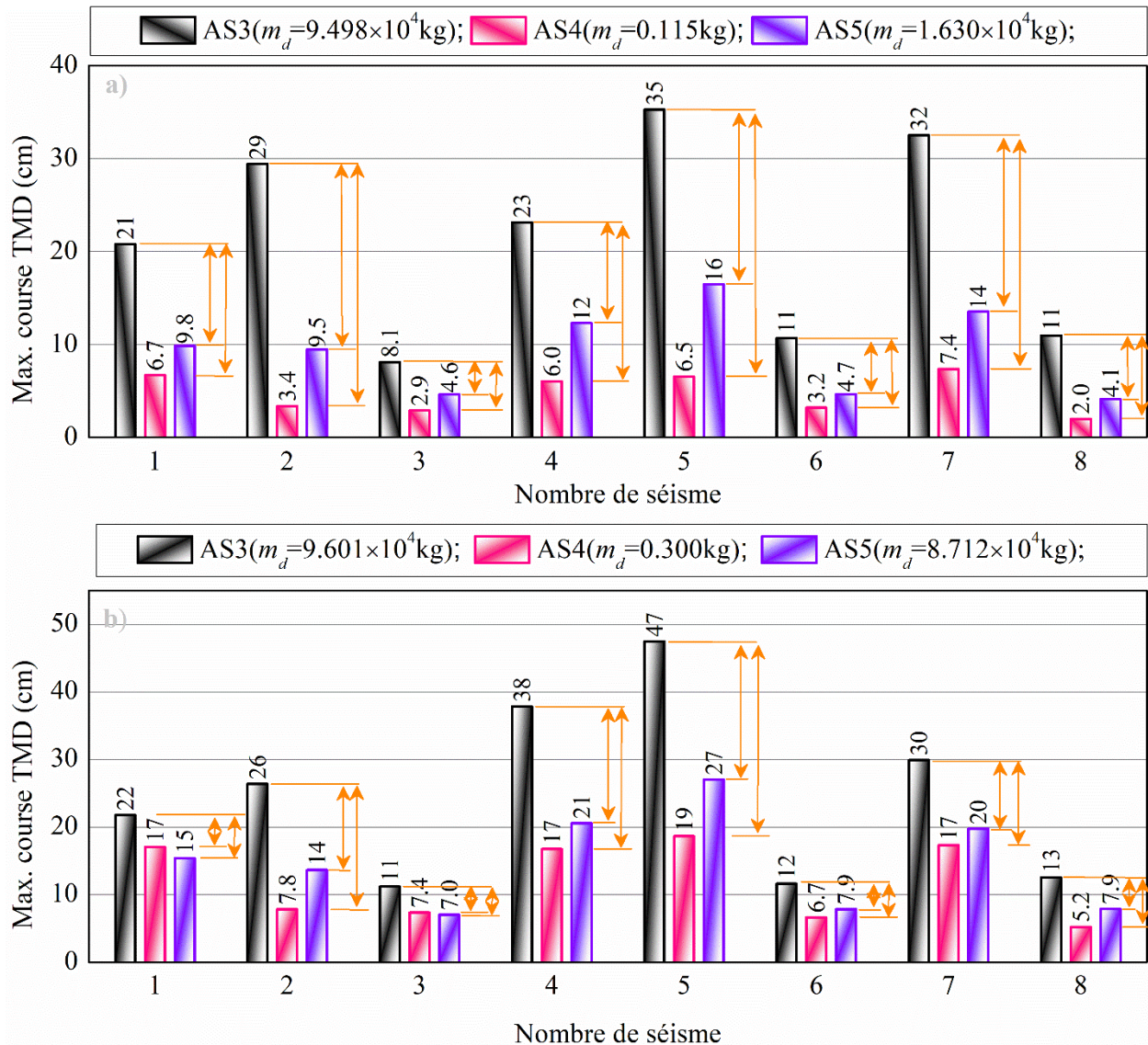
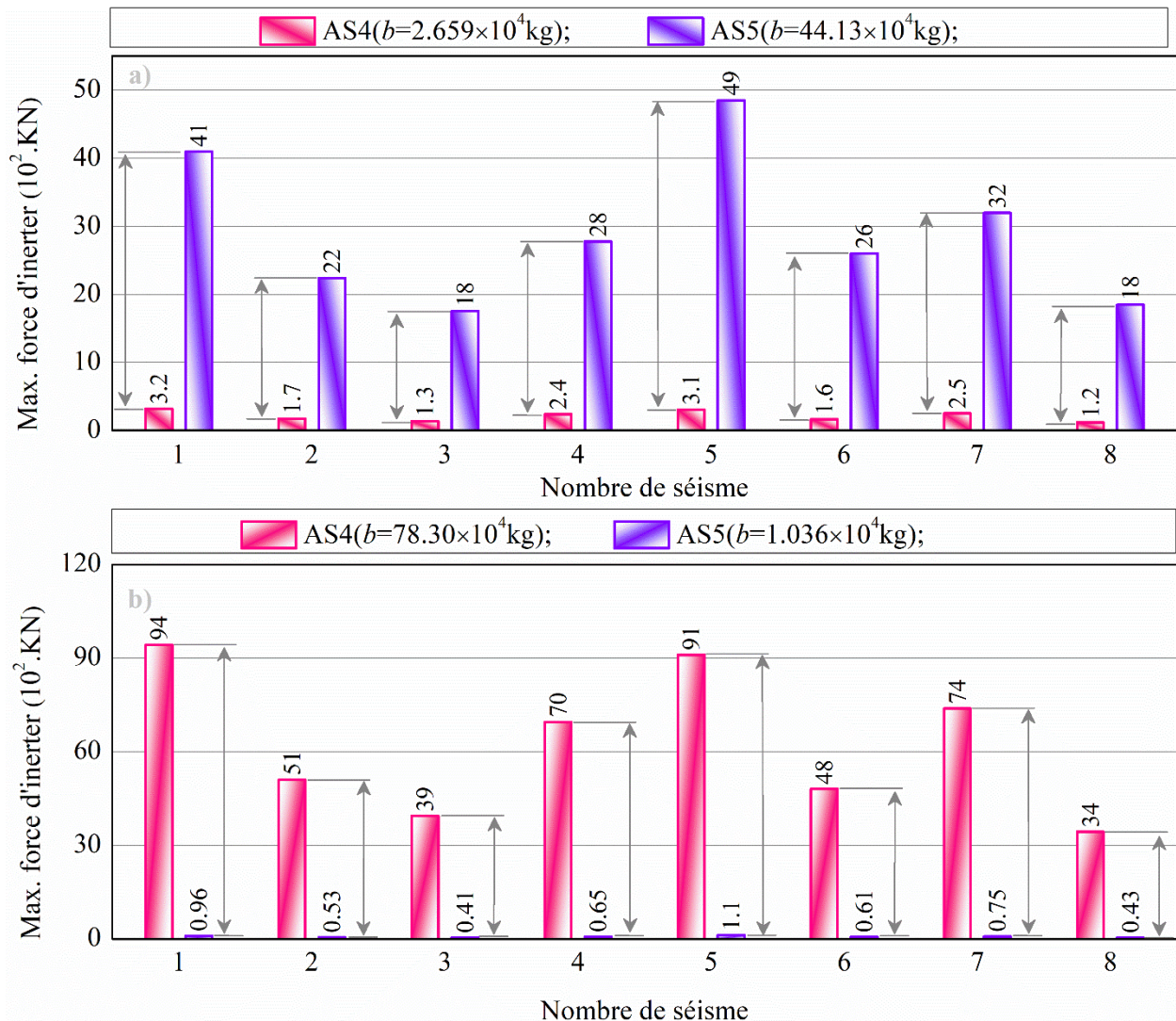


Figure 5.28 Histogrammes des valeurs maximales de course TMD des trois scénarios de contrôle (AS3,AS4 et AS5) soumis aux diverses excitations sismiques

La raison de ce phénomène peut être liée à trois faits : (i) la quantité d'inertance optimale, (ii) la quantité de masse réelle optimale et (iii) la nature de diverses excitations sismiques. Il est important de noter que plus la masse réelle et l'inertance sont grandes, plus la réponse de la course est élevée. Cette situation a été explorée et rapportée pour la première fois par, **Djerouni et al [143]** et confirmée dans cette thèse. Comme dernière remarque, on note que tout au long de la course, les valeurs de pic pour tous les dispositifs installés dans le bâtiment B sont toujours supérieures à celles du bâtiment A pour toutes les excitations sismiques (voir les figures 5.28a et 5.28b).

Les pics de force d'inertie qui se développent au niveau de l'inertie des dispositifs TMDI et TID de conception optimale, qui se réfèrent aux scénarios de contrôle AS4 et AS5, sont également importants à examiner car ils doivent être pris en compte localement par les bâtiments au niveau de l'étage.



*Figure 5.29 Histogrammes des valeurs maximales de la force d'inertier des deux scénarios (AS4 et AS5) soumis aux huit séismes naturels*

Toutefois, il est important de noter que la force d'inertier est calculée en multipliant le facteur d'inertance constant par l'accélération relative aux deux bornes, la première borne étant toujours fixée à la masse du TMDI/TID et la deuxième borne étant fixée en permanence au l'étage de la masse du bâtiment. To this end, in Figure 5.29 the peak inerter force is plotted as a function of all earthquake excitation.

Le scénario de contrôle AS5 fournit une valeur de pic de force d'inertier supérieure à trois fois celle du scénario de contrôle AS4 (voir figure 5.29a). La plus grande valeur de la force d'inertier est observée sous San Fernando, pour le scénario de contrôle AS5. Une observation similaire peut être faite à la figure 5.29b, où les valeurs de pic d'inertier obtenues par le scénario de contrôle AS4 sont toutes sensiblement supérieures à celles produites par le scénario de contrôle AS5. En outre, la valeur maximale de la force d'inertier est atteinte par le scénario de contrôle AS4 soumis au séisme de Nahanni.

Pour l'évaluation énergétique, une inspection de l'énergie d'amortissement aide à déterminer le comportement dynamique et l'efficacité des différents scénarios de contrôle décrits précédemment, y compris le cas NC où aucun dispositif de contrôle n'est installé dans les deux bâtiments. À cette fin, l'énergie d'amortissement est calculée pour les scénarios de contrôle NC, AS3, AS4 et AS5.

La formule pour calculer l'énergie d'amortissement est la suivante :  $E_d = \int_0^t [C] \{ \dot{X}(t) \}^2 dt$ . Pour une meilleure compréhension, la réponse de l'énergie d'amortissement est normalisée par la valeur de pic des bâtiments non contrôlés (NC), une valeur inférieure à 1 indiquant une énergie d'amortissement dissipée moindre et une valeur supérieure à 1 indiquant une énergie d'amortissement dissipée élevée. A partir des résultats présentés à la Figure 5.30, on constate généralement sur les courbes d'énergie que l'énergie d'amortissement normalisée dans les scénarios contrôlés AS3, AS4 et AS5 est plus faible que dans le cas NC.

Ainsi, l'efficacité des scénarios de contrôle utilisant les TMD, TID et TMDI pour améliorer l'énergie d'amortissement dans les bâtiments adjacents est confirmée.



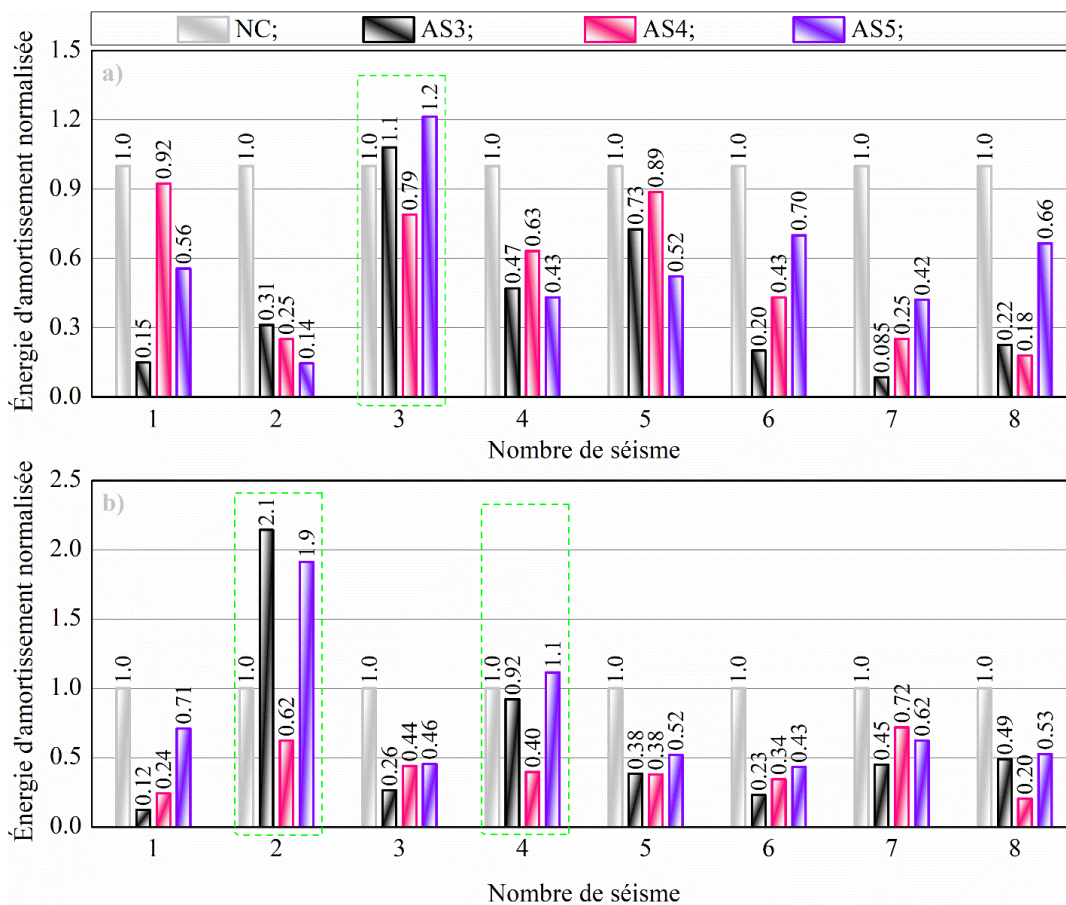


Figure 5.30 Histogrammes des valeurs maximales de l'énergie d'amortissement des quatre scénarios de contrôle (NC, AS3, AS4 et AS5) du bâtiment (A) et (B) du bâtiment (B) sous diverses excitations sismiques

Dans quelques cas, par rapport au cas NC, des énergies d'amortissement plus élevées sont dissipées par les scénarios de contrôle AS5 et AS3 sous les excitations sismiques de Kocaeli, Superstition Hills et Chi-Chi (voir les figures 5.30a et 5.30b). Le pourcentage d'énergie d'amortissement dissipée variait de 8% à ~92% si les scénarios de contrôle AS3, AS4 et AS5 étaient utilisés. Il est important de noter que l'augmentation de la proportion de dissipation de l'énergie vibratoire dans les scénarios de contrôle signifie que moins d'énergie est transférée dans les bâtiments.

### 5.5.3 Structures contrôlées isolées à la base

Cette section est consacrée à l'étude de l'efficacité du TMDI dans une analyse comparative avec d'autres dispositifs de contrôle passif. Le TMDI est comparé aux dispositifs TMD les plus courants afin de déterminer lequel de ces dispositifs est le plus performant en termes de déplacement de la base et de la structure. Par souci d'exhaustivité, la comparaison est effectuée par simulation

numérique sur deux structures isolées différentes afin de tenir compte d'un large éventail de types de structures et de hauteurs. Ces deux structures sont caractérisées par un nombre différent d'étages et des propriétés de rigidité différentes, et elles sont désignées comme structures de référence.

### 5.5.3.1 Cas d'étude V

Le premier système structurel de référence utilisé dans l'analyse numérique est un bâtiment de huit étages à base isolée, comme le montre la figure 5.31. Pour des raisons de simplicité, le bâtiment principal et le sous-système d'isolation à la base ont été considérés comme des systèmes linéaires. Il est à noter que le bâtiment de huit étages isolé à la base, a été déjà analysé et décrit par **Yang et al [174]**, **Yang et al [177]**. Les propriétés structurelles de chaque étage, telles que la hauteur, la masse, la rigidité, l'amortissement et la fréquence naturelle, sont respectivement résumées dans le tableau 5.5. Trois configurations différentes de contrôle passif des vibrations sont examinées et comparées : (1) un bâtiment isolé à la base, équipé d'un système conventionnel de TMD ( $\mu > 0$ ) ; (2) bâtiment isolé à la base, équipé de TMD non conventionnels ( $\mu_{eq} = \beta + \mu$  c'est-à-dire égal au rapport de masse effectif de la configuration 3) ; (3) bâtiment isolé à la base et équipé de TMDI ( $\mu > 0, \beta > 0$ ). Le bâtiment conventionnel isolé à la base sans aucun dispositif supplémentaire est également analysé et considéré comme une solution de référence. Les paramètres optimaux de conception des bâtiments ont été déterminés par le même type de procédure d'optimisation (algorithme génétique). Un problème d'optimisation à objectif unique est alors formulé en exigeant que la fonction objective soit minimisée dans l'espace. Le dispositif de contrôle TMD/TMDI est caractérisé par cinq paramètres. Les valeurs des limites supérieures et inférieures du problème d'optimisation sont présentées dans le tableau 5.11. Par exemple, les variables de conception optimales fondées pour trois configurations de contrôle par la minimisation de la norme de  $H_\infty$  de la fonction de transfert de la réponse du déplacement à la base sont données dans le tableau 5.14. Afin de rendre les trois configurations de contrôle comparables, le rapport de masse ( $\mu$ ) dans le TMD conventionnel et le TMDI sont égaux. En outre, le rapport de masse ( $\mu_{eq} = \mu + \beta$ ) dans le TMD non conventionnel est égal à la somme des rapports d'inertance et de masse dans les TMDI.

L'analyse a d'abord été effectuée dans le domaine fréquentiel puis dans le domaine temporel en termes de déplacement à la base, l'accélération, le déplacement au sommet, l'effort de cisaillement à la base, la course TMD/TMDI, l'énergie de déformation et l'énergie cinétique.

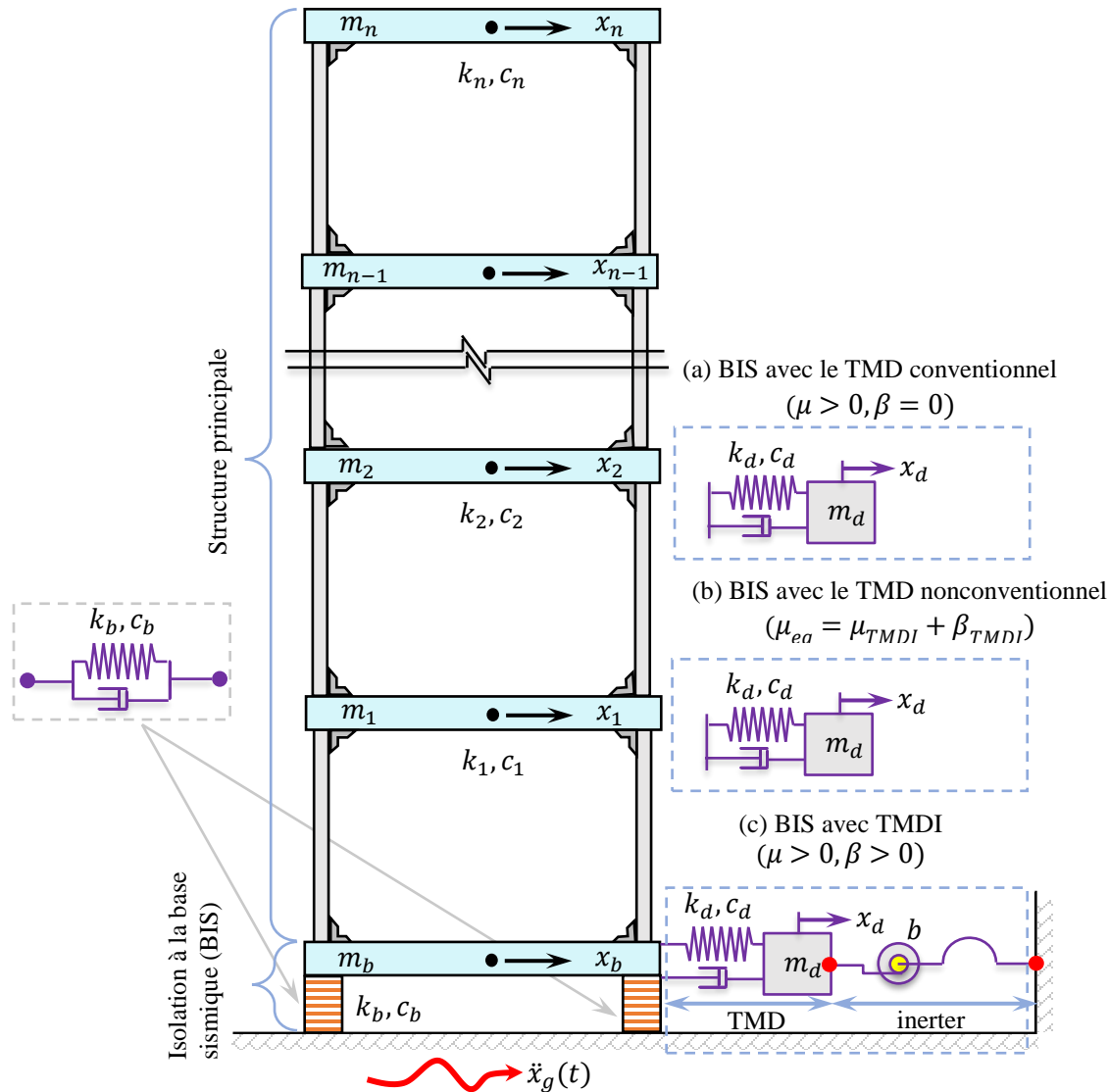


Figure 5.31 Trois configurations de contrôle des bâtiments isolés à la base : (a) équipés de TMD conventionnels ; (b) équipés de TMD non conventionnels ; et (c) équipés de TMDI

La fonction de réponse en fréquence (FRF) du déplacement à la base et de la réponse à l'accélération absolue du TMD conventionnelle, du TMD non conventionnelle et du TMDI, respectivement, est représentée avec celle du bâtiment conventionnel isolé à la base dans la Figure

5.32 respectivement. La fonction de réponse en fréquence est normalisée par le pic le plus élevé de la fonction de réponse en fréquence du bâtiment BIS conventionnel. La fréquence naturelle est normalisée par la fréquence dominante du bâtiment BIS conventionnel. En général, toutes les configurations de contrôle, comme le montre la figure 5.32, sont capables de réduire le pic de résonance de la fonction de réponse en fréquence du bâtiment conventionnel isolé à la base (ligne noire continu).

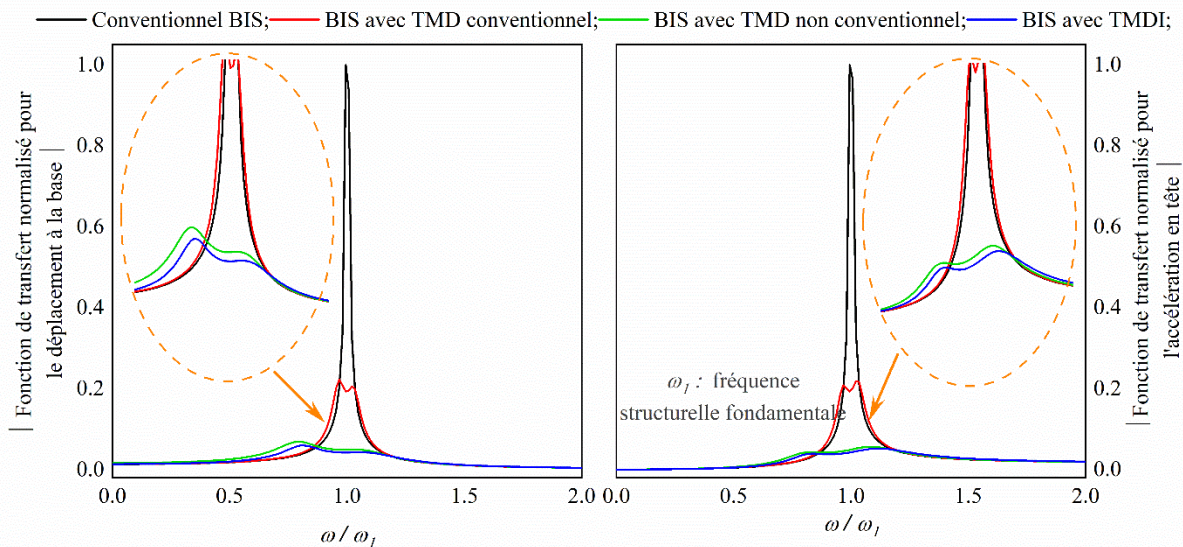


Figure 5.32 Fonction de transfert de fréquence du déplacement (à gauche) et de l'accélération (à droite) du bâtiment de référence à base isolée de 8 étages pour trois scénarios par rapport au bâtiment de référence équipé du système conventionnel à base isolée BIS unique

Dans la Figure 5.32 (gauche), le pic de la FRF du déplacement à la base du BIS avec TMD conventionnel (ligne rouge continu) est réduit de 75% par rapport au bâtiment BIS conventionnel (ligne pointillée noire). En particulier, la FRF des deux déplacements à la base de la configuration de contrôle du bâtiment BIS équipé d'un TMDI (ligne bleue continu) est la plus faible parmi les FRF de la configuration de contrôle avec d'autres dispositifs de contrôle examinés tels que le TMD non conventionnel (ligne verte continu). Il est important de noter que la réponse en fréquence du bâtiment BIS conventionnel présente un seul pic distinct. Alors que les trois configurations de contrôle, chacune d'entre elles montre deux pics distincts. En outre, le premier pic de résonance des trois configurations de contrôle est plus élevé que le second pic de résonance.

L'inspection des facteurs de participation modale de masse montre que le premier mode concerne le bâtiment BIS. Le deuxième mode concerne le TMD/TMDI conventionnel ou non conventionnel, c'est-à-dire le mouvement du TMD/TMDI par rapport au bâtiment BIS. Dans ce qui suit, nous utilisons le premier mode structurel de vibration, c'est-à-dire celui dont le facteur de participation de masse est le plus élevé, lorsque nous discutons de la fréquence de vibration fondamentale du bâtiment BIS contrôlé. Une observation similaire peut être faite sur la fonction de réponse en fréquence (FRF) de la réponse de l'accélération absolue montrée dans la Figure 5.32 (droite). On observe que le deuxième pic de résonance est plus élevé que le premier pic de résonance. La raison en est que le principal objectif du problème d'optimisation est de réduire la réponse de la fonction de transfert du déplacement à la base.

Ensuite, la performance et l'efficacité des configurations de contrôle sont examinées et évaluées dans le domaine temporel. Les réponses en termes de déplacement, d'accélération absolue, de l'effort de cisaillement à la base, de la course TMD/TMDI, de l'énergie de déformation et de l'énergie cinétique sont déterminées à l'aide de certaines diverses excitations sismiques naturelles indiquées dans le tableau 5.21. A noter que la valeur en gras dans le tableau est la meilleure. Le pourcentage de réduction obtenu par rapport à la réponse conventionnelle du bâtiment BIS est indiqué entre parenthèses : Une valeur négative indique une amplification ; une valeur positive signifie une réduction.

En regardant les résultats de déplacement au sommet, les pourcentages de réduction de chaque configuration de contrôle par rapport au bâtiment BIS conventionnel sont indiqués entre parenthèses. Le BIS avec une configuration de contrôle TMD optimale atteint toujours un excellent niveau de réduction des vibrations ; la meilleure réduction est remarquée sous Loma Prieta, et elle a la valeur de ~28 cm avec une réduction correspondante de 50%, alors que les autres configurations de contrôle ont montré une réduction moindre : BIS avec configuration de contrôle TMD conventionnelle 12 % ; et BIS avec configuration de contrôle TMD non conventionnelle : 43%. Il est constaté dans le tableau que le déplacement maximal du BIS conventionnel est d'environ 100 cm. On observe que le BIS avec TMD optimisé non conventionnel fournit une réduction de réponse supplémentaire de 2% par rapport au BIS avec TMDI optimisé sous San Fernando. Bien que les deux TMDI optimaux et les TMD optimaux non conventionnels présentent la même quantité de masse et les mêmes rapports d'inertance. D'autre part, la réduction de la réponse obtenue par le BIS avec le TMD conventionnel optimisé est la plus faible. Le tableau 5.21

présente la réponse à l'accélération maximale des trois configurations de contrôle, y compris le bâtiment BIS conventionnel, sous des séismes de champ proche et de champ lointain. Les pourcentages de réduction de chaque configuration de contrôle par rapport au bâtiment BIS conventionnel sont indiqués entre parenthèses. La réduction de l'accélération absolue n'est pas aussi efficace que le déplacement, ce qui est attendu pour un dispositif (TMD/TMDI) optimisé pour réduire et contrôler la demande de déplacement. Ces résultats montrent que le BIS avec une configuration de contrôle TMD non conventionnelle et optimale est plus performant que le BIS avec une configuration de contrôle TMDI optimale. En ce sens, dans quelques cas, le BIS avec TMDI optimal apparaît supérieur au BIS avec TMD non conventionnel optimal, comme lors des séismes de Manjil et de Nahanni. Encore une fois, le BIS avec un TMDI optimal est légèrement inefficace pour contrôler la réponse structurelle au séisme de San Fernando. L'accélération absolue maximale du BIS conventionnel est observée sous Nahanni, et elle a la valeur de 1,3 g. Alors que la plus petite valeur de pic est atteinte par le BIS avec le TMD non conventionnel optimisé, avec une réduction correspondante de 31 %. Il est largement reconnu que, bien que les niveaux élevés d'amortissement dans les BIS conventionnels contribuent à une réduction du déplacement à la base, des effets néfastes peuvent survenir dans la réponse de la superstructure, car les accélérations absolues peuvent être augmentées en raison de la participation de réponses de modes supérieurs, **Masnata *et al* [139], Kelly [191]**.

Le tableau 5.21 indique la valeur maximale de l'effort de cisaillement à la base de chaque configuration de contrôle par rapport au bâtiment BIS conventionnel. Les pourcentages de réduction de chaque configuration de contrôle par rapport au bâtiment BIS conventionnel sont indiqués entre parenthèses. Comme on peut le voir dans le tableau, la réduction de l'effort de cisaillement à la base est inférieure à 30% sous différents séismes, même si l'effort de cisaillement à la base a légèrement augmenté pendant le séisme de Loma Prieta. D'après ces résultats, on peut dire que le BIS avec une configuration de contrôle TMDI optimale est plus performant que le BIS avec une configuration de contrôle TMD non conventionnelle optimale. Cela confirme la robustesse du système BIS avec un TMDI optimal. Cependant, par rapport au BIS avec TMD optimisé non conventionnel, le BIS avec TMD optimisé conventionnel peut réduire encore plus le résultat de la réponse en l'effort de cisaillement à la base. En outre, on peut voir que le rapport de masse plus élevé considéré dans le BIS avec une configuration de contrôle TMD optimale non conventionnelle affecte les résultats de la réponse de manière négative en l'effort de cisaillement à

Tableau 5.21 Quantités de réponse de pic pour une suite de diverses excitations sismiques pour un bâtiment de référence de 8 étages isolé à la base

Système de contrôle passif des vibrations	Séisme	Déplacement en tête (cm)	Accélération en tête (g)	Effort tranchant $V_b/W$	Déplacement en bas (cm)	Énergie cinétique $E_k$ (KN.m)	Énergie de déformation $E_s$ (KN.m)
BIS conventionnel	Nahanni	39.723	1.307	1.281	31.753	0.326	0.370
BIS avec TMD conventionnel		37.558(5%)	1.281(2%)	1.268(1%)	30.250(5%)	0.299(8%)	0.337(9%)
BIS avec TMD non conventionnel		24.656(38%)	1.145(12%)	1.383(-8%)	19.477(39%)	<b>0.175(46%)</b>	<b>0.178(52%)</b>
BIS avec TMDI		<b>21.695(45%)</b>	<b>1.140(13%)</b>	<b>1.155(10%)</b>	<b>17.078(46%)</b>	0.188(42%)	0.189(49%)
BIS conventionnel	Superstition	65.961	0.459	0.465	51.233	0.872	0.901
BIS avec TMD conventionnel		59.986(9%)	0.449(2%)	0.447(4%)	47.761(7%)	0.731(16%)	0.758(16%)
BIS avec TMD non conventionnel		39.245(41%)	<b>0.384(16%)</b>	0.468(-1%)	32.546(36%)	0.366(58%)	0.383(57%)
BIS avec TMDI		<b>34.586(48%)</b>	0.407(11%)	<b>0.401(14%)</b>	<b>28.451(44%)</b>	<b>0.277(68%)</b>	<b>0.292(68%)</b>
BIS conventionnel	Kocaeli	18.315	0.224	0.194	14.193	0.098	0.098
BIS avec TMD conventionnel		17.374(5%)	0.222(1%)	0.196(-1%)	13.094(8%)	0.095(3%)	0.095(3%)
BIS avec TMD non conventionnel		16.160(12%)	<b>0.190(15%)</b>	0.235(-21%)	13.772(3%)	0.084(14%)	0.088(10%)
BIS avec TMDI		<b>14.282(22%)</b>	0.194(13%)	<b>0.192(1%)</b>	<b>12.130(15%)</b>	<b>0.063(36%)</b>	<b>0.064(35%)</b>
BIS conventionnel	Chi-Chi	65.927	0.500	0.408	51.740	0.862	0.917
BIS avec TMD conventionnel		45.593(31%)	0.498(0%)	0.411(-1%)	34.882(33%)	0.423(51%)	0.456(50%)
BIS avec TMD non conventionnel		39.895(39%)	<b>0.464(7%)</b>	0.474(-16%)	31.080(40%)	0.299(65%)	0.423(54%)
BIS avec TMDI		<b>34.245(48%)</b>	<b>0.466(7%)</b>	<b>0.385(6%)</b>	<b>26.564(49%)</b>	<b>0.280(68%)</b>	<b>0.294(68%)</b>
BIS conventionnel	San Fernando	32.397	1.004	1.217	25.577	0.394	0.422
BIS avec TMD conventionnel		23.805(27%)	0.998(1%)	1.222(0%)	20.093(21%)	0.386(2%)	0.409(3%)
BIS avec TMD non conventionnel		<b>17.486(46%)</b>	<b>0.986(2%)</b>	1.386(-14%)	13.159(49%)	0.304(23%)	0.305(28%)
BIS avec TMDI		18.185(44%)	1.074(-7%)	<b>1.164(4%)</b>	<b>12.817(50%)</b>	<b>0.260(34%)</b>	<b>0.262(38%)</b>
BIS conventionnel	Friuli	11.906	0.394	0.394	9.283	0.061	0.064
BIS avec TMD conventionnel		10.673(10%)	0.394(0%)	0.398(-1%)	7.897(15%)	0.060(2%)	0.063(2%)
BIS avec TMD non conventionnel		8.036(33%)	0.389(1%)	0.471(-20%)	5.973(36%)	<b>0.047(23%)</b>	<b>0.050(22%)</b>
BIS avec TMDI		<b>7.779(35%)</b>	<b>0.372(6%)</b>	<b>0.387(2%)</b>	<b>5.539(40%)</b>	0.056(8%)	0.058(9%)
BIS conventionnel	Loma Prieta	55.272	0.705	<b>0.710</b>	43.961	0.659	0.665
BIS avec TMD conventionnel		48.575(12%)	0.702(0%)	0.713(0%)	38.338(13%)	0.581(12%)	0.582(12%)
BIS avec TMD non conventionnel		31.312(43%)	<b>0.676(4%)</b>	0.793(-12%)	23.605(46%)	<b>0.273(59%)</b>	<b>0.329(51%)</b>
BIS avec TMDI		<b>27.775(50%)</b>	0.706(0%)	0.711(0%)	<b>20.110(54%)</b>	0.348(47%)	0.383(42%)
BIS conventionnel	Manjil	100.215	0.475	0.404	78.526	1.696	1.818
BIS avec TMD conventionnel		99.562(1%)	0.455(4%)	0.412(-2%)	78.936(-1%)	1.872(-10%)	2.015(-11%)
BIS avec TMD non conventionnel		82.320(18%)	0.354(25%)	0.489(-21%)	68.241(13%)	1.500(12%)	2.000(-10%)
BIS avec TMDI		<b>72.350(28%)</b>	<b>0.327(31%)</b>	<b>0.294(27%)</b>	<b>58.705(25%)</b>	<b>0.949(44%)</b>	<b>0.982(46%)</b>

la base, et l'observation inverse peut être vue dans le BIS avec une configuration de contrôle TMD optimale conventionnelle où un rapport de masse plus petit est considéré. Par conséquent, en raison de la réduction insignifiante de l'effort de cisaillement à la base sous divers séismes, on peut conclure que l'optimisation des paramètres TMD et TMDI conventionnels ou non conventionnels axés sur la réduction du déplacement n'affectera pas de manière significative l'effort de cisaillement à la base du bâtiment BIS.

Les détails de la comparaison de la réponse du déplacement à la base maximal dans le BIS avec TMD optimisé conventionnel, le BIS avec TMD optimisé non conventionnel et le BIS avec TMDI optimisé soumis à diverses excitations sismiques sont rapportés dans le tableau 5.23.

On peut voir que le BIS avec une configuration de contrôle TMDI optimale peut réduire de manière significative la demande de déplacement de la couche BIS sous diverses excitations sismiques. De toute évidence, l'efficacité du contrôle du BIS avec les TMD optimaux conventionnels et non conventionnels sur le déplacement à la base de pic du bâtiment BIS est inférieure à celle du TMDI. Pour le BIS avec une configuration de contrôle TMDI optimale, la réduction maximale du déplacement à la base du bâtiment BIS se produit sous l'excitation du séisme de Loma Prieta. Le minimum sous l'excitation sismique de Kocaeli.

Pendant un séisme, le mouvement sismique fournit de l'énergie au bâtiment. Néanmoins, pendant l'excitation sismique, toute l'énergie d'entrée n'est pas perdue et le reste de l'énergie est conservé dans le bâtiment sous forme d'énergies cinétique et de déformation interchangeables. L'examen de la déformation et de l'énergie cinétique est utile pour comprendre le comportement dynamique et l'efficacité des configurations de contrôle. À cet égard, l'énergie de déformation, ainsi que l'énergie cinétique, sont calculées comme suit, **De Domenico et Ricciardi [14]**

$$E_s = 0.5 \{X(t)\}^T [K] \{X(t)\} \quad (5,2)$$

$$E_k = 0.5 \{\dot{X}(t)\}^T [M] \{\dot{X}(t)\}$$

La valeur de pic maximale de l'énergie cinétique  $E_k$  ainsi que l'énergie de déformation élastique  $E_s$  du bâtiment BIS conventionnel, du BIS avec TMD optimisé conventionnel, du BIS avec TMD optimisé non conventionnel et du BIS avec TMDI optimisé, soumis à diverse excitations sismiques sont présentées dans le tableau 5.21. Les pourcentages de réduction de chaque configuration de contrôle par rapport au bâtiment BIS conventionnel sont indiqués entre parenthèses. Comme on



peut l'observer dans le tableau, la réponse énergétique du bâtiment BIS est fortement réduite par les configurations de contrôle.

Il est évident que l'énergie cinétique et l'énergie de déformation sont réduites en installant le TMD optimisé conventionnel, le TMD optimisé non conventionnel et le TMDI optimisé dans le bâtiment BIS par rapport au bâtiment BIS conventionnel. Il est conclu que la diminution de l'énergie cinétique et de l'énergie de déformation est nettement moins significative dans le BIS à configuration de contrôle TMD optimale que dans le BIS à configuration de contrôle TMD optimale conventionnelle/non conventionnelle et dans le bâtiment BIS conventionnel.

Une fois de plus, le tableau montre que les performances du BIS avec une configuration de contrôle TMD non conventionnelle et optimale sont bien meilleures que celles des configurations de contrôle TMDI optimales et TMD conventionnelles dans quelques cas, notamment lors des séismes de Nahanni, Friuli et Loma Prieta.

Enfin, outre la réactivité du bâtiment BIS conventionnel, la course des dispositifs TMD/TMDI est également un facteur essentiel à considérer. En particulier dans les bâtiments BIS conventionnels où l'espace est limité, la course des dispositifs supplémentaires est une contrainte critique. Le déplacement de la course est déterminé sous diverses excitations sismiques pour le TMD conventionnel, le TMD non conventionnel ainsi que le TMDI puis tracé dans la Figure 5.33. Contrairement au TMD conventionnel, on constate que l'utilisation du TMD non conventionnel avec un rapport de masse élevé ainsi que du TMDI avec un petit rapport de masse produit un déplacement de course plus petit (voir la légende dans la même figure). Cela a prouvé que l'utilisation d'un inerter conjointement avec le TMD selon la configuration de contrôle du TMDI est une stratégie de contrôle structurel très efficace. Cela permet à la configuration de contrôle TMDI d'être plus pratique pour les applications pratiques que le TMD non conventionnel en raison du rapport de masse peu pratique. À titre de comparaison, le TMD non conventionnel (avec un rapport de masse élevé) a réduit de manière significative le déplacement de la course et a montré une nette supériorité par rapport au TMD conventionnel (avec un rapport de masse faible). Cela signifie qu'un grand espace dans le bâtiment BIS à la base doit être consacré au TMD pour répondre à la demande de déplacement de cette masse secondaire. Là encore, le TMD non conventionnel montre le même niveau de réduction du déplacement de la course par rapport au TMDI, avec une supériorité par rapport à ce dernier dans certains cas.

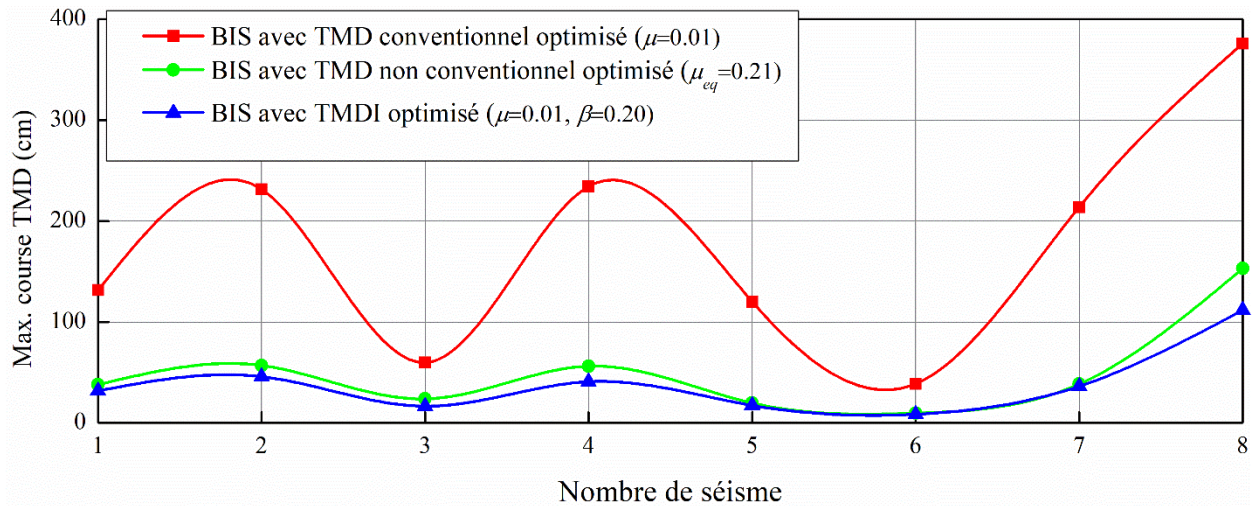
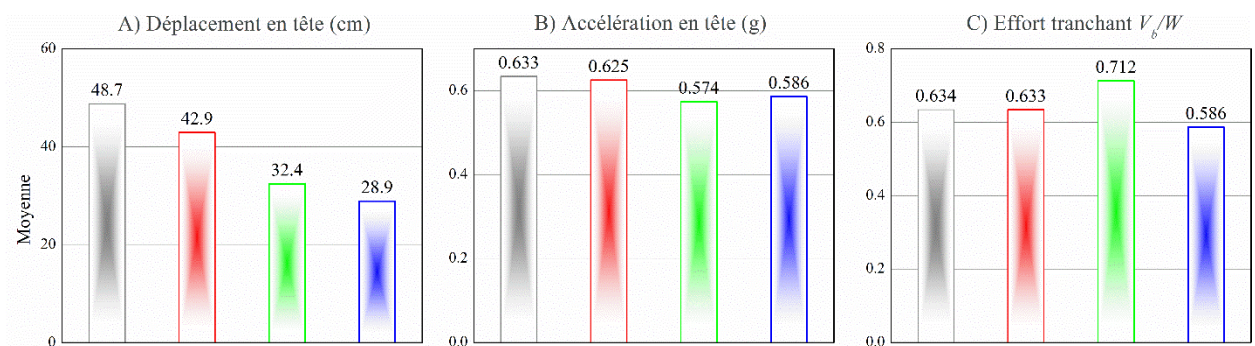


Figure 5.33 Déplacement de la course du TMD/TMDI soumis à diverses excitations sismiques pour un bâtiment de référence à base isolée de 8 étages ; BIS avec TMD conventionnel - ligne rouge continue avec symbole carré, BIS avec TMD non conventionnel - ligne verte continue avec symbole circulaire, BIS avec TMDI - ligne bleue continue avec symbole rectangle

La figure 5.34 compare les valeurs maximales moyennes de huit indicateurs de réponse (c'est-à-dire le déplacement, l'accélération, l'effort de cisaillement à la base, le déplacement de la course du TMD/TMDI, l'énergie cinétique et l'énergie de déformation) soumis à huit excitations sismiques différentes. En examinant les résultats, on constate que le BIS équipé d'un TMDI optimal atteint un excellent niveau de réduction des vibrations, non seulement en termes de demande de déplacement du BIS (avec des réductions de plus de 40 %), mais aussi en ce qui concerne tous les autres indicateurs de réponse, à l'exception des réponses d'accélération absolue et de l'effort de cisaillement à la base, où la réduction est très faible, de l'ordre de 5 %.



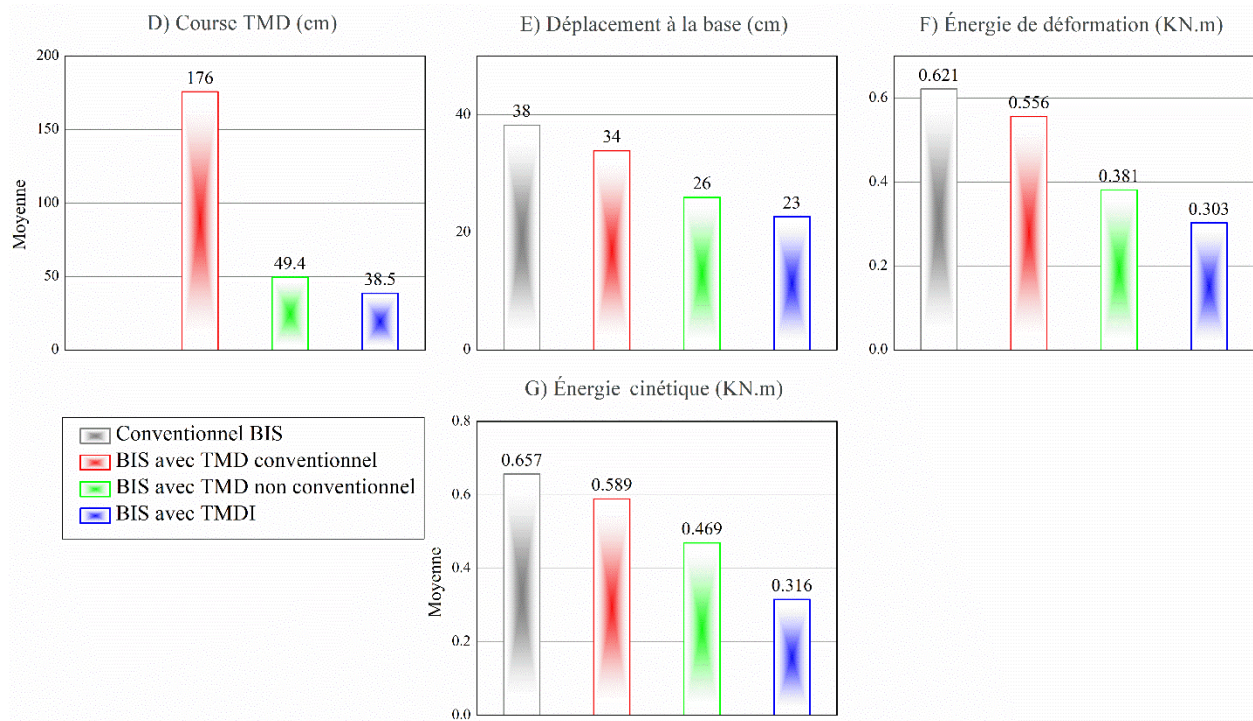


Figure 5.34 Indicateurs de réponse moyenne (déplacement, accélération, effort tranchant à la base, déplacement de la course TMD/TMDI, déformation et énergie cinétique) sous différents types d'excitations sismiques pour un bâtiment de référence de 8 étages isolé à la base

### 5.5.3.2 Cas d'étude VI

Le deuxième système structurel de référence utilisé dans l'analyse numérique est un bâtiment de vingt étages à base isolée, représenté visuellement sur la figure 5.31. Les propriétés dynamiques et les informations détaillées du bâtiment de référence à base isolée, telles que la hauteur, la masse, la rigidité, l'amortissement et les fréquences naturelles, sont présentées dans le tableau 5.6. Ce bâtiment de référence a été utilisé dans la littérature pour démontrer l'efficacité de différents dispositifs de contrôle tels que l'amortisseur magnéto-rhéologique MR, l'amortisseur de masse accordé TMD, l'amortisseur de masse accordé actif ATMD, l'amortisseur de masse accordé avec inerter TMDI, l'amortisseur de colonne de liquide accordé TLCD, l'amortisseur de liquide accordé TLD et ainsi de suite.

Afin d'étudier les performances des trois configurations de contrôle définies précédemment (BIS avec TMD conventionnel, BIS avec TMD non conventionnel et BIS avec TMDI), nous avons étendu ces configurations pour un bâtiment élevé. Ainsi, pour confirmer et prouver davantage que les trois configurations de contrôle sont meilleures que le bâtiment BIS conventionnel pour contrôler la demande de déplacement et les autres réponses.

Par conséquent, quatre ensembles de paramètres de conception optimaux généraux  $(\mu, \beta, f_d, \zeta_d)$  sont obtenus, correspondant aux trois configurations de contrôle définies précédemment (BIS avec TMD conventionnel, BIS avec TMD non conventionnel et BIS avec TMDI). Les valeurs des limites inférieures et supérieures des paramètres de conception visés sont définies dans le tableau 5.11. Les premier et deuxièmes paramètres de conception sont fixés, comme cela est souvent le cas dans la littérature, tandis que l'autre paramètre joue le rôle de paramètre de conception. Les rapports de fréquence et d'amortissement optimisés du TMD/TMDI doivent être suffisamment grands pour produire un contrôle efficace et suffisamment étroit pour l'efficacité du calcul.

Ainsi, les paramètres de conception optimaux obtenus par BIS avec un TMD conventionnel optimisée, BIS avec un TMD non conventionnel optimisé et BIS avec un TMDI optimisé sont présentés dans le tableau 5.15. Leurs paramètres optimaux ont été estimés en minimisant la norme  $H_\infty$  du déplacement maximal à la base du bâtiment BIS. L'algorithme génétique a été utilisé pour la minimisation. Le tableau 5.15 montre que le TMD conventionnel présente le plus grand rapport de fréquence optimal, suivi du TMDI, tandis que le TMD non conventionnel présente le plus faible rapport de fréquence optimal. Parallèlement, le TMD non conventionnel a observé le rapport d'amortissement le plus élevé, suivi du TMDI, tandis que le TMD conventionnel a obtenu le rapport d'amortissement le plus faible.

Les fonctions de transfert sont normalisées par le pic de la fonction de transfert du bâtiment BIS conventionnel. De même, la gamme de fréquences naturelles est normalisée par la fréquence naturelle dominante du bâtiment BIS conventionnel.

La réponse à la fréquence de pic du déplacement de la base des bâtiments BIS conventionnels est fortement supprimée lorsque les TMD optimaux conventionnels, les TMD optimaux non conventionnels et les TMDI optimaux sont installés. On peut observer que les pics de la fréquence naturelle du premier mode sont divisés en deux pics (droit et gauche) pour les trois configurations de contrôle utilisées. La valeur du premier pic d'amplitude (à gauche) est supérieure à celle du second pic de résonance (à droite). En outre, la réponse en fréquence de pic du bâtiment BIS conventionnel pour le déplacement à la base et l'accélération absolue est montrée avec un pic fondamental unique. Parmi les trois configurations de contrôle, BIS avec TMDI optimisé montre une meilleure réduction du pic de la fonction de transfert, suivi de BIS avec TMD optimisé non conventionnel.

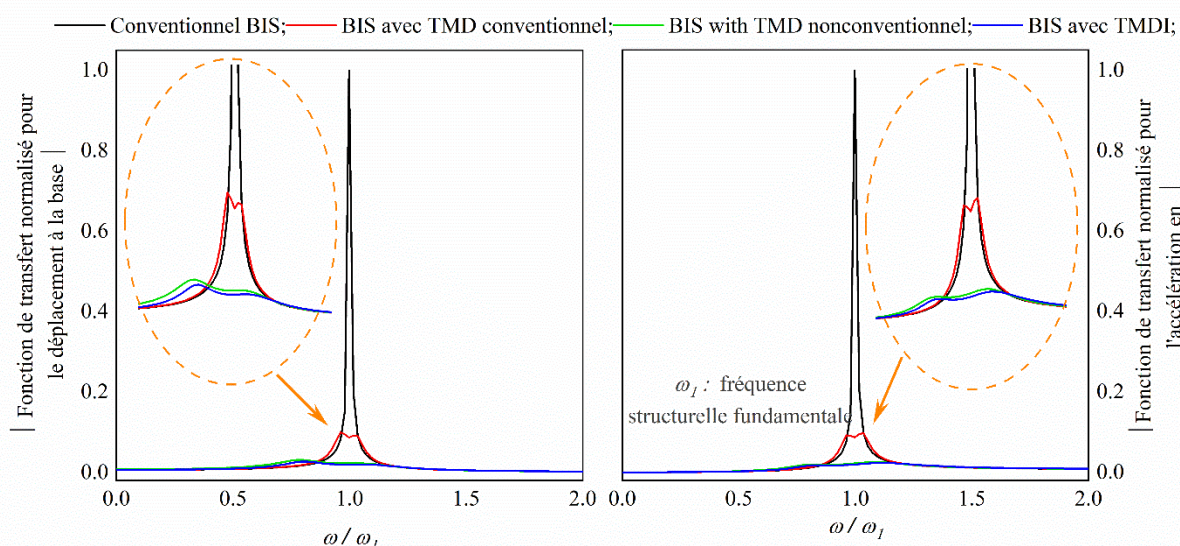


Figure 5.35 Fonction de transfert de fréquence du déplacement (à gauche) et de l'accélération (à droite) du bâtiment de référence à base isolée de 20 étages pour trois scénarios par rapport au bâtiment de référence équipé du système conventionnel à la base isolée BIS unique

Des tendances similaires sont observées en ce qui concerne la réponse en fréquence de la courbe d'accélération absolue. Ces courbes démontrent les avantages du TMD en conjonction avec l'inertier (TMDI) dans la réalisation d'une atténuation considérable des vibrations induites par les séismes en comparaison avec le TMD conventionnel, le TMD non conventionnel en employant la même quantité de rapport de masse, la même somme de rapport de masse et de rapport d'inertance respectivement.

En examinant de plus près la réponse du TMD conventionnel/non conventionnel, il est évident, d'après les courbes, qu'une augmentation du rapport de masse conduit à une réduction significative de la réponse de la fonction de transfert.

L'inspection dans le domaine temporel de l'efficacité du contrôle de la réponse sismique à l'aide de TMD conventionnels optimaux, de TMD non conventionnels optimaux et de TMDI optimaux est étudiée pour le déplacement, l'accélération, l'effort de cisaillement à la base, le déplacement de course de TMD/TMDI, la déformation et l'énergie cinétique. Le tableau 5.22 montre la variation de la réponse de performance pour le BIS avec une configuration de contrôle TMDI optimale, le BIS avec une configuration de contrôle TMD optimale non conventionnelle et le BIS avec une configuration de contrôle TMD optimal conventionnel par rapport à la réponse du bâtiment BIS conventionnel sous différents types d'excitations sismiques. Le tableau 5.22 montre clairement que

les performances d'un BIS avec une configuration de contrôle TMDI optimal utilisée pour l'atténuation de la réponse aux vibrations sont supérieures. Les valeurs en gras dans le tableau indiquent les meilleures situations, tandis que le pourcentage de réduction est indiqué entre parenthèses. Un signe positif indique une réduction, tandis qu'un signe négatif indique une amplification.

En ce qui concerne l'amélioration du déplacement de pic, on constate que l'amélioration maximale est obtenue par l'installation du TMDI optimal dans la configuration de contrôle du bâtiment BIS. La réduction maximale du déplacement maximal est d'environ 62% sous l'excitation du séisme de Kocaeli. En outre, on constate que le BIS avec un TMD optimal conventionnel et le BIS avec un TMD optimal non conventionnel peuvent réduire le déplacement de pic d'environ 23 % et 56 %. Il est à noter que dans le cas de BIS avec une configuration de contrôle TMD optimal conventionnel, le déplacement de pic ne peut être réduit.

Les performances du BIS avec les configurations de contrôle TMD conventionnel, TMD non conventionnel et TMDI pour réduire l'accélération maximale sont évaluées dans le présent chapitre. Notamment, les performances du BIS avec TMD optimisé non conventionnel et du BIS avec TMDI optimisé réduisent l'accélération maximale du bâtiment BIS conventionnel similaire sous diverses excitations sismiques naturelles réelles. La réduction maximale de l'accélération de pic est d'environ 36% produite par le BIS avec un TMD non conventionnel optimisé sous l'excitation sismique de Manjil. Cependant, la différence de réduction dans toutes les configurations de contrôle est mineure pour l'accélération de pic. La réduction maximale de l'accélération de pic pour le BIS avec TMD optimisé conventionnel et le BIS avec TMDI optimisé est d'environ 8 % et 34 %, respectivement. Il est intéressant de noter que l'accélération développée au sommet de la superstructure est proportionnelle aux forces induites par l'excitation sismique.

L'effort de cisaillement à la base est l'un des principaux éléments pris en compte pour les conceptions sismiques. L'effort de cisaillement maximal à la base obtenu à partir de l'analyse de l'historique temporel pour les différentes configurations de contrôle, y compris le cas du bâtiment BIS conventionnel, est indiqué dans le tableau 5.22 pour les excitations sismiques de champ lointain et de champ proche. On observe que l'effort de cisaillement à la base du bâtiment BIS a augmenté de 1% à 26% pendant les divers séismes. Une réduction remarquable de l'effort de cisaillement à la base produit par BIS avec un TMDI optimal sous l'excitation sismique de Manjil. Par conséquent, on peut conclure que le cas BIS avec TMD optimal conventionnel, BIS avec TMD

optimal non conventionnel et BIS avec TMDI optimal basée sur la minimisation du déplacement n'a pas d'effet particulier sur l'effort de cisaillement à la base, **Dadkhah et al [192]**.

Il est proposé d'installer le BIS avec TMD optimisé conventionnel, le BIS avec TMD optimisé non conventionnel et le BIS avec TMDI optimisé afin de réduire la réponse structurelle en termes d'accélération en tête, de déplacements en tête et de déplacements à la base, ainsi que l'énergie. Ces quantités de réponse sont importantes. En outre, le déplacement à la base est crucial pour la conception du BIS.

Le déplacement maximal à la base (déplacement de l'isolateur) indiqué dans le tableau 5.22 indique l'efficacité de chaque dispositif de contrôle, c'est-à-dire, le bâtiment BIS équipé de TMD optimaux conventionnels, de TMD optimaux non conventionnels et de TMDI optimaux. A partir de la réponse maximale du déplacement à la base (déplacement de l'isolateur) présentée dans le tableau 5.22, le pourcentage de réduction de la réponse sous diverses excitations sismiques de champ proche et de champ lointaine considérées est déterminé et montré dans le même tableau. Il convient de noter que les signes positifs et négatifs du tableau 5.22 indiquent respectivement la réduction et l'augmentation de la réduction moyenne. Il est observé que BIS avec un TMDI optimal entraîne la plus grande réduction du déplacement à la base (déplacement de l'isolateur).

De plus, il est observé que le BIS conventionnel produit un grand déplacement à la base soumis au séisme de Manjil. Les TMDI optimaux réduisent efficacement cette demande de déplacement importante. Le déplacement à la base maximal de BIS conventionnel, de BIS avec TMD optimisé conventionnel, de BIS avec TMD optimisé non conventionnel et de BIS avec TMDI optimisé est de 150 cm, ~132 cm, 77 et 72 cm.

On observe que le TMD optimal conventionnel peut réduire le déplacement d'environ 12 %, tandis que le TMD optimal non conventionnel et le TMDI optimale peuvent réduire le déplacement jusqu'à 45 %. Il est également évident que cette réduction du déplacement à la base (déplacement de l'isolateur) ne se fait pas au prix d'une accélération amplifiée (voir Tableau 5.22).

L'énergie cinétique et l'énergie de déformation du bâtiment BIS conventionnel avec ou sans dispositifs de contrôle supplémentaires tels que le TMD conventionnel optimal, le TMD non conventionnel optimal et le TMDI optimal sont respectivement calculées sur la base de la formule définie précédemment (voir, Eq.5.2) et rassemblées dans le Tableau 5.22. Une comparaison entre les trois configurations de contrôle montre que le TMDI optimisé et le TMD non conventionnel optimisé équipé du bâtiment BIS ont réduit de manière significative la quantité d'énergie dissipée.

Tableau 5.22 Quantités de réponse de pic pour une suite de diverses excitations sismiques pour un bâtiment de référence de 20 étages isolé à la base

Système de contrôle passif des vibrations	Séisme	Déplacement en tête (cm)	Accélération en tête (g)	Effort tranchant $V_b/W$	Déplacement en bas (cm)	Énergie cinétique $E_k$ (KN.m)	Énergie de déformation $E_s$ (KN.m)
BIS conventionnel	Nahanni	45.054	1.098	<b>1.123</b>	38.173	0.465	0.515
BIS avec TMD conventionnel		41.825(7%)	<b>1.096(0%)</b>	1.139(-1%)	35.461(7%)	0.428(8%)	0.472(8%)
BIS avec TMD non conventionnel		25.409(44%)	1.141(-4%)	1.416(-26%)	21.964(42%)	0.193(58%)	0.202(61%)
BIS avec TMDI		<b>24.541(46%)</b>	1.131(-3)	1.148(-2%)	<b>21.082(45%)</b>	<b>0.153(67%)</b>	<b>0.170(67%)</b>
BIS conventionnel	Superstition	79.474	0.500	0.427	66.156	0.736	0.766
BIS avec TMD conventionnel		71.069(11%)	0.498(0%)	0.431(-1%)	59.293(10%)	0.634(14%)	0.654(15%)
BIS avec TMD non conventionnel		38.138(52%)	0.476(5%)	0.509(-19%)	33.053(50%)	<b>0.225(69%)</b>	<b>0.241(69%)</b>
BIS avec TMDI		<b>36.960(53%)</b>	<b>0.470(6%)</b>	<b>0.407(5%)</b>	<b>30.989(53%)</b>	0.265(64%)	0.273(64%)
BIS conventionnel	Kocaeli	47.605	0.231	0.199	40.160	0.299	0.299
BIS avec TMD conventionnel		36.466(23%)	0.223(3%)	0.195(2%)	30.155(25%)	0.177(41%)	0.182(39%)
BIS avec TMD non conventionnel		20.846(56%)	<b>0.187(19%)</b>	0.229(-15%)	18.149(55%)	<b>0.079(74%)</b>	<b>0.081(73%)</b>
BIS avec TMDI		<b>17.995(62%)</b>	<b>0.187(19%)</b>	<b>0.190(5%)</b>	<b>15.598(61%)</b>	0.084(72%)	0.089(70%)
BIS conventionnel	Chi-Chi	103.172	0.423	0.378	86.234	1.324	1.330
BIS avec TMD conventionnel		84.760(18%)	0.422(0%)	0.381(-1%)	70.430(18%)	0.877(34%)	0.907(32%)
BIS avec TMD non conventionnel		51.871(50%)	<b>0.413(2%)</b>	0.449(-19%)	44.285(49%)	0.525(60%)	0.526(60%)
BIS avec TMDI		<b>49.180(52%)</b>	0.431(-2%)	<b>0.374(1%)</b>	<b>40.844(53%)</b>	<b>0.447(66%)</b>	<b>0.454(66%)</b>
BIS conventionnel	San Fernando	23.463	<b>1.008</b>	<b>1.077</b>	20.673	0.247	0.285
BIS avec TMD conventionnel		23.073(2%)	1.009(0%)	1.088(-1%)	20.386(1%)	0.241(2%)	0.278(2%)
BIS avec TMD non conventionnel		17.971(23%)	1.017(-1%)	1.314(-22%)	16.273(21%)	<b>0.191(23%)</b>	<b>0.194(32%)</b>
BIS avec TMDI		<b>16.016(32%)</b>	1.028(-2%)	1.101(-2%)	<b>15.001(27%)</b>	0.227(8%)	0.242(15%)
BIS conventionnel	Friuli	13.488	0.387	0.383	11.137	0.035	0.036
BIS avec TMD conventionnel		10.067(25%)	0.387(0%)	0.387(-1%)	8.471(24%)	0.035(0%)	0.036(0%)
BIS avec TMD non conventionnel		7.300(46%)	0.385(1%)	0.458(-20%)	6.010(46%)	0.033(6%)	<b>0.033(8%)</b>
BIS avec TMDI		<b>7.081(48%)</b>	<b>0.378(2%)</b>	<b>0.382(0%)</b>	<b>5.857(47%)</b>	<b>0.032(9%)</b>	0.035(3%)
BIS conventionnel	Loma Prieta	37.232	<b>0.623</b>	<b>0.570</b>	29.877	0.272	0.272
BIS avec TMD conventionnel		36.078(3%)	0.624(0%)	0.577(-1%)	28.936(3%)	0.268(1%)	0.268(1%)
BIS avec TMD non conventionnel		29.433(21%)	0.636(-2%)	0.711(-25%)	23.289(22%)	<b>0.211(22%)</b>	<b>0.212(22%)</b>
BIS avec TMDI		<b>29.668(20%)</b>	0.644(-3%)	0.602(-6%)	<b>22.970(23%)</b>	0.225(17%)	0.225(17%)
BIS conventionnel	Manjil	179.427	0.627	0.567	150.132	4.621	4.643
BIS avec TMD conventionnel		158.189(12%)	0.578(8%)	0.534(6%)	131.900(12%)	3.769(18%)	3.795(18%)
BIS avec TMD non conventionnel		92.668(48%)	<b>0.399(36%)</b>	0.419(26%)	77.386(48%)	<b>1.047(77%)</b>	<b>1.093(76%)</b>
BIS avec TMDI		<b>87.910(51%)</b>	0.412(34%)	<b>0.380(33%)</b>	<b>72.339(52%)</b>	1.170(75%)	1.177(75%)



La majorité de la réduction de l'énergie cinétique et de l'énergie de déformation varie entre 0% et 39% pour BIS avec TMD conventionnel optimisé, 6% à 76% pour BIS avec TMD non conventionnel optimisé, tandis que pour le cas BIS avec TMDI optimisé, elle est entre 3% et 75%. Les réductions d'énergie cinétique et de déformation (%) pour tous les séismes adoptés sont présentées dans le tableau 5.22.

Outre la réactivité du bâtiment BIS conventionnel, la course des dispositifs est également le facteur important à considérer. En particulier dans les bâtiments BIS conventionnels où l'espace est limité, la course des dispositifs supplémentaires est une contrainte critique. À cette fin, le déplacement maximal de la course du TMD et du TMDI sous différentes excitations sismiques est illustré à la figure 5.36. À cet égard, on remarque tout d'abord sur la figure 5.36 que les déplacements de course des TMD optimaux conventionnels sont très grands lorsque le bâtiment BIS conventionnel est excité par un séisme de champ lointain, Manjil. Comme on peut le voir, pour le TMDI optimisé, le déplacement de la course est beaucoup plus petit, ce qui indique que l'espace de placement requis du TMDI optimisé est considérablement réduit. Dans le même temps, on peut obtenir la même course pour un TMD non conventionnel optimisé avec un rapport de masse plus large (c'est-à-dire la somme de son rapport de masse et de son rapport d'inertance) ; il faut donc prévoir un grand espace pour installer le TMD non conventionnel optimisé.

Une comparaison du déplacement de la course des dispositifs présentés ici avec le cas précédent présenté à la Figure 5.33 indique que le déplacement de la course augmente avec l'augmentation du nombre d'étages du bâtiment BIS. Cela peut également faire référence aux propriétés dynamiques du bâtiment BIS.

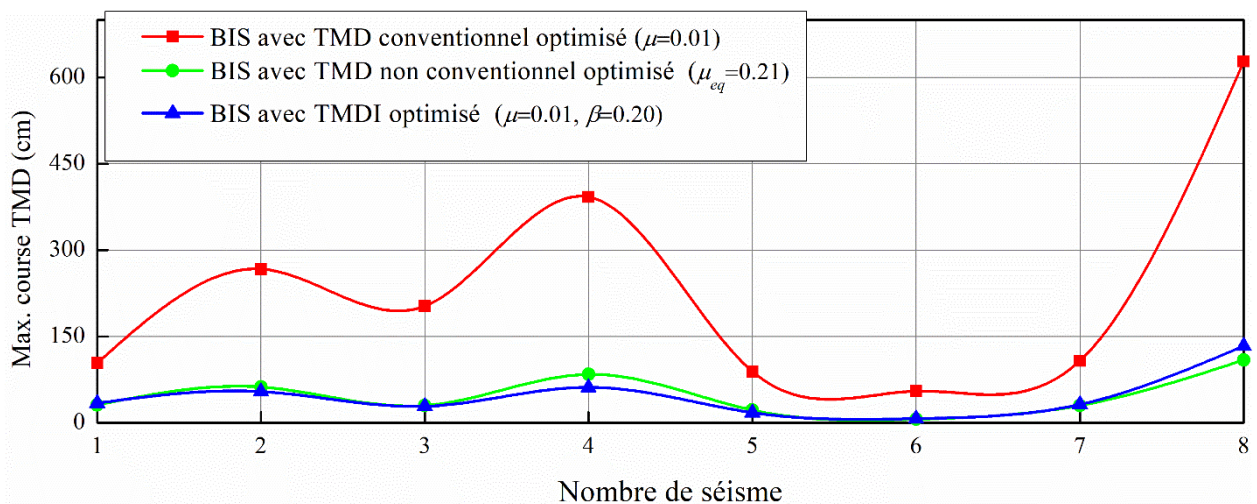
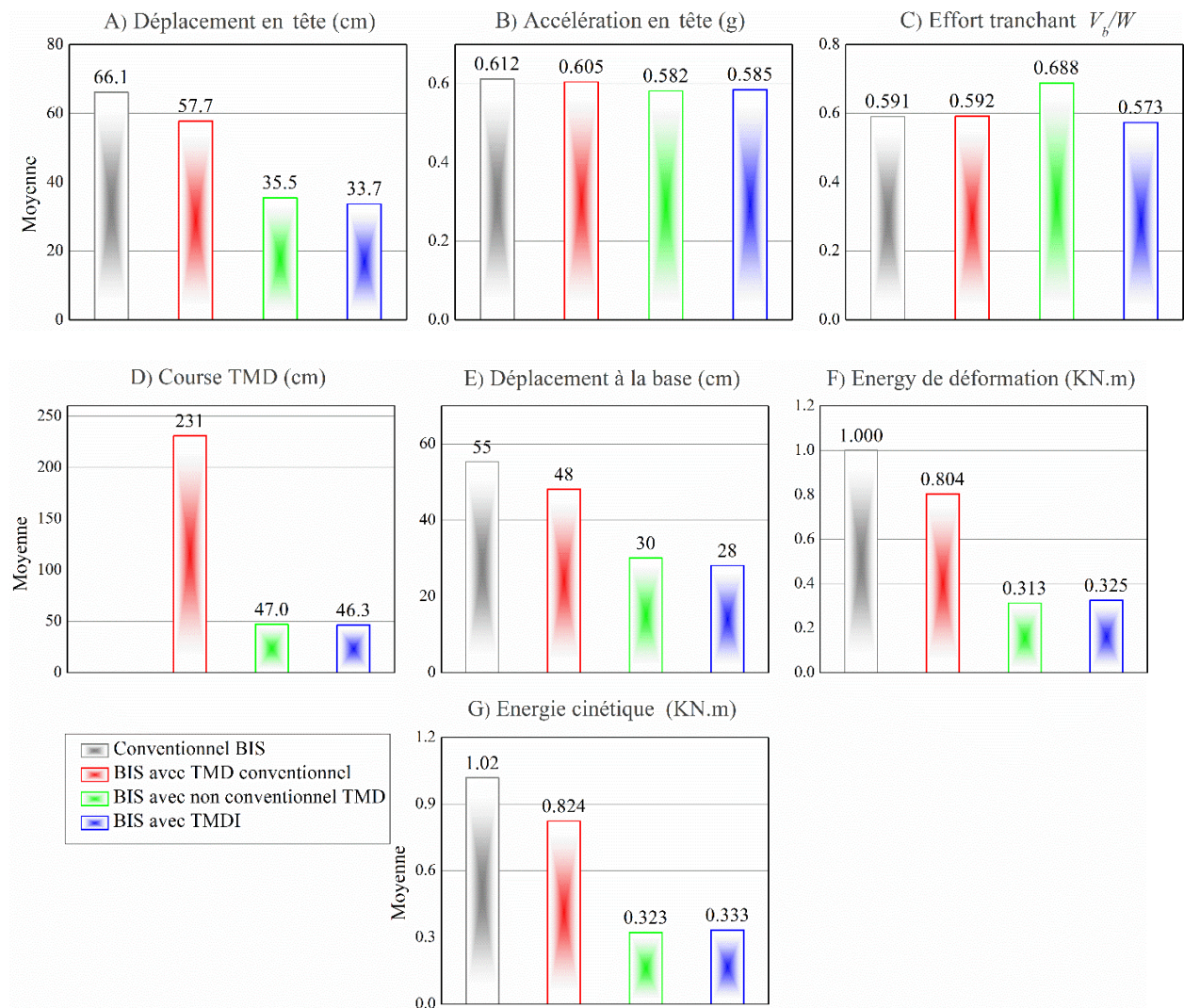


Figure 5.36 Déplacement de la course du TMD/TMDI soumis à diverses excitations sismiques pour un bâtiment de référence à base isolée de 20 étages ; BIS avec TMD conventionnel - ligne

rouge continue avec symbole carré, BIS avec TMD non conventionnel - ligne verte continue avec symbole circulaire, BIS avec TMDI - ligne bleue continue avec symbole rectangle

Les résultats pour les différentes excitations sismiques indiquées dans le tableau 5.22 sont ensuite moyennés pour obtenir les valeurs " max moyennes " des indicateurs de réponse considérés. Ces résultats de la moyenne maximale sont présentés sous forme de graphique dans les histogrammes de la figure 5.37. Comme on peut le voir sur la figure 5.37, les performances du TMD optimal non conventionnel et du TMDI optimal ont été appropriées et notables dans la diminution des réponses structurelles du bâtiment de référence de 20 étages isolé à la base. En outre, on peut conclure que, dans une certaine mesure, le BIS avec TMD non conventionnel optimisé produit de meilleures performances que le BIS avec TMDI optimisé. De plus, il est observé que l'effort de cisaillement à la base moyen normalisé du BIS avec le TMD non conventionnel optimisé a augmenté d'environ 16%.



*Figure 5.37 Indicateurs de réponse moyenne (déplacement, accélération, effort tranchant à la base, déplacement de la course TMD/TMDI, déformation et énergie cinétique) sous différents types d'excitations sismiques pour un bâtiment de référence de 20 étages isolé à la base*

## 5.6 Conclusion

A partir des résultats obtenus pour le contrôle de la réponse des bâtiments équipés de dispositifs de contrôle passif en comparant plusieurs indicateurs de réponse, dont le déplacement au sommet, le déplacement à la base (déplacement de l'isolateur), l'accélération absolue, 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, l'énergie d'amortissement, l'énergie de déformation et l'énergie cinétique sont contrôlées par l'installation du TMDI dans diverses configurations de contrôle structurel considérées dans cette étude (bâtiments de référence de 3, 5 et 8 étages, deux bâtiments adjacents, bâtiments de référence à base isolée de 8 et 20 étages).

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

- Le TMDI a été appliquée pour la protection sismique de divers bâtiments structuraux où il a été démontré qu'il permet des réductions significatives en termes de déplacements, d'accélération, de déplacement de la course TMDI/TMD, de déplacement à la base, d'énergie cinétique, d'énergie de déformation et d'énergie d'amortissement par rapport aux TMDI/TMD conventionnels, pour la même masse réelle attachée.
- Une procédure d'optimisation par algorithme génétique (GA) a été envisagée dans le domaine de la fréquence sur la base de la norme afin d'obtenir des conceptions optimales de TMDI et TMD qui minimisent la fonction objective sélectionnée (par exemple, le déplacement du plancher supérieur, le déplacement inter-étages, le déplacement de la base, etc.) du cas structurel correspondant excité par un bruit blanc « *white noise* ».
- Les avantages du TMDI en termes de suppression des vibrations et de réduction du poids ont été vérifiés pour des bâtiments de faible, moyenne et grande hauteur soumis à différentes excitations sismiques caractérisées par un contenu fréquentiel différent.
- La configuration TMDI peut soit remplacer une partie de la masse vibrante TMD pour obtenir une solution de contrôle passif des vibrations nettement plus légère (effet de remplacement de masse TMD), ou améliorer les performances du TMD pour une masse TMD constante (masse TMD effet d'amplification)
- Il a été démontré numériquement que lorsque l'inertie est incorporé dans le nouveau dispositif TMDI, la conception optimale nécessite des valeurs de rigidité et

d'amortissement plus élevées pour les éléments reliant la masse attachée au bâtiment principal par rapport au dispositif TMD.

- Il a été prouvé que les changements survenant dans les propriétés du bâtiment d'origine ont un impact plus important sur la gamme des paramètres de TMDI requis pour une conception optimale, par rapport à la méthode conventionnelle TMD.

# Conclusion générale

## CONCLUSION GENERALE

Ce travail étudie une nouvelle configuration de contrôle des vibrations, à savoir l'amortisseur de masse accordé avec *inertor* (*tuned mass damper inertor* 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'inertor » en plus des éléments de ressort et amortisseur du TMD pour relier une masse attachée à la structure primaire du bâtiment. À cette fin, plusieurs configurations structurelles de bâtiments ont été étudiées et analysées. Les équations différentielles du mouvement des bâtiments modélisés en 2D par la représentation d'état « *State-space* » sont résolues en utilisant la méthode de Runge Kutta de 4<sup>ème</sup> ordre. L'objectif principal de ce travail est de démontrer la performance du nouveau dispositif TMDI.

L'optimisation est effectuée dans le domaine fréquentiel par la norme  $H_\infty$ . Un algorithme génétique estime le rapport fréquentiel ( $f_d$ ), le taux d'amortissement ( $\zeta_d$ ), le rapport de masse ( $\mu$ ) et le rapport d'inertance ( $\beta$ ) optimaux pour le TMDI. 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 certain nombre de cas différents de structures soumises à diverses excitations sismiques en champ proche et en champ lointain.
- Pour les trois premiers cas d'études (I, II et III), l'utilisation des scénarios de contrôle TMDI ( $i_d, i_b$ ) pour différents emplacements de connexion de l'inertor permet d'obtenir des réductions significatives par rapport au scénario de contrôle TMD classique ( $i_d, i_b$ ) pour une valeur inférieure de la masse réelle comparée à celle du TMD, non seulement par rapport au déplacement au sommet de la structures mais aussi par rapport à l'accélération au sommet, à la course du TMD/TMDI et à l'effort tranchant à la base (l'effort de cisaillement).
- L'effet du TMDI ( $i_d, i_b$ ) sur la réduction des vibrations de la structure primaire (déplacement et accélération) dépend fortement de l'emplacement de la deuxième borne de l'inertor. Plus on abaisse l'étage où la deuxième borne de l'inertor est connectée plus on obtient une augmentation de la réduction de la réponse (réf. Tableaux 5.17-5.19).
- L'installation de la deuxième borne de l'inertor à des étages inférieurs (mais pas nécessairement au sol) permet d'améliorer les performances, ceci est principalement

- motivé par le fait que la réponse relative augmente avec l'espacement des étages. Ainsi l'inerteur produit une masse fictive proportionnelle à l'accélération entre ces extrémités.
- La course du TMD/TMDI dépend fortement de la masse attachée au TMD/TMDI (rapport de masse). Cependant, une petite masse attachée au TMD ( $i_d$ ,  $i_b$ ) produit une course de déplacement plus élevée, ce qui a été observé dans les trois cas d'études (I, II et III).
  - L'inclusion du dispositif inerteur réduit considérablement la course de déplacement du TMD.
  - Aussi, le dispositif inerteur peut être introduit dans une structure existante équipée d'un TMD sans changer la masse attachée et permettra probablement d'améliorer la réponse.
  - Tous les scénarios de contrôle du TMDI ( $i_d$ ,  $i_b$ ) ont réduit considérablement la course de déplacement par rapport au TMD ( $i_d$ ,  $i_b$ ). De plus, l'abaissement de l'étage où est connectée la deuxième borne de l'inerteur ( $i_b$ ) n'affecte pas tant la course que le déplacement et l'accélération.
  - L'emplacement d'inerteur affecte grandement les performances de contrôle du TMDI ( $i_d$ ,  $i_b$ ), et l'inerteur qui couvre plus de niveaux d'étages a de meilleures performances de contrôle en termes de réduction du déplacement, d'accélération absolue et de l'effort tranchant à la base.
  - La force de l'inerteur pour les trois scénarios de contrôle envisagés pour la même masse d'inertance augmente en abaissant l'étage où l'inerteur est connecté ; il s'agit d'un élément très important qui se réfère à l'accélération relative des deux bornes de l'inerteur.
  - D'un point de vue pratique, il est évident que l'inclusion du dispositif inerteur est plus avantageuse pour les masses attachées relativement petites.
  - Les résultats numériques obtenus dans AS1 et AS2 qui se réfèrent à un seul TID et TMDI couplé, respectivement ; indiquent que les deux schémas de contrôle AS1 et AS2 contrôlent efficacement le risque d'entrechoquement et le déplacement entre les étages de deux bâtiments adjacents. Une amélioration supplémentaire de l'efficacité dans le domaine fréquentiel et dans le domaine temporel pour les schémas de contrôle AS1 et AS2 a pu être obtenue par un TID et un TMDI retro couplé (AS4, AS5) que nous avons développé.
  - Dans les schémas de contrôle AS1 et AS2, une masse légère dans des dispositifs TID et TMDI à couplage unique produit un déplacement de course élevé, et vice versa, une masse pondérée dans un dispositif TID et TMDI à couplage unique produit un déplacement de course plus faible.

- La force de résistance de l'inertier dépend principalement de la quantité de masse d'inertance utilisée.
- L'énergie d'amortissement est réduite en couplant les bâtiments adjacents par une seule TID et TMDI connecté par rapport au cas incontrôlé.
- Dans les schémas de contrôle AS3, AS4 et AS5, une masse pondérée donne un grand déplacement de course et vice versa.
- Une réduction et un contrôle efficaces des réponses structurelles sous la forme de déplacements, d'accélération, de déplacements de la course, de l'effort de cisaillement à la base, de l'énergie cinétique et de l'énergie de déformation sont obtenus par le TMD optimisé non conventionnel et le TMDI optimisé attaché à une structure isolée à la base (BIS), en comparant ses résultats avec le TMD conventionnel.
- Il a été prouvé que l'utilisation de l'inertier 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 installé à la base et l'inertier directement fixé au sol et non placé entre la masse du TMD et la base isolée.
- Le TMD optimisé non conventionnel montre une réduction de réponse presque similaire par rapport au TMDI optimisé avec un léger avantage et une supériorité par rapport au TMDI optimisé. Cette réduction similaire de la réponse a été obtenue au prix de l'augmentation de la masse du TMD, qui nécessite un grand espace dans le bâtiment, ce qui pourrait constituer une contrainte critique en raison du rapport de masse irréalisable.
- Un rapport de masse plus élevé (par exemple, TMD non conventionnel) affecte négativement la réponse en termes de l'effort de cisaillement à la base et vice versa.
- L'optimisation des paramètres du TMD conventionnel, du TMD non conventionnel et du TMDI axée sur la réduction du déplacement n'affectera pas de manière significative l'effort de cisaillement à la base du bâtiment isolé à la base.
- Une réduction comparable de l'énergie cinétique et de l'énergie de déformation est observée par l'installation du TMD conventionnel, du TMD non conventionnel et du TMDI par rapport au bâtiment isolé à la base.
- Les TMDs non conventionnels (avec un rapport de masse important) réduisent significativement le déplacement de la course et montrent une nette supériorité par rapport aux TMDs conventionnels, tandis que les TMDs non conventionnels montrent le même niveau de réduction du déplacement de la course par rapport aux TMDs avec une légère supériorité par rapport à ces derniers dans certains cas.



- En moyenne, le TMDI optimal montre toujours la meilleure performance par rapport aux autres dispositifs de contrôle passif (TMD conventionnel, TMD non conventionnel) soumis à différentes excitations sismiques.
- En cas d'excitation sismique en champ lointain, les déplacements de course obtenus par les TMD conventionnel sont très élevés.
- L'augmentation du nombre d'étages du bâtiment isolé à la base affecte de manière significative le déplacement de la course du TMD conventionnel.

# Liste des références

## LISTE DES RÉFÉRENCES

1. Marian, L., *The tuned mass damper inerter for passive vibration control and energy harvesting in dynamically excited structural systems*, 2015, [Doctoral dissertation, City University London.
2. Den Hartog, J. and Ormondroyd, *Theory of the dynamic vibration absorber*. J ASME J. Appl. Mech, 1928. **50**(7): p. 11-22.
3. Han, Q., et al., *Free Parameter Optimization of DTMDs Based on Improved Hybrid Genetic-Simulated Annealing Algorithm*. International Journal of Structural Stability Dynamics, 2020. **20**(03): p. 2050031.
4. 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.
5. Stanikzai, M.H., et al., *Seismic response control of base-isolated buildings using multiple tuned mass dampers*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2019. **28**(3): p. e1576.
6. Di Matteo, A., et al., *Optimal design of tuned liquid column damper inerter for vibration control*. Mechanical Systems Signal Processing, 2022. **167**: p. 108553.
7. Yamaguchi, H. and N. Harnpornchai, *Fundamental characteristics of multiple tuned mass dampers for suppressing harmonically forced oscillations*. Earthquake engineering structural dynamics, 1993. **22**(1): p. 51-62.
8. Salzenstein, P., *Oscillators: Recent Developments*. 2019: BoD–Books on Demand.
9. Hessabi, R.M., *Application of Real-Time Hybrid Simulation Method in Experimental Identification of Gyromass Dampers*, 2017, [Doctoral dissertation, University of Toronto (Canada).
10. 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.
11. Tiwari, N.D., et al., *A shape memory alloy-tuned mass damper inerter system for passive control of linked-SDOF structural systems under seismic excitation*. Journal of Sound Vibration, 2021. **494**: p. 115893.
12. Wang, Q., et al., *MTMDI for Mitigating Wind-Induced Responses of Linked High-Rise Buildings*. Journal of Structural Engineering, 2021. **147**(4): p. 06021001.
13. Ye, K., et al., *Analytical solution of seismic response of base-isolated structure with supplemental inerter*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2019. **48**(9): p. 1083-1090.
14. De Domenico, D. and G. Ricciardi, *An enhanced base isolation system equipped with optimal tuned mass damper inerter (TMDI)*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2018. **47**(5): p. 1169-1192.

15. Spencer Jr, B. and T. Soong. *New applications and development of active, semi-active and hybrid control techniques for seismic and non-seismic vibration in the USA*. in *Proceedings of international post-SMiRT conference seminar on seismic isolation, passive energy dissipation and active control of vibration of structures*. 1999. Cheju, Korea.
16. Datta, T.K., *Seismic analysis of structures*. 2010: John Wiley & Sons.
17. Sahoo, P., *Experimental and Numerical Study on Tuned Mass Damper in Controlling Vibration of Frame Structures*, 2015, [Doctoral dissertation, 2015].
18. Edrees, T., *Structural control and identification of civil engineering structures*, 2015, Luleå tekniska universitet.
19. Bigdeli, K., *Optimal placement and design of passive damper connectors for adjacent structures*, 2012, University of British Columbia.
20. Constantinou, M.C., T.T. Soong, and G.F. Dargush, *Passive energy dissipation systems for structural design and retrofit*. 1998.
21. Soong, T. and B.J.E.s. Spencer Jr, *Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice*. 2002. **24**(3): p. 243-259.
22. Yao, J.T., *Concept of structural control*. *Journal of the Structural Division*, 1972. **98**(7): p. 1567-1574.
23. Soong, T. and B. Spencer Jr Reviewer, *Active structural control: theory and practice*. *Journal of Engineering Mechanics*, 1992. **118**(6): p. 1282-1285.
24. Hrovat, D., P. Barak, and M.J.J.o.E.M. Rabins, *Semi-active versus passive or active tuned mass dampers for structural control*. 1983. **109**(3): p. 691-705.
25. Rahimi, F., R. Aghayari, and B. Samali, *Application of tuned mass dampers for structural vibration control: a state-of-the-art review*. *Civil Engineering Journal*, 2020: p. 1622-1651.
26. Saaed, T.E., et al., *A state-of-the-art review of structural control systems*. *Journal of Vibration Control*, 2015. **21**(5): p. 919-937.
27. Cheng, F.Y., H. Jiang, and K. Lou, *Smart structures: innovative systems for seismic response control*. 2008: CRC Press.
28. Tan, Y., *Oscillator Dampers in Civil Structures*, in *Oscillators-Recent Developments*. 2018, IntechOpen.
29. Shilpa Chandran.P, D.C.P.V.T., *Seismic Effectiveness of Tuned Mass Damper - A Review*. *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, 2017. **04**(03): p. 4.
30. Shevale, S.S., et al., *Seismic behaviour of multi-storied building by using tuned mass damper and base isolation: A Review*. *Journal of Engineering Research Application*, 2016. **6**: p. 1-6.
31. Frahm, H., *Device for damping vibrations of bodies*, 1911, Google Patents.
32. Den Hartog, J.J.M.-H.B.C., Inc., New York, *Mechanical vibrations (1956)*. 1956: p. 155-165.

33. Kawaguchi, A., A. Teramura, and Y. Omote, *Time history response of a tall building with a tuned mass damper under wind force*. Journal of wind engineering industrial aerodynamics, 1992. **43**(1-3): p. 1949-1960.
34. Fujino, Y. and M. Abé, *Design formulas for tuned mass dampers based on a perturbation technique*. Earthquake engineering structural dynamics, 1993. **22**(10): p. 833-854.
35. Tsai, H.-C. and G.-C. Lin, *Explicit formulae for optimum absorber parameters for force-excited and viscously damped systems*. Journal of Sound Vibration, 1994. **176**(5): p. 585-596.
36. Youssef, N., *Supertall buildings with tuned mass damper*. The Structural Design of Tall Buildings, 1994. **3**(1): p. 1-12.
37. Sinha, R. and T. Igusa, *Response of primary–secondary systems to short-duration, wide-band input*. Journal of sound vibration, 1995. **185**(1): p. 119-137.
38. Kwok, K. and B. Samali, *Performance of tuned mass dampers under wind loads*. Engineering structures, 1995. **17**(9): p. 655-667.
39. Sadek, F., et al., *A method of estimating the parameters of tuned mass dampers for seismic applications*. Earthquake engineering and structural dynamics, 1997. **26**(6): p. 617-636.
40. Rana, R. and T. Soong, *Parametric study and simplified design of tuned mass dampers*. Engineering structures, 1998. **20**(3): p. 193-204.
41. Pinkaew, T., P. Lukkunaprasit, and P. Chatupote, *Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures*. Engineering structures, 2003. **25**(1): p. 39-46.
42. Kamrani-Moghaddam, B., M. Rahimian, and A.K. Ghorbani-Tanha. *Performance of Tuned Mass Dampers for Response Reduction of Structures under near-Field and Far-Field Seismic Excitations*. in *4th International Conference on Earthquake Engineering*. 2006.
43. Xu, K., T.J.E.e. Igusa, and s. dynamics, *Dynamic characteristics of multiple substructures with closely spaced frequencies*. 1992. **21**(12): p. 1059-1070.
44. Igusa, T. and K. Xu, *Vibration control using multiple tuned mass dampers*. Journal of sound vibration, 1994. **175**(4): p. 491-503.
45. Abé, M., Y.J.E.e. Fujino, and s. dynamics, *Dynamic characterization of multiple tuned mass dampers and some design formulas*. 1994. **23**(8): p. 813-835.
46. Jangid, R., *Dynamic characteristics of structures with multiple tuned mass dampers*. Structural engineering mechanics: An international journal, 1995. **3**(5): p. 497-509.
47. Kareem, A. and S.J.J.o.s.e. Kline, *Performance of multiple mass dampers under random loading*. 1995. **121**(2): p. 348-361.
48. Joshi, A. and R. Jangid, *Optimum parameters of multiple tuned mass dampers for base-excited damped systems*. Journal of sound vibration, 1997. **202**(5): p. 657-667.
49. Jangid, R., *Optimum multiple tuned mass dampers for base-excited undamped system*. Earthquake engineering structural dynamics, 1999. **28**(9): p. 1041-1049.

50. Li, C., *Performance of multiple tuned mass dampers for attenuating undesirable oscillations of structures under the ground acceleration*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2000. **29**(9): p. 1405-1421.
51. Li, C., Y.J.E.e. Liu, and s. dynamics, *Active multiple tuned mass dampers for structures under the ground acceleration*. 2002. **31**(5): p. 1041-1052.
52. Li, C., *Optimum multiple tuned mass dampers for structures under the ground acceleration based on DDMF and ADMF*. Earthquake engineering structural dynamics, 2002. **31**(4): p. 897-919.
53. Li, C., *Performance of Maxwell damper based multiple tuned mass dampers*. 2008.
54. Chen, G. and J. Wu, *Experimental study on multiple tuned mass dampers to reduce seismic responses of a three-storey building structure*. Earthquake engineering structural dynamics, 2003. **32**(5): p. 793-810.
55. Moon, K.S., *Vertically distributed multiple tuned mass dampers in tall buildings: performance analysis and preliminary design*. The Structural Design of Tall Special Buildings, 2010. **19**(3): p. 347-366.
56. Patil, V.B. and R.S. Jangid, *Optimum multiple tuned mass dampers for the wind excited benchmark building*. Journal of civil engineering management, 2011. **17**(4): p. 540-557.
57. Gill, D., et al., *Robustness of multi-mode control using tuned mass dampers for seismically excited structures*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2017. **15**(12): p. 5579-5603.
58. Yang, J., A. Danielians, and S. Liu, *Aseismic hybrid control systems for building structures*. Journal of Engineering Mechanics, 1991. **117**(4): p. 836-853.
59. Tsai, H.-C., *The effect of tuned-mass dampers on the seismic response of base-isolated structures*. International journal of solids and structures, 1995. **32**(8-9): p. 1195-1210.
60. Kareem, A., *Modelling of base-isolated buildings with passive dampers under winds*. Journal of wind engineering industrial aerodynamics, 1997. **72**: p. 323-333.
61. Palazzo, B. and L. Petti, *Combined control strategy: base isolation and tuned mass damping*. ISET Journal of Earthquake Technology, 1999. **36**(2-4): p. 121-137.
62. Palazzo, B., L. Petti, and M. De Ligio, *Response of base isolated systems equipped with tuned mass dampers to random excitations*. Journal of Structural Control, 1997. **4**(1): p. 9-22.
63. Taniguchi, T., A. Der Kiureghian, and M. Melkumyan, *Effect of tuned mass damper on displacement demand of base-isolated structures*. Engineering Structures, 2008. **30**(12): p. 3478-3488.
64. Julie, S. and R.J.I.J.o.M. Sajeeb, *Performance of base isolators and tuned mass dampers in vibration control of a multistoried building*. IOSR Journal of Mechanical Civil Engineering Volume, 2012. **2**: p. 01-07.

65. Xiang, P. and Nishitani, *Optimum design for more effective tuned mass damper system and its application to base-isolated buildings*. Structural Control Health Monitoring, 2014. **21**(1): p. 98-114.
66. Djedoui, N. and A. Ounis, *TUNED MASS DAMPER FOR BASE ISOLATED STRUCTURES*. Sciences & Technologie. B, Sciences de l'ingénieur, 2014(40): p. 29-34.
67. Hessabi, R.M., et al., *Exploring the effects of tuned mass dampers on the seismic performance of structures with nonlinear base isolation systems*. 2017. **12**(3): p. 285-296.
68. Naderpour, H., et al., *Seismic Response of High-Rise Buildings Equipped with Base Isolation and Non-Traditional Tuned Mass Dampers*. Applied Sciences, 2019. **9**(6): p. 1201.
69. Smith, M.C. *Synthesis of mechanical networks: the inerter*. in *Decision and Control, 2002, Proceedings of the 41st IEEE Conference on*. 2002. IEEE.
70. Papageorgiou, C. and M.C. Smith. *Laboratory experimental testing of inerters*. in *Decision and Control, 2005 and 2005 European Control Conference. CDC-ECC'05. 44th IEEE Conference on*. 2005. IEEE.
71. Wang, F.-C., et al., *The performance improvements of train suspension systems with mechanical networks employing inerters*. Vehicle System Dynamics, 2009. **47**(7): p. 805-830.
72. Wang, F.-C. and T.-C. Lin, *Hydraulic inerter mechanism*, 2009, Google Patents.
73. Smith, M.C., *Force-controlling mechanical device*, 2008, Google Patents.
74. Smith, M.C. and F.-C. Wang, *Performance benefits in passive vehicle suspensions employing inerters*. Vehicle system dynamics, 2004. **42**(4): p. 235-257.
75. Smith, M.C., *The inerter: A retrospective*. Annual Review of Control, Robotics, Autonomous Systems, 2020. **3**: p. 361-391.
76. Ma, R., K. Bi, and H. Hao, *Inerter-based structural vibration control: A state-of-the-art review*. Engineering Structures, 2021. **243**: p. 112655.
77. 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.
78. 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.
79. 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).
80. 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.
81. Sun, L., D. Hong, and L. Chen, *Cables interconnected with tuned inerter damper for vibration mitigation*. Engineering Structures, 2017. **151**: p. 57-67.

82. 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.
83. Liu, X., et al., *Model identification methodology for fluid-based inerters*. Mechanical Systems Signal Processing, 2018. **106**: p. 479-494.
84. Gonzalez-Buelga, A., et al., *An electromagnetic vibration absorber with harvesting and tuning capabilities*. Structural Control Health Monitoring, 2015. **22**(11): p. 1359-1372.
85. 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.
86. Wang, F.-C. and W.-J. Su. *Inerter nonlinearities and the impact on suspension control*. in 2008 American Control Conference. 2008. IEEE.
87. Wang, F.-C. and M.-K. Liao, *The lateral stability of train suspension systems employing inerters*. Vehicle System Dynamics, 2010. **48**(5): p. 619-643.
88. Wang, F.-C., M.-R. Hsieh, and H.-J. Chen, *Stability and performance analysis of a full-train system with inerters*. Vehicle System Dynamics, 2012. **50**(4): p. 545-571.
89. Matamoros-Sanchez, A.Z., et al. *Stability control of a railway vehicle using absolute stiffness and inerters*. in Proceedings of 2012 UKACC International Conference on Control. 2012. IEEE.
90. Jiang, J.Z., et al., *Passive suspensions incorporating inerters for railway vehicles*. Vehicle System Dynamics, 2012. **50**(sup1): p. 263-276.
91. Jiang, J.Z., et al., *Passive suspensions for ride quality improvement of two-axle railway vehicles*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail Rapid Transit, 2015. **229**(3): p. 315-329.
92. 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.
93. Chen, M.Z., et al., *Influence of inerter on natural frequencies of vibration systems*. Journal of Sound Vibration, 2014. **333**(7): p. 1874-1887.
94. Hu, Y., et al., *Analysis and optimisation for inerter-based isolators via fixed-point theory and algebraic solution*. Journal of Sound Vibration, 2015. **346**: p. 17-36.
95. Alujević, N., et al., *Passive and active vibration isolation systems using inerter*. Journal of Sound Vibration, 2018. **418**: p. 163-183.
96. Pan, C. and R. Zhang, *Design of structure with inerter system based on stochastic response mitigation ratio*. Structural Control and Health Monitoring, 2018. **25**(6): p. e2169.
97. Basili, M., M. De Angelis, and D. Pietrosanti, *Modal analysis and dynamic response of two adjacent single-degree-of-freedom systems linked by spring-dashpot-inerter elements*. Engineering Structures, 2018. **174**: p. 736-752.



98. 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.
99. 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.
100. 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.
101. Lazar, I., S. Neild, and D. Wagg, *Vibration suppression of cables using tuned inerter dampers*. Engineering Structures, 2016. **122**: p. 62-71.
102. Giaralis, A. and L. Marian. *Use of inerter devices for weight reduction of tuned mass-dampers for seismic protection of multi-story building: the Tuned Mass-Damper-Inerter (TMDI)*. in *Active and Passive Smart Structures and Integrated Systems 2016*. 2016. International Society for Optics and Photonics.
103. Giaralis, A. and A. Taflanidis, *Robust reliability-based design of seismically excited tuned mass-damper-inerter (TMDI) equipped MDOF structures with uncertain properties*. 2016.
104. Salvi, J. and A. Giaralis. *Concept study of a novel energy harvesting-enabled tuned mass-damper-inerter (EH-TMDI) device for vibration control of harmonically-excited structures*. in *Journal of Physics: Conference Series*. 2016. IOP Publishing.
105. Pietrosanti, D., M. De Angelis, and M. Basili, *Optimal design and performance evaluation of systems with Tuned Mass Damper Inerter (TMDI)*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2017. **46**(8): p. 1367-1388.
106. Giaralis, A. and F. Petrini, *Optimum design of the tuned mass-damper-inerter for serviceability limit state performance in wind-excited tall buildings*. Procedia Engineering, 2017. **199**: p. 1773-1778.
107. Giaralis, A. and F. Petrini, *Wind-induced vibration mitigation in tall buildings using the tuned mass-damper-inerter*. Journal of Structural Engineering, 2017. **143**(9): p. 04017127.
108. Petrini, F., A. Giaralis, and Z. Wang, *Optimal tuned mass-damper-inerter (TMDI) design in wind-excited tall buildings for occupants' comfort serviceability performance and energy harvesting*. Engineering Structures, 2020. **204**: p. 109904.
109. De Domenico, D. and G. Ricciardi, *Improving the dynamic performance of base-isolated structures via tuned mass damper and inerter devices: A comparative study*. Structural Control and Health Monitoring, 2018. **25**(10): p. e2234.
110. De Domenico, D. and G. Ricciardi, *Optimal design and seismic performance of tuned mass damper inerter (TMDI) for structures with nonlinear base isolation systems*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2018. **47**(12): p. 2539-2560.

111. Cacciola, P., A. Tombari, and A. GIARALIS. *A vibrating barrier with grounded inerter for non-invasive seismic protection of existing structures*. in *16th European Conference on Earthquake Engineering (16ECEE)*. 2018.
112. Cacciola, P., A. Tombari, and A. Giaralis, *An inerter-equipped vibrating barrier for noninvasive motion control of seismically excited structures*. *Structural Control Health Monitoring*, 2020. **27**(3): p. e2474.
113. Taflanidis, A. and A. Giaralis. *Multi-objective optimal design of the tuned mass-damper-inerter (TMDI) for stochastically support excited building structures*. in *16th European Conference on Earthquake Engineering-16ECEE*. 2018.
114. De Domenico, D., N. Impollonia, and G. Ricciardi, *Soil-dependent optimum design of a new passive vibration control system combining seismic base isolation with tuned inerter damper*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2018. **105**: p. 37-53.
115. Petrini, F., Z. Wang, and A. Giaralis. *Simultaneous vibration suppression and energy harvesting in wind excited tall buildings equipped with the tuned mass damper inerter (TMDI)*. in *Conference of the Italian Association for Wind Engineering*. 2018. Springer.
116. Pan, C., et al., *Demand-based optimal design of oscillator with parallel-layout viscous inerter damper*. *Structural Control and Health Monitoring*, 2018. **25**(1).
117. Taflanidis, A.A., A. Giaralis, and D. Patsialis, *Multi-objective optimal design of inerter-based vibration absorbers for earthquake protection of multi-storey building structures*. *Journal of the Franklin Institute*, 2019. **356**(14): p. 7754-7784.
118. 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.
119. Cao, L. and C. Li, *Tuned tandem mass dampers-inerters with broadband high effectiveness for structures under white noise base excitations*. *Structural Control Health Monitoring*, 2019. **26**(4): p. e2319.
120. Wang, Q., et al., *Seismic response control of adjacent high-rise buildings linked by the Tuned Liquid Column Damper-Inerter (TLCDI)*. *Engineering Structures*, 2020. **223**: p. 111169.
121. Pietrosanti, D., M. De Angelis, and A. Giaralis, *Experimental study and numerical modeling of nonlinear dynamic response of SDOF system equipped with tuned mass damper inerter (TMDI) tested on shaking table under harmonic excitation*. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2020. **184**: p. 105762.
122. 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*, 2020. **147**(1): p. 04020283.
123. Pietrosanti, D., M. De Angelis, and M. Basili, *A generalized 2-DOF model for optimal design of MDOF structures controlled by Tuned Mass Damper Inerter (TMDI)*. *International Journal of Mechanical Sciences*, 2020: p. 105849.

124. Pietrosanti, D., M. De Angelis, and A. Giaralis, *Experimental seismic performance assessment and numerical modelling of nonlinear inerter vibration absorber (IVA)-equipped base isolated structures tested on shaking table*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2021.
125. Salvi, J., et al., *Optimum tuning of passive tuned mass dampers for the mitigation of pulse-like responses*. 2018. **140**(6).
126. 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.
127. Den Hartog, J.P., *Mechanical vibrations*. 1956: Courier Corporation.
128. Ruiz, R., et al., *Risk-informed optimization of the tuned mass-damper-inerter (TMDI) for the seismic protection of multi-storey building structures*. Engineering Structures, 2018. **177**: p. 836-850.
129. Lara-Valencia, L.A., Y. Farbiarz-Farbiarz, and Y. Valencia-González, *Design of a Tuned Mass Damper Inerter (TMDI) Based on an Exhaustive Search Optimization for Structural Control of Buildings under Seismic Excitations*. Shock Vibration, 2020. **2020**.
130. Kaveh, A., et al., *Robust optimum design of a tuned mass damper inerter*. Acta Mechanica, 2020. **231**(9): p. 3871-3896.
131. Kaveh, A., M. Fahimi Farzam, and H. Hojat Jalali, *Statistical seismic performance assessment of tuned mass damper inerter*. Structural Control Health Monitoring, 2020. **27**(10): p. e2602.
132. Cao, L., C. Li, and X. Chen, *Performance of multiple tuned mass dampers-inerters for structures under harmonic ground acceleration*. Smart Structures and Systems, 2020. **26**(1): p. 49-61.
133. Li, C., et al., *Performance of a nonlinear hybrid base isolation system under the ground motions*. Soil Dynamics Earthquake Engineering, 2021. **143**: p. 106589.
134. Giaralis, A., *An inerter-based dynamic vibration absorber with concurrently enhanced energy harvesting and motion control performances under broadband stochastic excitation via inertance amplification*. ASCE-ASME J Risk and Uncert in Engrg Sys Part B Mech Engrg. 2021 Mar 1;7(1), 2021. **7**(1).
135. Caicedo, D., et al., *Seismic response of high-rise buildings through metaheuristic-based optimization using tuned mass dampers and tuned mass dampers inerter*. Journal of Building Engineering, 2021. **34**: p. 101927.
136. De Domenico, D. and G. Ricciardi, *Earthquake-resilient design of base isolated buildings with TMD at basement: Application to a case study*. Soil Dynamics Earthquake Engineering, 2018. **113**: p. 503-521.
137. Djerouni, S., et al. *Optimization and performance assessment of tuned mass damper inerter systems for control of buildings subjected to pulse-like ground motions*. in Structures. 2022. Elsevier.

138. Masnata, C., et al., *Smart structures through nontraditional design of tuned mass damper inerter for higher control of base isolated systems*. Mechanics Research Communications, 2020. **105**: p. 103513.
139. Masnata, C., et al., *Assessment of the tuned mass damper inerter for seismic response control of base-isolated structures*. Structural Control Health Monitoring, 2021. **28**(2): p. e2665.
140. Weber, F., et al. *Performance of TMDI for Tall Building Damping*. in *In Actuators*. 2020. Multidisciplinary Digital Publishing Institute.
141. Marian, L. and A. Giaralis, *Vibration suppression and energy harvesting in tuned mass-damper–inerter (TMDI) equipped harmonically support-excited structures*. 2014.
142. Deastra, P., D. Wagg, and N. Sims. *The effect of a tuned-inerter-damper on the seismic response of base-isolated structures*. in *16th European Conference on Earthquake Engineering*. 2018.
143. 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.
144. Inman, D.J., *Vibration with control*. 2017: John Wiley & Sons.
145. Fu, Z.-F. and J. He, *Modal analysis*. 2001: Elsevier.
146. Spiegel, M.R., *Laplace transforms*. 1965: McGraw-Hill New York.
147. Liang, Z., et al., *Structural damping: applications in seismic response modification*. Vol. 3. 2011: CRC press.
148. De Silva, C.W., *Modeling of dynamic systems with engineering applications*. 2017: CRC Press.
149. Holland, J.H., *Adaptation in natural and artificial systems: an introductory analysis with applications to biology, control, and artificial intelligence*. 1992: MIT press.
150. Pourzeynali, S., S. Salimi, and H.E. Kalesar, *Robust multi-objective optimization design of TMD control device to reduce tall building responses against earthquake excitations using genetic algorithms*. Scientia Iranica, 2013. **20**(2): p. 207-221.
151. Pourzeynali, S., M.J.J.o.S. Zarif, and Vibration, *Multi-objective optimization of seismically isolated high-rise building structures using genetic algorithms*. 2008. **311**(3-5): p. 1141-1160.
152. Ru, N. and Y. Jianhua. *A GA and particle swarm optimization based hybrid algorithm*. in *2008 IEEE Congress on Evolutionary Computation (IEEE World Congress on Computational Intelligence)*. 2008. IEEE.
153. Dieterle, F.J., *Multianalyte quantifications by means of integration of artificial neural networks, genetic algorithms and chemometrics for time-resolved analytical data*. 2003.
154. Hadi, M.N. and Y. Arfiadi, *Optimum design of absorber for MDOF structures*. Journal of Structural Engineering, 1998. **124**(11): p. 1272-1280.
155. Warburton, G. and E. Ayorinde, *Optimum absorber parameters for simple systems*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 1980. **8**(3): p. 197-217.

156. Bekdaş, G. and S.M. Nigdeli, *Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search*. Engineering Structures, 2011. **33**(9): p. 2716-2723.
157. Mohebbi, M. and A. Joghataie, *Designing optimal tuned mass dampers for nonlinear frames by distributed genetic algorithms*. The Structural Design of Tall Special Buildings, 2012. **21**(1): p. 57-76.
158. Bekdaş, G. and S.M. Nigdeli, *Mass ratio factor for optimum tuned mass damper strategies*. International Journal of Mechanical Sciences, 2013. **71**: p. 68-84.
159. Greco, R. and G.C. Marano, *Optimum design of tuned mass dampers by displacement and energy perspectives*. Soil dynamics earthquake engineering, 2013. **49**: p. 243-253.
160. Nigdeli, S.M. and G. Bekdas, *Optimum tuned mass damper approaches for adjacent structures*. Earthquakes Structures, 2014. **7**(6): p. 1071-1091.
161. Khatibinia, M., H. Gholami, and S. Labbafi, *Multi-objective optimization of tuned mass dampers considering soil-structure interaction*. 2016.
162. Kamgar, R., et al., *Optimizing parameters of tuned mass damper subjected to critical earthquake*. 2018. **27**(7): p. e1460.
163. Lara-Valencia, L.A., D. Caicedo, and Y.J.A.S. Valencia-Gonzalez, *A novel whale optimization algorithm for the design of tuned mass dampers under earthquake excitations*. 2021. **11**(13): p. 6172.
164. Özsarıyıldız, Ş.S. and A. Bozer, *Finding optimal parameters of tuned mass dampers*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2015. **24**(6): p. 461-475.
165. Pietrosanti, D., M. De Angelis, and M. Basili, *Optimal design and performance evaluation of systems with Tuned Mass Damper Inerter (TMDI)*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2017. **46**(8): p. 1367-1388.
166. Spencer Jr, B., J. Suhardjo, and M. Sain, *Frequency domain optimal control strategies for aseismic protection*. Journal of Engineering Mechanics, 1994. **120**(1): p. 135-158.
167. Arfiadi, Y. and M. Hadi, *Optimal direct (static) output feedback controller using real coded genetic algorithms*. Computers Structures, 2001. **79**(17): p. 1625-1634.
168. Boyd, S.P. and C.H. Barratt, *Linear controller design: limits of performance*. Vol. 7. 1991: Citeseer.
169. Doyle, J., et al. *State-space solutions to standard  $H_2$  and  $H_\infty$  control problems*. in 1988 American Control Conference. 1988. IEEE.
170. Zames, G., *Feedback and optimal sensitivity: Model reference transformations, multiplicative seminorms, and approximate inverses*. IEEE Transactions on automatic control, 1981. **26**(2): p. 301-320.
171. Kurata, N., et al., *Actual seismic response controlled building with semi-active damper system*. Earthquake engineering structural dynamics, 1999. **28**(11): p. 1427-1447.

172. Ye, K. and P. Nyangi, *H $\infty$  optimization of tuned inerter damper with negative stiffness device subjected to support excitation*. Shock Vibration, 2020. **2020**.
173. Shen, W., et al., *Tuned inerter dampers for civil structures subjected to earthquake ground motions: optimum design and seismic performance*. Engineering Structures, 2019. **198**: p. 109470.
174. Yang, J., Z. Li, and S. Vongchavalitkul, *Generalization of optimal control theory: linear and nonlinear control*. Journal of engineering mechanics, 1994. **120**(2): p. 266-283.
175. Yang, J., J. Wu, and A. Agrawal, *Sliding mode control for nonlinear and hysteretic structures*. Journal of Engineering Mechanics, 1995. **121**(12): p. 1330-1339.
176. Yang, J., et al., *Control of sliding-isolated buildings using sliding-mode control*. Journal of Structural Engineering, 1996. **122**(2): p. 179-186.
177. Yang, J.N., Z. Li, and S. Liu, *Stable controllers for instantaneous optimal control*. Journal of engineering mechanics, 1992. **118**(8): p. 1612-1630.
178. Di Matteo, A., et al., *Optimal design of tuned liquid column dampers for seismic response control of base-isolated structures*. Acta Mechanica, 2018. **229**(2): p. 437-454.
179. Abdeddaim, M., et al. *Optimal design of Magnetorheological damper for seismic response reduction of Base-Isolated structures considering Soil-Structure interaction*. in *Structures*. 2022. Elsevier.
180. Council, A.T., *Quantification of building seismic performance factors*. 2009: US Department of Homeland Security, FEMA.
181. Xiang, P. and A. Nishitani, *Seismic vibration control of building structures with multiple tuned mass damper floors integrated*. Earthquake Engineering Structural Dynamics, 2014. **43**(6): p. 909-925.
182. Giaralis, A. and A. Taflanidis, *Optimal tuned mass-damper-inerter (TMDI) design for seismically excited MDOF structures with model uncertainties based on reliability criteria*. Structural Control Health Monitoring, 2018. **25**(2): p. e2082.
183. Di Matteo, A., C. Masnata, and A. Pirrotta, *Hybrid passive control strategies for reducing the displacements at the base of seismic isolated structures*. Frontiers in Built Environment, 2019. **5**: p. 132.
184. Petrini, F. and A. Giaralis. *ORCID: 0000-0002-2952-1171 (2016)*. *Control of across-wind vortex shedding induced vibrations in tall buildings using the tuned mass-damper-inerter (TMDI)*. in *6th European Conference on Structural Control-EACS2016*. 2016.
185. 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.

186. 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.
187. 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.
188. Di Matteo, A., C. Masnata, and A. Pirrotta, *Simplified analytical solution for the optimal design of Tuned Mass Damper Inerter for base isolated structures*. Mechanical Systems Signal Processing, 2019. **134**: p. 106337.
189. Rupakhety, R., S. Elias, and S. Olafsson, *Shared Tuned Mass Dampers for Mitigation of Seismic Pounding*. Applied Sciences, 2020. **10**(6): p. 1918.
190. Westermo, B.D., *The dynamics of interstructural connection to prevent pounding*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1989. **18**(5): p. 687-699.
191. Kelly, J.M., *The role of damping in seismic isolation*. Earthquake engineering structural dynamics, 1999. **28**(1): p. 3-20.
192. Dadkhah, M., et al., *Improvement of performance level of steel moment-resisting frames using tuned mass damper system*. Applied Sciences, 2020. **10**(10): p. 3403.